

**S.S.131 "Carlo Felice"**  
 Completamento itinerario Sassari – Olbia.  
 Potenziamento e messa in sicurezza S.S.131  
 dal km 192+500 al km 209+500.  
 2° Lotto dal km 202+000 al km 209+500

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. CA357

**PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG**

**RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

*Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma A27296)*

**PROGETTISTA:**

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*  
 Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*  
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*  
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

**GEOLOGO:**

*Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)*

**COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

*Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)*

**RESPONSABILE SIA:**

*Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:**

*Dott. Ing. Salvatore Frasca*

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE**

MANDATARIA:

MANDANTI:



**OPERE D'ARTE MINORI**  
**OPERE DI SOSTEGNO**  
 Relazione tecnica e di calcolo



CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	CA357_P000S00GETRE01_A			
DPCA0357	D 20	CODICE ELAB.	P00OS00GETRE01	A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	GIU. 2021	A. SCHIRRIPA	G.PIAZZA	G.PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## INDICE

---

<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>6</b>
1.1	OGGETTO.....	6
1.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	6
1.2.1	<i>Vita Nominale <math>V_n</math></i> .....	6
1.2.2	<i>Classi d'Uso</i> .....	7
1.2.3	<i>Periodo di Riferimento per l'azione sismica</i> .....	7
1.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	8
1.3.1	<i>Muri di sostegno ("MST")</i> .....	8
1.3.2	<i>Muri di sostegno – Fondazione su pali</i> .....	8
1.3.3	<i>Muri di sottoscarpa ("MSS")</i> .....	9
1.3.4	<i>Muri di controripa ("MCR") – Paramento inclinato 15%</i> .....	9
1.3.5	<i>Paratia di pali definitiva – VI01</i> .....	10
1.3.6	<i>Paratia di pali definitiva – Rotatoria</i> .....	13
<b>2</b>	<b>NORMATIVE E RIFERIMENTI</b> .....	<b>16</b>
<b>3</b>	<b>NORME TECNICHE</b> .....	<b>16</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO</b> .....	<b>17</b>
4.1	CALCESTRUZZI .....	17
4.1.1	<i>Caratteristiche ai fini della durabilità</i> .....	17
4.1.2	<i>Copriferri nominali</i> .....	18
4.1.3	<i>Resistenze di progetto</i> .....	21
4.1.4	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	22
4.2	ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO.....	23
4.2.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	23
4.2.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	23
4.2.3	<i>Acciaio per travi di ripartizione - Paratia</i> .....	24
4.2.4	<i>Acciaio per trefoli - Paratia</i> .....	24

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

<b>5</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....</b>	<b>25</b>
5.1	PARAMETRI GEOTECNICI - MURI DI SOSTEGNO, CONTRORIPA E SOTTOSCARPA .....	25
5.2	PARAMETRI GEOTECNICI – PARATIA DEFINITIVA VI01 .....	27
5.3	PARAMETRI GEOTECNICI – PARATIA DEFINITIVA ROTATORIA .....	28
5.4	PARAMETRI GEOTECNICI - MURI DI SOSTEGNO SU PALI .....	29
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO - MURI .....</b>	<b>30</b>
6.1	ORGANIZZAZIONE DEL CALCOLO .....	30
6.2	CALCOLO DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA.....	30
6.2.1	<i>Spinta della terra.....</i>	30
6.2.2	<i>Spinta della falda freatica .....</i>	32
6.2.3	<i>Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche.....</i>	33
6.3	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO .....	33
6.4	STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO .....	34
6.5	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO .....	34
6.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	34
6.7	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ALLO SLU .....	35
6.8	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRA PLATEA E FONDAZIONE.....	37
<b>7</b>	<b>AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO - MURI.....</b>	<b>38</b>
7.1	ANALISI DEI CARICHI .....	38
7.1.1	<i>Carichi permamenti .....</i>	38
7.1.2	<i>Sovraccarico accidentale a tergo del muro .....</i>	38
7.1.3	<i>Urto veicolo in svio.....</i>	38
7.1.4	<i>Azione del vento .....</i>	38
7.2	AZIONE SISMICA.....	40
7.2.1	<i>Parametri sismici fondamentali.....</i>	40
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	41
<b>8</b>	<b>SEZIONI DI ANALISI E RISULTATI – MURI SU FONDAZIONE DIRETTA .....</b>	<b>43</b>
8.1	SEZIONI DI ANALISI – MURI DI SOSTEGNO.....	43
8.1.1	<i>Muri di sottoscarpa .....</i>	44
8.1.2	<i>Muri di controripa ("MCR") – Paramento inclinato 15%.....</i>	44

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

<b>9</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO – PARATIE DEFINITIVE .....</b>	<b>46</b>
9.1	MODELLO DI CALCOLO.....	46
9.2	COEFFICIENTI DI SPINTA .....	47
9.3	STORIE DI CARICO.....	49
9.4	METODOLOGIA DI CALCOLO .....	50
9.4.1	<i>Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) .....</i>	<i>50</i>
9.4.2	<i>Verifiche dei tiranti.....</i>	<i>50</i>
9.4.3	<i>Verifiche della trave porta tiranti.....</i>	<i>53</i>
9.4.4	<i>Verifiche di stabilità globale del complesso paratia-terreno .....</i>	<i>53</i>
<b>10</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI – PARATIE DEFINITIVE .....</b>	<b>55</b>
10.1	ANALISI ESEGUITE.....	55
10.2	AZIONE SISMICA.....	55
10.3	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI.....	56
10.4	SPINTA DELLE TERRE .....	56
10.5	CARICHI ACCIDENTALI .....	56
10.5.1	<i>Urto veicolo in svio.....</i>	<i>57</i>
10.6	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	57
<b>11</b>	<b>SEZIONI DI ANALISI – PARATIE DEFINITIVE .....</b>	<b>59</b>
11.1	SEZIONI DI ANALISI 1 – PARATIA DEFINITIVA VI01 - TRATTO A SBALZO .....	59
11.2	SEZIONI DI ANALISI 2 – PARATIA DEFINITIVA VI01 - TRATTO TIRANTATO .....	59
11.3	SEZIONI DI ANALISI 3 – PARATIA DEFINITIVA ROTATORIA - TRATTO TIRANTATO .....	60
<b>12</b>	<b>RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE – PARATIA DEFINITIVA VI01 .....</b>	<b>61</b>
12.1	RISULTATI DEL CALCOLO .....	61
12.2	VERIFICHE PALI IN C.A. ....	61
12.2.1	<i>Verifiche strutturali (A1+M1).....</i>	<i>61</i>
12.2.2	<i>Verifiche geotecniche del grado di mobilitazione della spinta passiva (A2+M2).....</i>	<i>72</i>
12.2.3	<i>Verifiche SLE.....</i>	<i>72</i>
12.2.4	<i>Verifiche di stabilità globale .....</i>	<i>74</i>
12.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI ANCORAGGIO E CONTRASTO.....	76
12.3.1	<i>Verifiche strutturali (A1+M1) e geotecniche (A2+M2) dei tiranti.....</i>	<i>76</i>

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

12.3.2	<i>Verifiche strutturali travi di contrasto</i>	76
<b>13</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO E VERIFICHE – MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONI SU PALI.....</b>	<b>77</b>
13.1	CRITERI DI VERIFICA	77
13.1.1	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione</i>	77
13.1.2	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione</i>	81
13.1.3	<i>Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione</i>	82
13.1.4	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale</i>	82
13.1.5	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale</i>	88
13.2	ANALISI DELLA PALIFICATA	91
13.3	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	92
13.4	VERIFICHE STRUTTURALI	93
13.4.1	<i>Verifiche strutturali dei pali di fondazione</i>	93
13.4.2	<i>Verifica dei plinti di fondazione</i>	100
13.5	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	100
13.5.1	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)</i>	100
13.5.2	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale</i>	101
<b>14</b>	<b>DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)</b>	<b>102</b>
14.1	TIPO DI ANALISI SVOLTE	102
14.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	102
14.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	102
14.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	102
14.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	103
14.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	103
<b>15</b>	<b>ALLEGATO 1 – MURI DI SOSTEGNO</b>	<b>104</b>
<b>16</b>	<b>ALLEGATO 2 – MURI DI SOTTOSCARPA</b>	<b>105</b>

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

<b>17</b>	<b>ALLEGATO 3 – MURI DI CONTRORIPA.....</b>	<b>106</b>
<b>18</b>	<b>ALLEGATO 4 – STABILITA' GLOBALE MURI.....</b>	<b>107</b>
	18.1.1 Muri di sostegno ("MST").....	107
	18.1.2 Muri di sottoscarpa ("MSS").....	137
	18.1.3 Muri di controripa ("MCR") – Paramento inclinato 15%.....	146
<b>19</b>	<b>ALLEGATO 5 – PARATIA DEFINITIVA VI01 – SEZIONE 1 .....</b>	<b>171</b>
<b>20</b>	<b>ALLEGATO 6 – PARATIA DEFINITIVA VI01 – SEZIONE 2 .....</b>	<b>172</b>
<b>21</b>	<b>ALLEGATO 7 – PARATIA DEFINITIVA ROTATORIA – SEZIONE 3 .....</b>	<b>173</b>
<b>22</b>	<b>ALLEGATO 8 – TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE MURO MSTH100* .....</b>	<b>174</b>
	22.1 FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI....	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>
	22.2 FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI.....	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>
<b>23</b>	<b>ALLEGATO 9 – TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE MURO MSTH50* .....</b>	<b>175</b>
	23.1 FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI....	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>
	23.2 FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI.....	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 1 GENERALITA'

### 1.1 Oggetto

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali e geotecniche effettuate per la progettazione dei **Muri di sostegno, di Sottoscarpa e di Controripa**, della **Paratia Definitiva di pali**, posta in corrispondenza della **Spalla A sx** e della **Pila 1 sx** del **Viadotto VI01**, e la **Paratia Definitiva di pali**, posta in corrispondenza della **Rotatoria**, previsto nell'ambito dei lavori di realizzazione della "S.S. 131 Carlo Felice – Completamento itinerario Sassari-Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 – 2° lotto dal km 202 al km 209+500".

Le analisi e le verifiche statiche sono condotte conformemente al livello di Progettazione Definitiva di cui trattasi e mirano al dimensionamento degli elementi principali per consentirne una piena definizione dal punto di vista prestazionale ed economico.

Le analisi e le verifiche degli aspetti di dettaglio, saranno sviluppate nella successiva fase di Progettazione Esecutiva.

### 1.2 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

#### 1.2.1 Vita Nominale $V_N$

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Tabella 1.1 – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

In accordo con la Committenza Anas è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto:  $V_N = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazione elevati).

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 1.2.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **IV**;
- Coefficiente d'Uso:  $C_U = 2.0$ .

### 1.2.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$  anni.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 1.3 Descrizione delle opere

Tutte le opere analizzate nella presente relazione sono costituite da muri con fondazioni gettate in opera e paramenti prefabbricati con contrafforti. Risultano presenti anche tratti isolati e ben localizzati, in cui si prevedono muri co paramento prefabbricato e fondazione su pali di grande diametro.

#### 1.3.1 Muri di sostegno ("MST")

I tipologici esaminati sono i seguenti:

- Muro di sostegno tipo MSTH20 ("U22NM"): per altezze del paramento  $H \leq 2.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH30 ("U30NM"): per altezze del paramento  $2.01 \text{ m} \leq H \leq 3.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH40 ("U40NM"): per altezze del paramento  $3.01 \text{ m} \leq H \leq 4.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH50 ("U50NM"): per altezze del paramento  $4.01 \text{ m} \leq H \leq 5.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH60 ("U60NM"): per altezze del paramento  $5.01 \text{ m} \leq H \leq 6.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH70 ("U70NM"): per altezze del paramento  $6.01 \text{ m} \leq H \leq 7.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH80 ("U80TM"): per altezze del paramento  $7.01 \text{ m} \leq H \leq 8.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH90 ("U90TM"): per altezze del paramento  $8.01 \text{ m} \leq H \leq 9.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH100 ("U100TM"): per altezze del paramento  $9.01 \text{ m} \leq H \leq 10.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH110 ("U110TM"): per altezze del paramento  $10.01 \text{ m} \leq H \leq 11.0$  m.

Per il solo tratto denominato "MC\_AP\_E04\_SX", si prevede la seguente tipologia di muro:

- Muro di sostegno tipo MSTH20b ("U32NM"): per altezze del paramento  $H \leq 2.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH30b ("U37NM"): per altezze del paramento  $2.01 \text{ m} \leq H \leq 3.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH40b ("U42NM"): per altezze del paramento  $3.01 \text{ m} \leq H \leq 4.0$  m;

#### 1.3.2 Muri di sostegno – Fondazione su pali

Nei tratti denominati "MS\_AP\_E15\_SX", "MS\_AP\_E12\_SX" e "MS\_SV01NU\_SX", sono previste fondazioni profonde su pali  $\Phi 1200$  mm.

Le due tipologie di fondazioni su pali analizzate, sono relative ai tipologici elencati di seguito:

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

- Muro di sostegno tipo MSTH50\* ("U50NM"): per altezze del paramento  $H \leq 5.0$  m, con due file di pali  $\Phi 1200$  mm poste ad interasse longitudinale di  $il=3.00$  m e trasversale di  $it=3.60$  m con lunghezza dei pali  $L_p=10.00$  m. La zattera di fondazione presenta spessore di 1.40 m e larghezza di 5.60 m;
- Muro di sostegno tipo MSTH100\* ("U100TM"): per altezze del paramento  $5.01$  m  $\leq H \leq 10.0$  m, con tre file di pali  $\Phi 1200$  mm poste ad interasse longitudinale di  $il=3.00$  m e trasversale di  $it=3.60$  m con lunghezza dei pali  $L_p=32.00$  m. La zattera di fondazione presenta spessore di 1.40 m e larghezza di 9.20 m.

### 1.3.3 Muri di sottoscarpa ("MSS")

I tipologici esaminati sono i seguenti:

- Muro di sottoscarpa tipo MSSH20 ("U20NM"): per altezze del paramento  $H \leq 2.0$  m;
- Muro di sottoscarpa tipo MSSH30 ("U32NM"): per altezze del paramento  $2.01$  m  $\leq H \leq 3.0$  m;
- Muro di sottoscarpa tipo MSSH40 ("U47NM"): per altezze del paramento  $3.01$  m  $\leq H \leq 4.0$  m.

### 1.3.4 Muri di controripa ("MCR") – Paramento inclinato 15%

I tipologici esaminati sono i seguenti:

- Muro di controripa tipo MCRH20 ("U20NM"): per altezze del paramento  $H \leq 2.0$  m;
- Muro di controripa tipo MCRH30 ("U30NM"): per altezze del paramento  $2.01$  m  $\leq H \leq 3.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH40 ("U40NM"): per altezze del paramento  $3.01$  m  $\leq H \leq 4.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH50 ("U50NM"): per altezze del paramento  $4.01$  m  $\leq H \leq 5.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH60 ("U60NM"): per altezze del paramento  $5.01$  m  $\leq H \leq 6.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH70 ("U70NM"): per altezze del paramento  $6.01$  m  $\leq H \leq 7.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH80 ("U80TM"): per altezze del paramento  $7.01$  m  $\leq H \leq 8.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH90 ("U90TM"): per altezze del paramento  $8.01$  m  $\leq H \leq 9.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH100 ("U100TM"): per altezze del paramento  $9.01$  m  $\leq H \leq 10.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH110 ("U110TM"): per altezze del paramento  $10.01$  m  $\leq H \leq 11.0$  m.

Per maggiori informazioni, si rimanda agli elaborati grafici e alle sezioni tipo.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 1.3.5 Paratia di pali definitiva – VI01

La paratia di pali definitiva in corrispondenza della Spalla "A" sx e della Pila 1 sx del Viadotto VI01, tra le progressive **Pk.0+459.00** e la progressiva **Pk.0+590.00**, è costituita da pali  $\Phi 1200$  mm di lunghezza variabile da **Lm=6.00 m a 22.00 m** e posti ad un interasse  $i = 1.40$  m. Lungo tutto lo sviluppo della paratia, è presente un cordolo in c.a. di larghezza **1.70 m** e di altezza **1.40 m**.

L'altezza di scavo massima del tratto a sbalzo, misurata da estradosso cordolo, è di **8.00 m**.

In corrispondenza delle due zone di massima profondità dello scavo, sono presenti tiranti attivi definitivi a trefoli con  $\Phi 150$ mm, sono inclinati di  $20^\circ$  e posti ad un interasse  $i_t=1.40$ m. Ogni tirante presenta **tre trefoli da 0.6"**. I tiranti dei tre ordini, sono di lunghezza totale di **24.00 m** (di cui il bulbo da **10.0 m**).

Il primo ordine di tiranti è posto ad una distanza di **3.00 m** da estradosso cordolo, il secondo ordine ad una distanza di **3.50 m** dal primo ordine e il terzo ordine a **3.50 m** dal secondo ordine. I tiranti sono contrastiti con **2** profili **HEB180**.

Nei due tratti di maggiore approfondimento, l'altezza di scavo massima, misurata da estradosso cordolo, è di **12.70 m**.

In fase definitiva, lo scavo localizzato per la realizzazione della spalla e della pila, sarà ritombato fino a ottenere lo stesso livello della porzione centrale.

La superficie verticale della paratia, in fase definitiva e in corrispondenza dello scavo, è regolarizzata e ricoperta con uno strato di **calcestruzzo** di spessore **0.40 m**, coperto con **pannello prefabbricato rivestito in pietra locale**.

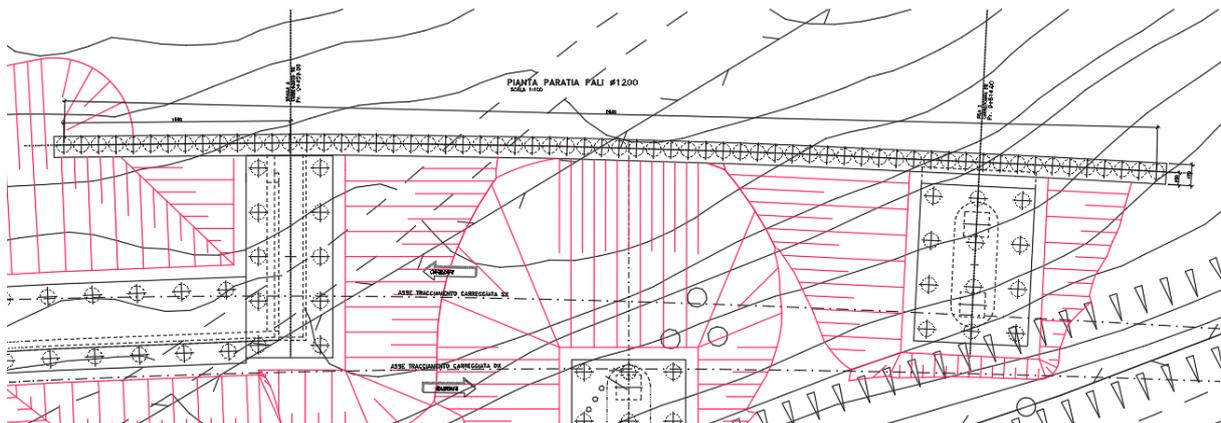


Figura 1.2 – Pianta – Paratia definitiva di pali – VI01

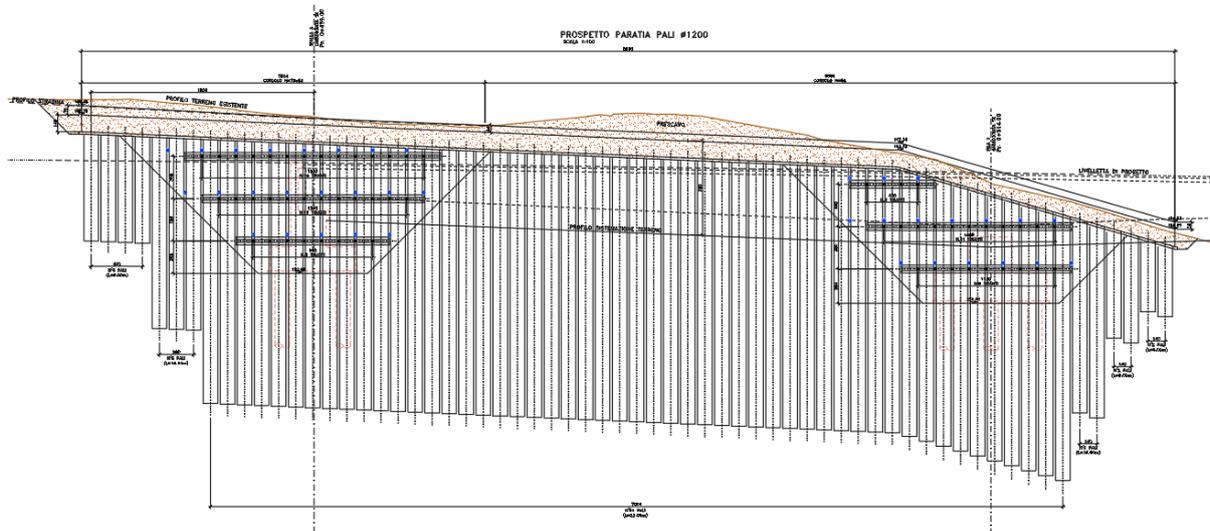


Figura 1.3 – Prospetto- Paratia definitiva di pali – VI01

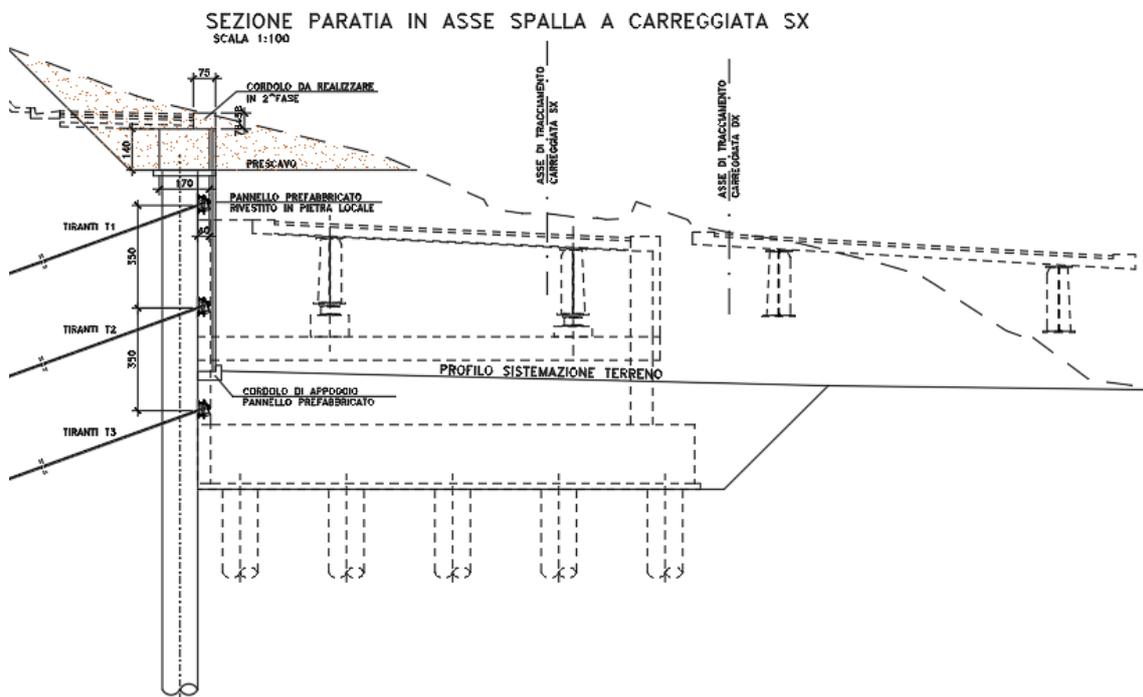


Figura 1.4 – Sezione – Paratia definitiva di pali – VI01

## DETTAGLIO RIVESTIMENTO PARATIA PALI Ø1200

SCALA 1:50

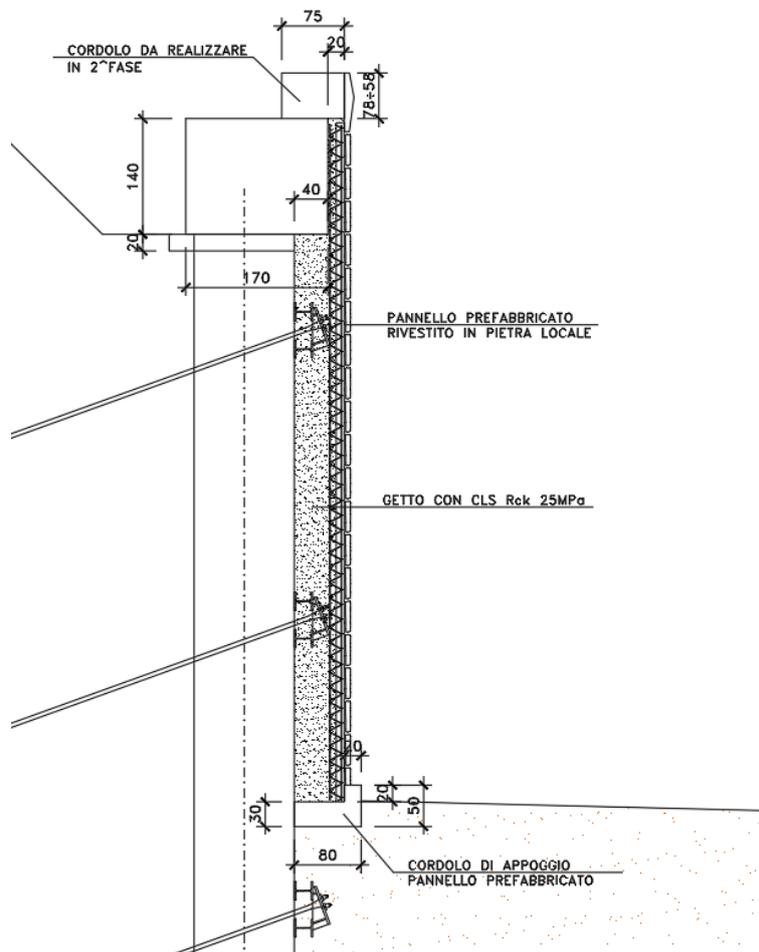


Figura 1.5 – Dettaglio – Paratia definitiva di pali – VI01

Per maggiori informazioni, si rimanda agli elaborati grafici.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 1.3.6 Paratia di pali definitiva – Rotatoria

La paratia di pali definitiva in corrispondenza della Rotatoria, di sviluppo pari a **33.90 m**, è costituita da pali  $\Phi 1200$  mm di lunghezza costante di  $L_m=22.00$  m e posti ad un interasse  $i = 1.40$  m. Lungo tutto lo sviluppo della paratia, è presente un cordolo in c.a. di larghezza **1.70 m** e di altezza **1.40 m**.

L'altezza di scavo massima, misurata da estradosso cordolo, è di **9.00 m**.

In corrispondenza della porzione centrale dell'opera, è presente un ordine di tiranti attivi definitivi a trefoli con  $\Phi 150$ mm, inclinati di  $20^\circ$  e posti ad un interasse  $it=1.40$ m. Ogni tirante presenta **tre trefoli** da **0.6"**. I tiranti, sono di lunghezza totale di **24.00 m** (di cui il bulbo da **10.0 m**).

L'ordine di tiranti è posto ad una distanza di **2.60 m** da estradosso cordolo. I tiranti sono contrastiti con **2** profili **HEB180**.

La superficie verticale esposta della paratia, in fase definitiva, è rivestita con uno strato di **calcestruzzo** di spessore variabile, coperto con **pannello prefabbricato rivestito in pietra locale**.

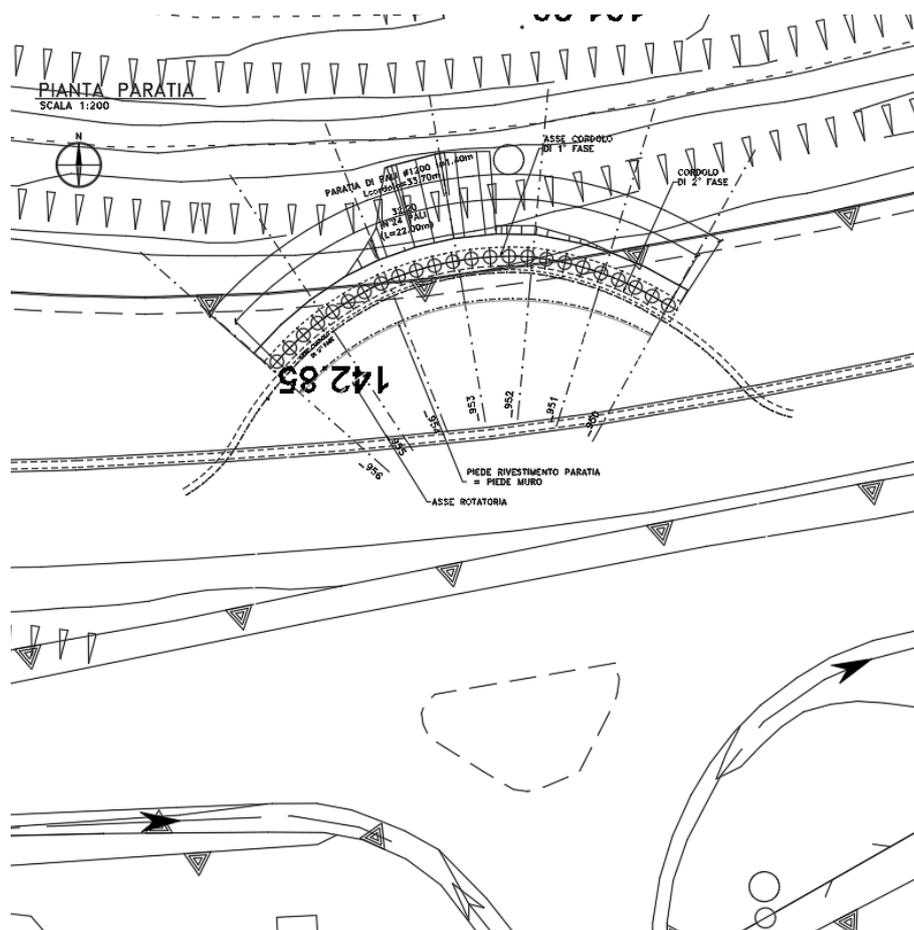


Figura 1.6 – Pianta – Paratia definitiva di pali – Rotatoria

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

PROFILO PARATIA

SCALA 1:200

Quote

Asse di Tracciamento

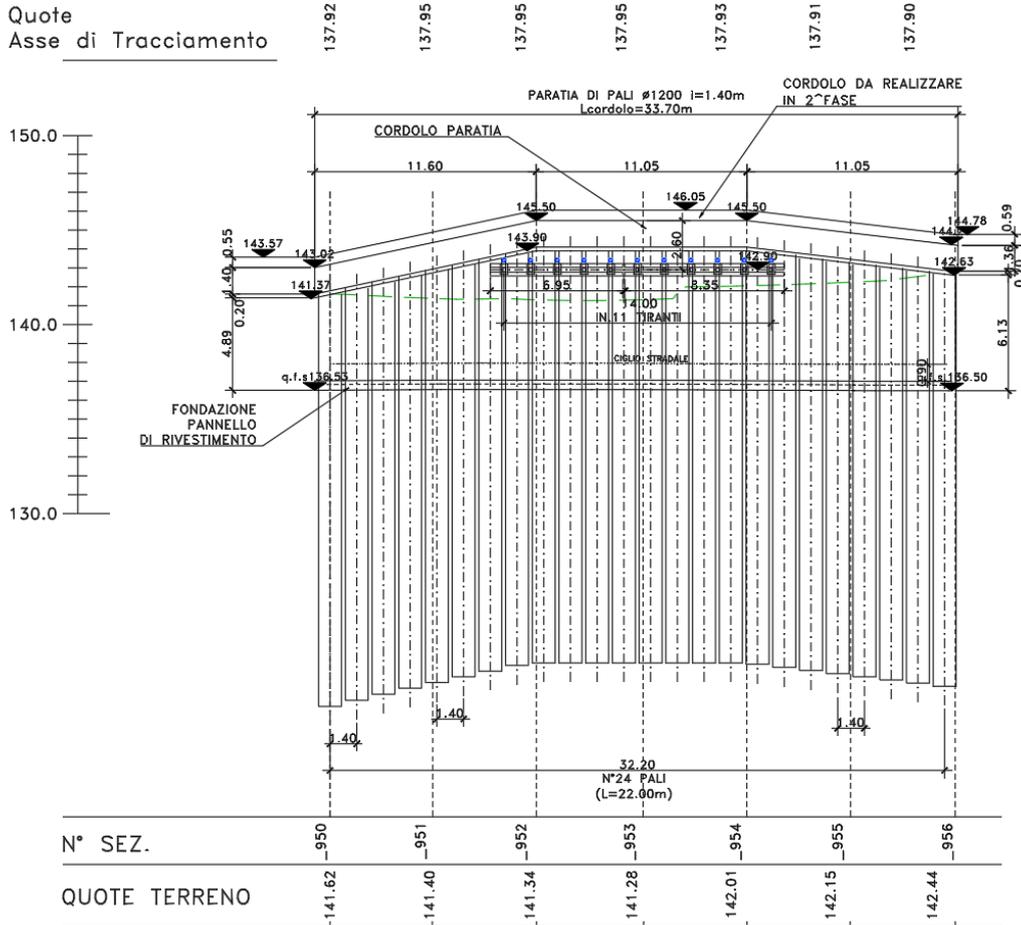
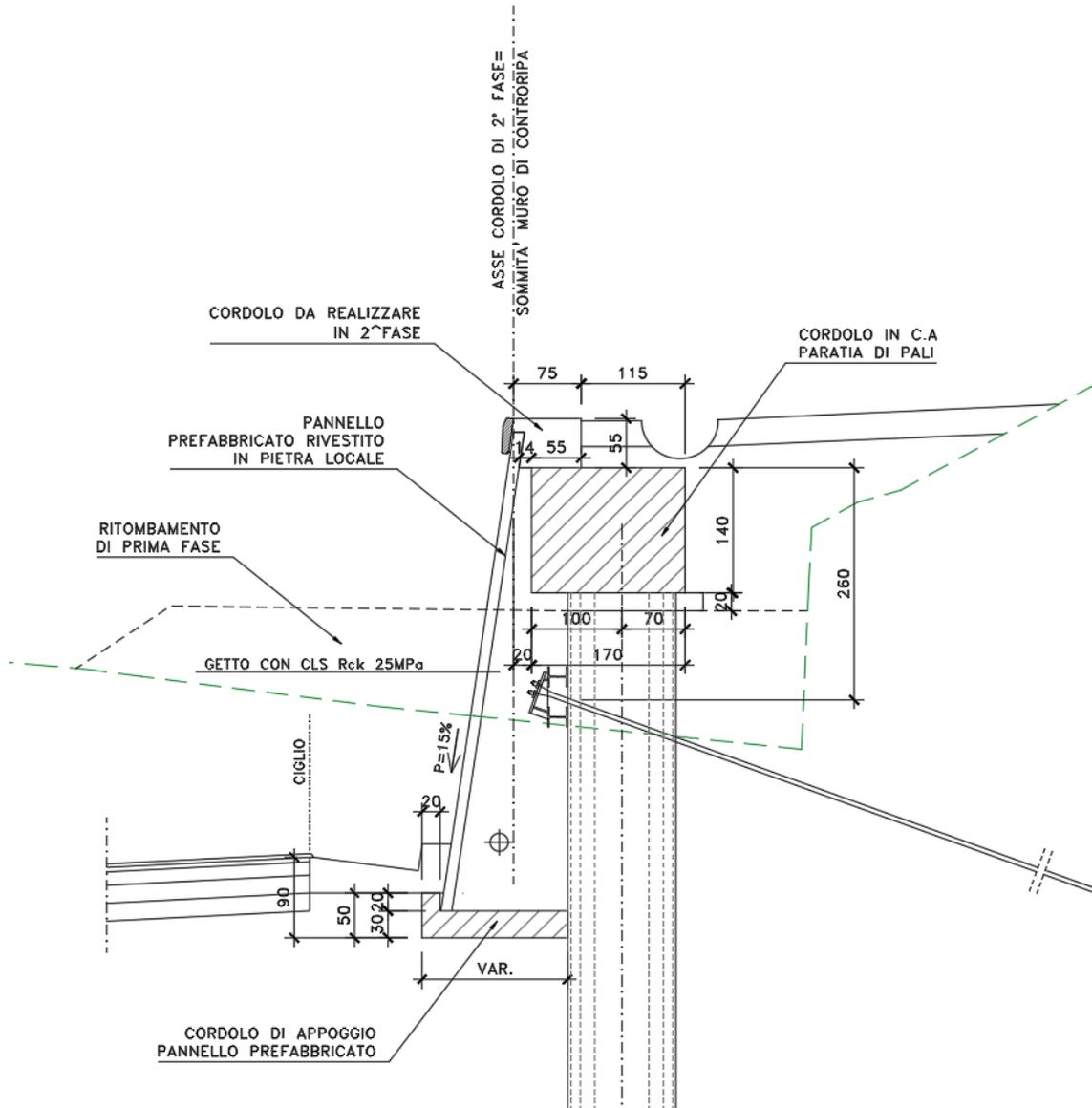


Figura 1.7 – Prospetto- Paratia definitiva di pali – Rotatoria

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### SEZIONE TIPO PARATIA PALI $\varnothing 1200$

SCALA 1:50



*Figura 1.8 – Sezione – Paratia definitiva di pali – Rotatoria*

Per maggiori informazioni, si rimanda agli elaborati grafici.

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Le analisi e le verifiche delle strutture sono state effettuate nel rispetto della seguente normativa vigente:

- [D\_1]. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> (nel seguito indicate come NTC18).
- [D\_2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18).
- [D\_3]. Norma Europea UNI EN 206: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità (Dicembre 2016).
- [D\_4]. Norma Italiana UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 (luglio 2016).

## 3 NORME TECNICHE

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

### 4.1 Calcestruzzi

#### 4.1.1 Caratteristiche ai fini della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme [D\_3] e [D\_4].

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione, in accordo alla "Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano" contenuta nell'appendice A alla norma [D\_4], che attribuisce alla **Sardegna** un livello di rischio **Nullo**, è stata esclusa l'applicazione della classe XF (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe XD (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare).

Analogamente è stata esclusa l'applicazione della classe XS (Corrosione indotta dai cloruri contenuti nell'acqua di mare).

Relativamente all'applicazione della classe XA (Attacco chimico da parte del terreno naturale e delle acque contenute nel terreno), le analisi chimiche eseguite su campioni di terreno e su acqua di falda ai sensi della norma UNI EN 206, hanno evidenziato concentrazioni di solfati ( $SO_4^{2-}$ ) nei terreni, tali da rientrare nei range illustrati nel prospetto 2 della norma [D\_3].

Di seguito il prospetto di sintesi riportato nel report "Documentazione indagini ambientali", prodotto da TECNOIN (§4.4 – Attacco chimico del calcestruzzo).

Denominazione		Terreno				Classi di esposizione		
		S02D_PZ (0-30)	S12D_PZ CA1 (40-62,50 m)	S13D_PZ (0-30)	S18D_PZ (0-60)	XA1	XA2	XA3
PARAMETRO	U. M.							
Solfato (ione solfato)	mg/kg	112,84	112,06	125,39	28,50	2000-3000	3000-12000	12000-24000
Acidità	mL/kg	4	<5	340	<2	200	non incontrato	

Denominazione		Terreno				Classi di esposizione		
		S22D (0-30)	S28D_DH (2-3)	S31HD CA3 (126-126,60 m)	Pz10D (0-2)	XA1	XA2	XA3
PARAMETRO	U. M.							
Solfato (ione solfato)	mg/kg	<0,5	28,40	120,72	<0,5	2000-3000	3000-12000	12000-24000
Acidità	mL/kg	<2	<2	<5	<2	200	non incontrato	

#### Classe di esposizione per le acque

Denominazione		Acqua			Classi di esposizione		
		S02D_PZ	S13D_PZ	S21D_PZ	XA1	XA2	XA3
PARAMETRO	U. M.						
Solfati (ione solfato)	mg/L	59,26	60,96	52,99	200-600	300-3000	3000-6000
pH	unità pH	7,51	7,54	7,65	5,5-6,5	4,5-5,5	4,0-4,5
Anidride carbonica (CO <sub>2</sub> )	mg/L	31,96	31,96	21,97	15-40	40-100	>100
Ammoniaca (ione ammonio)	mg/L	<0,4	<0,4	<0,4	15-30	30-50	60-100
Magnesio	mg/L	12,19	11,34	11,21	300-1000	1000-3000	>3000

Le concentrazioni di solfati rilevate permettono di definire per le membrature di fondazione una classe di esposizione XA1.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Di seguito, per ciascun elemento gettato in opera, viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d'opera e il contenuto minimo di cemento:

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)					
CALCESTRUZZO PER		Magrone di sottofondazione	Fondazioni	Elevazioni	Pali trivellati e diaframmi
Classe di resistenza (fck/Rck) (Mpa)		<b>C12/15</b>	<b>C32/40</b>	<b>C32/40</b>	<b>C32/40</b>
Classe di esposizione ambientale		-	<b>XC2 - XA1</b>	<b>XC4</b>	<b>XC2 - XA1</b>
φ max inerti (mm)	Dupper	-	32	25	32
	Dlower	-	20	16	20
Classe di consistenza		-	S4	S4	S5
Rapporto max acqua/cemento		-	0.5	0.5	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )		150	340***	340***	340***

*Tabella 4.1 – Caratteristiche dei Calcestruzzi per getti in opera*

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

\*\*\* cemento tipo SR resistente ai solfati secondo EN 197/1.

Per le caratteristiche del calcestruzzo degli elementi prefabbricati si faccia riferimento agli allegati del presente elaborato.

#### 4.1.2 Copriferrini nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrino), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §[D\_2], nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

*Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm*

C <sub>min</sub>	C <sub>0</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			≥C <sub>0</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>0</sub>	≥C <sub>0</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>0</sub>	≥C <sub>0</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>0</sub>	≥C <sub>0</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>0</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>GRUPPO FS ITALIANE</b>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 50 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferro vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 5 mm, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Per le produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

La tabella seguente illustra i valori del calcestruzzo nominale gettato in opera richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

### DETERMINAZIONE DEI COPRIFERRI NOMINALI SECONDO NTC2018

#### Dati generali relativi all'opera

Tipo di costruzione (1=temp. o provvisoria; 2 = prestazioni ordinarie; 3=prestazioni elevate)

Vita nominale dell'opera

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

ambiente	barre da c.a.						cavi da c.a.p.
	elementi a piastra		altri elementi				elementi a piastra
	$R_{ckmin}$	$R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$
ordinario	30	45	15	20	20	25	25
aggressivo	37	50	25	30	30	35	35
molto ag.	45	55	35	40	40	45	5

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni  Opera che sorge in terreni chimicamente debolmente aggressivi e/o con superfici esposte ad ambiente ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua.	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA	FONDAZIONE
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo $R_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	45	45	45	40	20
Classificazione dell'ambiente	XC4	XC4	XC4	XA1	
<b>Spessore del copriferro:</b>					Fondazione tozza debolmente armata
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	25	25	25	35	
Tolleranza di lavorazione	± 10	± 10	± 10	± 10	
Maggior spessore per durata	0	0	0	0	
TOTALE da norma mm	25±10	25±10	25±10	35±10	
<b>Spessore indicato nei disegni mm</b>	<b>30±5</b>	<b>30+5/-0</b>	<b>35+5/-0</b>	<b>40±10</b>	
<b>Ampiezza massima delle fessure:</b>					
Combinaz. frequente	mm 0.3	0.3	0.3	0.3	
Combinaz. quasi permanente	mm 0.2	0.2	0.2	0.2	

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Elemento	Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi
Tipo di armatura (1=barre da c.a.; 2=cavi da c.a.p.)	1
Elemento a piastra	NO
Classe di esposizione	XC2 - XA1
Ambiente	aggressivo
Rck	40
Check Rck min	OK
copriferro minimo (Tab. C4.1.IV NTC)	35
incremento Per Vn=100 (tipo di costruzione 3)	0
elem. prefabbricato con ver. Copriferri*	NO
riduzione per produzioni con ver. Copriferri	0
Tolleranza di posa	10
copriferro nominale	45
<i>* Elemento prefabbricato prodotto con sistema sottoposto a controllo di qualità che comprenda la ve</i>	
<b>copriferro nominale di progetto</b>	<b>75</b>

*Tabella 4.2 – Valori dei copriferri nominali in base alle NTC2018*

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

#### 4.1.3 Resistenze di progetto

##### Calcestruzzo C32/40:

<b>Caratteristiche Calcestruzzo</b>	<b>Var</b>	<b>C32/40</b>
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck}$	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>	<b>Var</b>	
coefficiente $\gamma_c$	$\gamma_c$	1.50
coefficiente $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>Var</b>	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
$\sigma_t$ - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

<b>ANCORAGGIO DELLE BARRE</b>	<b>Var</b>	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### Calcestruzzo C35/45:

#### STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C35/45
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck}$	Mpa	45
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	35
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	43.00
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	Mpa	3.21
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	2.25
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	4.17
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.85
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	34077

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
coefficiente $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	19.83
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.50

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	21.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	15.75
$\sigma_t$ - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.67
Resistenza cubica cls allo scassero	$R_{ckj}$	Mpa	35.0
tensioni max iniziali di compressione	$\sigma_c < 0.6 f_{ckj}$	Mpa	17.43
tensioni max iniziali di compr. - elementi con arm.pretesa	$\sigma_c < 0.7 f_{ckj}$	Mpa	20.34

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	3.37
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	2.36

#### 4.1.4 Verifiche a fessurazione

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considerano:

- Condizioni **aggressive**: per le verifiche a fessurazione di tutte le opere (classe di esposizione XC4-XA1).

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

La Tab. 4.1.IV stabilisce i criteri per la scelta degli stati limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura:

**Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
  - o Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_2 = 0.3$  mm
  - o Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_1 = 0.2$  mm

## 4.2 Acciaio in barre per cemento armato

### 4.2.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio in barre B450C in accordo a DM 17/01/2018 (Capitolo 11).

### 4.2.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità		
Qualità dell'acciaio		B450C	B450A	
Tensione caratteristica di snervamento nominale	$f_{yk}$	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	$f_{tk}$	Mpa	540	450
Modulo elastico	Es	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	$\phi_{min}$	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	$\phi_{max}$	mm	40	10
STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità		
coefficiente $\gamma_s$	$\gamma_s$		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità		
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max}=0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

#### 4.2.3 Acciaio per travi di ripartizione - Paratia

Acciaio tipo **S275**

##### ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Caratteristiche Acciaio da carpenteria metallica	Var	unità	UNI EN 10025
Qualità dell'acciaio			<b>S275</b>
Tensione caratteristica di snervamento	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yk}$	Mpa 275
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk}$	Mpa 430
Tensione caratteristica di snervamento	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	$f_{yk}$	Mpa 255
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk}$	Mpa 430
Modulo elastico		Es	Mpa 210000

##### STATI LIMITE ULTIMI

	Var	unità	
coeff. di sicurezza per resistenza delle sezioni $\gamma_{m0}$	$\gamma_{m0}$		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature $\gamma_{m1}$	$\gamma_{m1}$		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti $\gamma_{m1}$	$\gamma_{m1}$		1.10
coeff. di sicurezza per resistenza alla frattura, delle sez. Tese indebolite dai fori $\gamma_{m2}$	$\gamma_{m2}$		1.25
Resistenza plastica di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	261.9
Resistenza all'instabilità delle membrature	$t \leq 40 \text{ mm}$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	261.9
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	250.0
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)	$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	309.6
Resistenza plastica di calcolo	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	242.9
Resistenza all'instabilità delle membrature	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	242.9
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	231.8
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)	$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	344.0

#### 4.2.4 Acciaio per trefoli - Paratia

Caratteristiche Acciaio da precompressione	Var	unità	
Tipologia di armatura			<b>Trefoli</b>
Tensione caratteristica a carico ultimo	$f_{ptk}$	Mpa	1860
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{pyk} \quad f_{p(0.1)k} \quad f_{p(1)k}^*$	Mpa	1670
Modulo elastico	Es	Mpa	195000

\*  $f_{pyk}$  per acciaio in barre  $f_{p(0.1)k}$  per acciaio in fili  $f_{p(1)k}$  per acciaio in trefoli e trecce

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente $\gamma_s$	$\gamma_s$		1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	Mpa	1452

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

### 5.1 Parametri geotecnici - Muri di sostegno, controripa e sottoscampa

Il terreno di spinta per i muri di sostegno e sottoscampa è rappresentato dal materiale selezionato da rilevato. Per i muri di controripa, invece, si prevede il riempimento con materiale proveniente dagli scavi.

#### Terreno di spinta MST e MSS - Rilevato stradale

Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	18,0
Angolo di attrito – $\varphi'$ (°)	35
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	0

#### Terreno di spinta MCR - Riempimento

Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	17,0
Angolo di attrito – $\varphi'$ (°)	30
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	0

In generale, i terreni di fondazione più frequentemente presenti per i vari tratti di muri in oggetto sono rappresentati dalle unità delle alluvioni a grana fine "ALF", che risulta essere anche il più scadente tra quelli riscontrati e il limo sabbioso argilloso "LSA".

A favore di sicurezza, viene assunto come terreno di fondazione per le analisi di tutti i muri di sostegno con guard-rail e barriera antirumore assente e per i muri di controripa di altezza da 4.0 m a 9.0 m (senza barriera antirumore), il terreno tipo "ALF".

I muri di sostegno con barriera integrata, i restanti muri di controripa di altezza 2.0 m e 3.0 m (con barriera antirumore assente), i muri di controripa di altezze da 4.0 m a 11.0 m con barriera antirumore e i muri di sottoscampa, risultano fondati sul limo sabbioso argilloso "LSA", che è assunto come terreno di fondazione per tali opere.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

**Terreno di fondazione ( ALF)**

Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	17.6
Angolo di attrito – $\varphi'$ (°)	28.5
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	0

**Terreno di fondazione ( LSA)**

Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	17.9
Angolo di attrito – $\varphi'$ (°)	31
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	13.8

In generale, la falda non risulta interagire con le opere di sostegno, se non in alcuni casi specifici.

Nel caso in esame la falda è stata considerata presente ad estradosso fondazione dei muri di sottoscarpa e dei muri con fondazione su pali.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 5.2 Parametri geotecnici – Paratia definitiva VI01

Il terreno di spinta e di fondazione che interessa la paratia in oggetto, è rappresentato dal limo sabbioso argilloso "LSA".

Per le paratie sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici medi:

Strato 1	LSA
Profondità - z (m)	-
Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	17.9
Angolo di attrito – $\phi'$ (°)	31
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	15.8

**Tenuto conto del peso della coesione nei problemi di scarico tensionale, si è assunto il valore minimo di coesione efficace fornito dalla Relazione Geotecnica.**

Si è inoltre tenuto conto direttamente della presenza di prescavi a tergo delle opere.

Nel caso in esame la falda non è stata considerata in quanto non risulta presente.

Relativamente ai moduli elastici del terreno sono stati adottati valori "operativi", che tengono conto del livello di deformazione tipico del problema esaminato, pari a  $E_0 = 5.2 \text{ MPa}$  (per il limo sabbioso argilloso "LSA").

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 5.3 Parametri geotecnici – Paratia definitiva Rotatoria

L'assetto litologico che interessa la paratia in oggetto, è rappresentato dalla successione di strati, costituiti da un tetto di calcareniti "CL", che si sviluppa fino ad una profondità di 8.0 m dalla testa della paratia e a seguire, da uno strato di argille marnose "AM", estese per uno spessore di 6.0 m, al di sotto del quale si rileva la presenza di uno spesso strato di marne "M".

Per la paratia in oggetto, sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici medi:

Strato 1	CL
Profondità - z (m)	Fino a -8 m (da testa paratia)
Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	21.3
Angolo di attrito – $\phi'$ (°)	30.9
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	270

Strato 2	AM
Profondità - z (m)	Da-8 m a -14 m
Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	18.9
Angolo di attrito – $\phi'$ (°)	31.1
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	13.8

Strato 3	M
Profondità - z (m)	Da-14 m in giù
Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	19.9
Angolo di attrito – $\phi'$ (°)	30.1
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	165

**Tenuto conto del peso della coesione nei problemi di scarico tensionale, si è assunto il valore minimo di coesione efficace dei terreni tipo "AM" e si è assunto un valore dimezzato della coesione efficace dei terreni rocciosi, rispetto a quelli forniti nella Relazione Geotecnica.**

Si è inoltre tenuto conto direttamente della pendenza del terreno a tergo dell'opera.

Nel caso in esame la falda non è stata considerata in quanto non risulta presente.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Relativamente ai moduli elastici del terreno sono stati adottati valori "operativi", che tengono conto del livello di deformazione tipico del problema esaminato, pari a  $E_0 = 5160 \text{ MPa}$  (per le calcareniti "CL"), pari a  $E_0 = 5.0 \text{ MPa}$  (per le argille marnose "AM") e pari a  $E_0 = 525 \text{ MPa}$  (per le marne "M").

#### 5.4 Parametri geotecnici - Muri di sostegno su pali

Di seguito si riporta la stratigrafia ed i parametri geotecnici di progetto impiegati nel dimensionamento delle fondazioni su pali dei muri di sostegno tipo MSTH100\* e MSTH50\*.

OPERA **MURI TENSITER SU MICROPALI** Numero delle verticali indagate spinte a profondità utile al dimensionamento dei pali **1**

Allineamento: **H10**

Profondità falda da piano di campagna zw m **2**

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Strato n.	Da [m]	A [m]	Unità	PARAMETRI DI RESISTENZA															
				VALORI MEDI						VALORI MINIMI									
				$\gamma_{med}$ [kPa]	$q_{u,med}$ [kPa]	$c_{u,med}$ [kPa]	$c'_{med}$ [kPa]	$\phi'_{med}$ [°]	NSPT	$\gamma_{min}$ [kPa]	$q_{u,min}$ [kPa]	$c_{u,min}$ [kPa]	$c'_{min}$ [kPa]	$\phi'_{min}$ [°]	NSPT				
1	0.00	8.00	LSA2	17.9		140						15.4		120					
2	8.00	30.00	LSA2+Si	17.9		189						15.4		162					

Allineamento: **H5**

Profondità falda da piano di campagna zw m **2**

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Strato n.	Da [m]	A [m]	Unità	PARAMETRI DI RESISTENZA															
				VALORI MEDI						VALORI MINIMI									
				$\gamma_{med}$ [kPa]	$q_{u,med}$ [kPa]	$c_{u,med}$ [kPa]	$c'_{med}$ [kPa]	$\phi'_{med}$ [°]	NSPT	$\gamma_{min}$ [kPa]	$q_{u,min}$ [kPa]	$c_{u,min}$ [kPa]	$c'_{min}$ [kPa]	$\phi'_{min}$ [°]	NSPT				
1	0.00	7.50	AM	18.9		256						16.1		80					
2	7.50	30.00	Si	19.1	5500							18.5	2600						

Tabella 5.1 – Stratigrafie e parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni

Per il terreno a tergo dei muri, viene considerato materiale da rilevato, avente le caratteristiche descritte nel seguito.

#### Terreno di spinta - Rilevato stradale

Peso di volume – $\gamma$ (kN/mc)	18,0
Angolo di attrito – $\phi'$ (°)	35
Coesione drenata – $c'$ (kPa)	0

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 6 CRITERI DI CALCOLO - MURI

### 6.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 17/01/18 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti sopraindicati nella tabella 2.

Nella presente scheda è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione;
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa;
- la verifica al ribaltamento (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto O) e rispetto allo spigolo inferiore esterno della struttura prefabbricata (punto M);
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni esterne e le resistenze nelle sezioni delle membrature.

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno è svolta nella settima scheda, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno non è svolta in questa relazione.

### 6.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella scheda vengono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione. La struttura è costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato ed è soggetta all'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti.

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda e moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 del capitolo 3 e ripetuti nella tabella "Spinte, pesi e momenti" di ciascuna scheda.

#### 6.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura sottostante, la spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

Se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore  $\phi$  dell'angolo d'attrito del terreno di riempimento e dal suo profilo a monte del muro.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto, il coefficiente di spinta  $K_1$  attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con la **formula di Rankine**,

- per terrapieno orizzontale:

$$k_1 = \tan^2(45 - \phi/2)$$

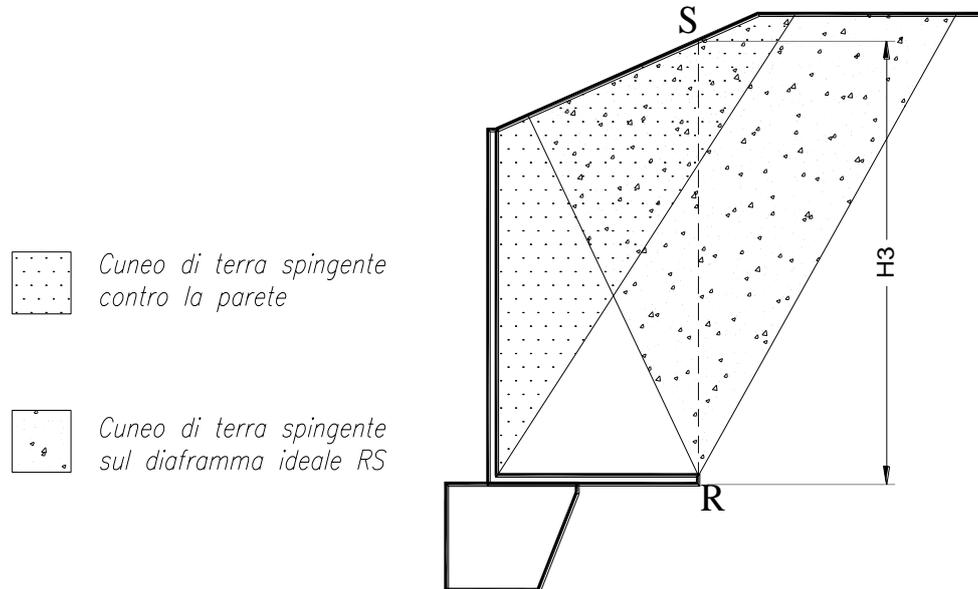
- per terrapieno inclinato dell'angolo  $\beta$ :

$$K_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$k_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del massa illimitato di Rankine dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>an</b> as GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	



- b) Se il profilo del rilevato non è rettilineo, il codice di calcolo, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento **"Cuneo a cavallo di R-S"**.

*La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta  $K_3$  su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 17/1/2018.*

### 6.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace. Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera  $1 \div 2$  m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

### 6.2.3 Pesì e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono stati calcolati in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicati per i rispettivi coefficienti delle azioni esposti nella tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

I coefficienti sismici, orizzontale e verticale, impiegati nel calcolo delle forze d'inerzia sono esposti nel paragrafo 6.3 e nelle schede 6 e 7.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri Tensiter tipo "T") il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite negli ultimi 35 anni hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo SLU abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano. Nel calcolo SLE abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

### 6.3 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni  $E_d$  (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno  $R_d$  allo scivolamento. Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza allo scorrimento è espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione e ridotta dal coefficiente parziale  $\gamma_R$  esposto nella tabella 2 ( $\gamma_R = 1.1$  nel caso SLU).

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità. Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perché privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto, questa parte della spinta passiva (circa il  $40 \div 50\%$ ), essendo

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

#### 6.4 Stato limite di ribaltamento

Lo stato limite al ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto, calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) oppure lo spigolo inferiore esterno del prefabbricato (punto "M"). Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza al ribaltamento è espressa dalla somma di tutti i momenti resistenti ed è ridotta dal coefficiente parziale  $\gamma_R$  esposto nella tabella 2 ( $\gamma_R = 1.15$  nel caso SLU). Ogni scheda espone il confronto tra i momenti ribaltanti  $E_d$  e quelli stabilizzanti  $R_d$ .

#### 6.5 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno

Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno. Questo confronto è svolto nella scheda 7.

La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970. La verifica è svolta a sensi del punto 6.5.3.1.1 del DM 17/1/18 con l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico effettivo dovuto alle forze esterne. Il confronto è svolto sia a SLU (risultati delle schede 1 e 2) sia nel caso sismico. In questo caso la capacità portante tiene conto della riduzione dovuta al coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

#### 6.6 Verifica di stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.00$ .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il **metodo di Bishop**. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\tan \varphi_i \cdot \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $\eta$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\varphi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## 6.7 Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)} \right]^2} \quad k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$

$\phi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame;

$\beta$  = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro.  $\beta > 0^\circ$  se il terreno sale allontanandosi dal muro;

$\psi$  = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale.  $\psi > 90^\circ$  se la parete interna strapiomba;

$\delta$  = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto  $\delta = 2 \cdot \phi / 3$ .

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito  $\delta$  tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

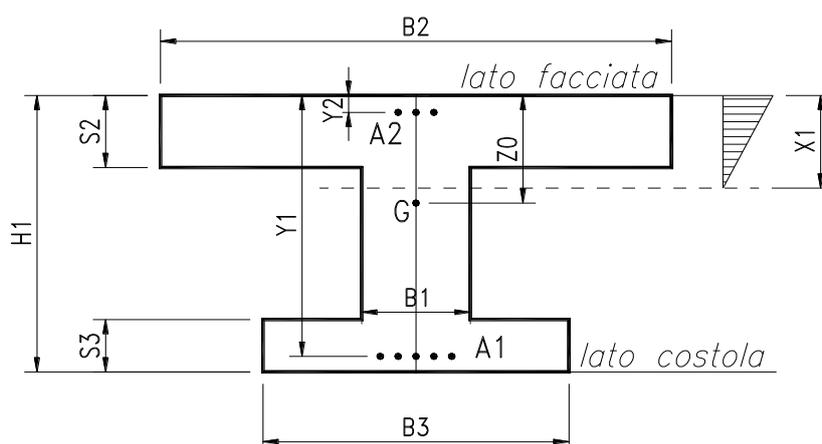
Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete". Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in strisce di altezza piccola (in genere m 0.5) a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete. La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia. La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo espresse al punto 4.1.2.1 del D.M. 17/1/2018.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

$M_{Ed}$  = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q_i$ ;

$M_{Edu}$  = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q_i$  calcolato sulla sezione spostata della misura  $a_1$  data dalla formula [4.1.22] (= décalage);

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

$N_{Ed}$  = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q$ .

$V_{Ed}$  = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q$ , modificato dalla componente  $V_{md}$  della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile;

$\alpha$  = Inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave;

$ctg\theta$  = Cotangente dell'inclinazione  $\theta$  dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.25]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe  $V_{cd}$  è già maggiore di quello delle forze esterne  $V_{ed}$ ;

$M_{Rd}$  = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale  $N_{ed}$ ;

$V_{Rd}$  = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra  $V_{Rcd}$  e  $V_{Rsd}$ , ove:

$V_{Rcd}$  = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.28);

$V_{Rsd}$  = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.27);

Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.

Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti. La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di  $V_{Rsd}$  è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.4], e quella che compete alla sezione resistente metallica. Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

## 6.8 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea. Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzeria del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indeforabilità del collegamento.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 7 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO - MURI

### 7.1 Analisi dei carichi

#### 7.1.1 Carichi permanenti

##### 7.1.1.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali di tutti i muri, è automaticamente valutato dal programma di calcolo utilizzato per l'analisi.

##### 7.1.1.2 Spinta delle terre

Il calcolo della spinta del terreno è stato effettuato con riferimento al coefficiente di [spinta attiva  \$K\_A\$](#) .

Per i muri di sottoscarpa, la spinta viene determinata portando in conto l'inclinazione del profilo del rilevato a tergo, apri a 3/2.

Per i muri di controripa, la spinta viene determinata, portando in conto l'inclinazione massima del profilo della sistemazione del terreno a tergo, apri a 2/1.

##### 7.1.2 Sovraccarico accidentale a tergo del muro

Sono stati considerati i seguenti carichi da traffico: [20 kN/mq](#) uniformemente ripartiti a tergo dei [muri di sostegno](#) e sul rilevato in corrispondenza dei [muri di sottoscarpa](#).

##### 7.1.3 Urto veicolo in svio

Tale azione è stata considerata nel calcolo dei soli [Muri di sostegno](#), poiché risultano essere gli unici con barriera di sicurezza (integrata o guard rail) installata in testa.

Lo schema di carico utilizzato è quello di un carico pari a [100 kN](#) (azione eccezionale). Tale azione è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1.0 m sopra il livello del piano di marcia.

##### 7.1.4 Azione del vento

Le tipologie di muri che prevedono barriere antirumore e/o integrate, sono di seguito descritti:

- **Muri di sostegno ("MST")** con altezze tra **2.0 m** e **6.0 m** : barriera integrata (guard-rail + antirumore) di altezza [5.0 m](#);
- **Muri di sostegno ("MST")** con altezze tra **7.0 m** e **10.0 m** : barriera integrata (guard-rail + antirumore) di altezza [3.0 m](#);
- **Muri di controripa ("MCR")** con altezze tra **4.0 m** e **11.0 m** : barriera antirumore di altezza [4.0 m](#).

L'azione del vento, considerata per i muri che prevedono barriere integrate/antirumore, è calcolata come segue:

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

• **Barriere antirumore/integrate h= 3.00 m**

VENTO	<i>simbolo</i>	<i>unità</i>	<i>valore</i>
<b>ZONA 6</b>			
velocità base di riferimento al livello del mare	vb,0	m/s	28
altitudine sul livello del mare	as	m slm	170
	a0	m slm	500
	ks		0.36
coefficiente di altitudine	ca		1
velocità base di riferimento	vb	m/s	28.00
periodo di ritorno di progetto	Tr	anni	100
coefficiente di ritorno	cr		1.039
velocità di riferimento	vr	m/s	29.10
CLASSE DI RUGOSITA'	D		
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE	II		
	Kr		0.19
	z0	m	0.05
	zmin	m	4
coefficiente di esposizione	ce		1.64
coefficiente di pressione	cp		1.2
coefficiente dinamico	cd		1.0
pressione cinetica di riferimento	qr	N/mq	529.2
pressione del vento	p	kN/mq	1.04
Azione in testa al muro	F <sub>H</sub>	kN/m	3.1
Momento in testa al muro	M	kNm/m	4.7

• **Barriere antirumore/integrate h= 4.00 m**

VENTO	<i>simbolo</i>	<i>unità</i>	<i>valore</i>
<b>ZONA 6</b>			
velocità base di riferimento al livello del mare	vb,0	m/s	28
altitudine sul livello del mare	as	m slm	170
	a0	m slm	500
	ks		0.36
coefficiente di altitudine	ca		1
velocità base di riferimento	vb	m/s	28.00
periodo di ritorno di progetto	Tr	anni	100
coefficiente di ritorno	cr		1.039
velocità di riferimento	vr	m/s	29.10
CLASSE DI RUGOSITA'	D		
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE	II		
	Kr		0.19
	z0	m	0.05
	zmin	m	4
coefficiente di esposizione	ce		1.80
coefficiente di pressione	cp		1.2
coefficiente dinamico	cd		1.0
pressione cinetica di riferimento	qr	N/mq	529.2
pressione del vento	p	kN/mq	1.14
Azione in testa al muro	F <sub>H</sub>	kN/m	4.6
Momento in testa al muro	M	kNm/m	9.1

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

- **Barriere antirumore/integrate h= 5.00 m:**

VENTO	<i>simbolo</i>	<i>unità</i>	<i>valore</i>
<b>ZONA 6</b>			
velocità base di riferimento al livello del mare	vb,0	m/s	28
altitudine sul livello del mare	as	m slm	170
	a0	m slm	500
	ks		0.36
coefficiente di altitudine	ca		1
velocità base di riferimento	vb	m/s	28.00
periodo di ritorno di progetto	Tr	anni	100
coefficiente di ritorno	cr		1.039
velocità di riferimento	vr	m/s	29.10
CLASSE DI RUGOSITA'	<b>D</b>		
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE	<b>II</b>		
	Kr		0.19
	z0	m	0.05
	zmin	m	4
coefficiente di esposizione	ce		1.93
coefficiente di pressione	cp		1.2
coefficiente dinamico	cd		1.0
pressione cinetica di riferimento	qr	N/mq	529.2
pressione del vento	p	kN/mq	1.23
Azione in testa al muro	F <sub>H</sub>	kN/m	6.1
Momento in testa al muro	M	kNm/m	15.3

## 7.2 Azione sismica

L'analisi del muro in fase sismica è stato effettuato con gli usuali metodi pseudo statici in accordo a quanto previsto dalle NTC2018 (par. 7.11.6.2). L'incremento di spinta delle terre in fase sismica è stato valutato in accordo alla teoria di [Mononobe-Okabe](#).

I coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  sono valutati come illustrato successivamente.

### 7.2.1 Parametri sismici fondamentali

I parametri sismici fondamentali sono stati determinati per la regione Sardegna utilizzando la Tabella 2, in allegato alle NTC. Si ottengono i seguenti valori:

#### TUTTE LE OPERE

Vita Nominale	$V_N =$	<b>50</b>	anni
Classe d'uso	$Cl =$	<b>IV</b>	
Coefficiente d'uso	$C.u. =$	2.0	
<b>Periodo di riferimento</b>	<b><math>V_R =</math></b>	<b>100</b>	<b>anni</b>

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

<b>STATO LIMITE</b>	<b>T<sub>R</sub></b> [anni]	<b>a<sub>g</sub></b> [g]	<b>F<sub>0</sub></b> [-]	<b>T*<sub>C</sub></b> [s]
SLO	60	0.026	2.685	0.300
SLD	101	0.032	2.729	0.307
<b>SLV</b>	949	<b>0.061</b>	<b>2.976</b>	<b>0.371</b>
<b>SLC</b>	<b>1950</b>	<b>0.072</b>	<b>3.061</b>	<b>0.393</b>

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale, definiti in base al §3.2 delle NTC 2018.

I parametri sismici caratteristici dei siti attraversati una significativa uniformità. Relativamente alle categorie di sottosuolo si ricade nella categoria **B**, che è assunta per l'analisi delle opere in oggetto.

La categoria topografica per i muri è ovunque a **T1**, a cui corrisponde un coefficiente topografico **St = 1.00**.

### 7.3 Combinazioni di Carico

In accordo al par. 2.5.3 delle NTC2018 ai fini delle verifiche degli stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A<sub>d</sub>:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- G<sub>1</sub> rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G<sub>2</sub> rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta le azioni di pretensione e precompressione (ove presenti);
- Q<sub>ki</sub> rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

- $A_d$  rappresenta le azioni eccezionali.
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche SLU sono quelli già indicati al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}, \psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC2018.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 8 SEZIONI DI ANALISI E RISULTATI – MURI SU FONDAZIONE DIRETTA

Tutte le verifiche di tipo geotecnico e strutturale dei **muri su fondazione diretta** hanno esito positivo e sono riportate in dettaglio negli allegati alla presente. In allegato si riportano anche le verifiche di stabilità globali dei muri su fondazione diretta.

Le sezioni di analisi considerate, sono quelle più gravose per il meccanismo di stabilità globale del sistema opera-terreno, che corrisponde alla presenza di terreno di fondazione tipo "ALF" per i muri di sostegno e pari ad "LSA" per i muri di controripa con terreno a monte esteso per 20.0 m.

I calcoli e le analisi riportate in allegato fanno riferimento alle seguenti sezioni:

### 8.1 Sezioni di analisi – Muri di sostegno

Muri di sostegno con barriera integrata di altezza 5.0 m. Terreno di fondazione LSA.

- Muro di sostegno tipo MSTH20b ("U32NM"): per altezze del paramento  $H = 2.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH30b ("U37NM"): per altezze del paramento  $H = 3.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH40b ("U42NM"): per altezze del paramento  $H = 4.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH50 ("U50NM"): per altezze del paramento  $H = 5.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH60 ("U60NM"): per altezze del paramento  $H = 6.0$  m;

Muri di sostegno con barriera integrata di altezza 3.0 m. Terreno di fondazione LSA.

- Muro di sostegno tipo MSTH70 ("U70NM"): per altezze del paramento  $H = 7.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH80 ("U80TM"): per altezze del paramento  $H = 8.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH90 ("U90TM"): per altezze del paramento  $H = 9.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH100 ("U100TM"): per altezze del paramento  $H = 10.0$  m;

Muri di sostegno con barriera guard-rail. Terreno di fondazione ALF.

- Muro di sostegno tipo MSTH20 ("U22NM"): per altezze del paramento  $H = 2.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH30 ("U30NM"): per altezze del paramento  $H = 3.0$  m;

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

- Muro di sostegno tipo MSTH40 ("U40NM"): per altezze del paramento  $H = 4.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH50 ("U50NM"): per altezze del paramento  $H = 5.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH60 ("U60NM"): per altezze del paramento  $H = 6.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH70 ("U70NM"): per altezze del paramento  $H = 7.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH80 ("U80TM"): per altezze del paramento  $H = 8.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH90 ("U90TM"): per altezze del paramento  $H = 9.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH100 ("U100TM"): per altezze del paramento  $H = 10.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH110 ("U110TM"): per altezze del paramento  $H = 11.0$  m.

Scarichi in fondazione dei muri di sostegno su pali, con barriera guard-rail. Terreno di fondazione ALF.

- Muro di sostegno tipo MSTH50 ("U50NM"): per altezze del paramento  $H = 5.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MSTH100 ("U100TM"): per altezze del paramento  $H = 10.0$  m;

### **8.1.1 Muri di sottoscampa**

- Muro di sottoscampa tipo MSSH20 ("U20NM"): per altezze del paramento  $H = 2.0$  m;
- Muro di sottoscampa tipo MSSH30 ("U32NM"): per altezze del paramento  $H = 3.0$  m;
- Muro di sottoscampa tipo MSSH40 ("U47NM"): per altezze del paramento  $H = 4.0$  m.

### **8.1.2 Muri di controripa ("MCR") – Paramento inclinato 15%**

Muri di controripa con barriera antirumore di altezza  $4.0$  m, con terreno a tergo di pendenza 2/1, estesa in orizzontale per  $20.00$  m dal paramento. Terreno di fondazione LSA.

- Muro di sostegno tipo MCRH40 ("U40NM"): per altezze del paramento  $H = 4.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH50 ("U50NM"): per altezze del paramento  $H = 5.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH60 ("U60NM"): per altezze del paramento  $H = 6.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH70 ("U70NM"): per altezze del paramento  $H = 7.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH80 ("U80TM"): per altezze del paramento  $H = 8.0$  m;

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

- Muro di sostegno tipo MCRH90 ("U90TM"): per altezze del paramento  $H = 9.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH100 ("U100TM"): per altezze del paramento  $H = 10.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH110 ("U110TM"): per altezze del paramento  $H = 11.0$  m.

Muri di controripa senza barriera, con terreno a tergo di pendenza 2/1, estesa in orizzontale per 20.00 m dal paramento. Terreno di fondazione LSA.

- Muro di controripa tipo MCRH20 ("U20NM"): per altezze del paramento  $H = 2.0$  m;
- Muro di controripa tipo MCRH30 ("U30NM"): per altezze del paramento  $H = 3.0$  m;

Muri di controripa senza barriera, con terreno a tergo di pendenza 2/1, estesa in orizzontale per 5.00 m dal paramento. Terreno di fondazione ALF.

- Muro di sostegno tipo MCRH40 ("U40NM"): per altezze del paramento  $H = 4.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH50 ("U50NM"): per altezze del paramento  $H = 5.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH60 ("U60NM"): per altezze del paramento  $H = 6.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH70 ("U70NM"): per altezze del paramento  $H = 7.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH80 ("U80TM"): per altezze del paramento  $H = 8.0$  m;
- Muro di sostegno tipo MCRH90 ("U90TM"): per altezze del paramento  $H = 9.0$  m;

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i>	

## 9 CRITERI DI CALCOLO – PARATIE DEFINITIVE

### 9.1 Modello di calcolo

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti (micropali e tiranti) sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus prodotto da CeAS.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Il problema è risolto con una schematizzazione a modello piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie puntonate/tirantate viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un insieme di puntoni/tiranti applicati, da una precisa disposizione di carichi.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Nei modelli di calcolo implementati, l'esecuzione dello scavo è schematizzata mediante una successione di step. Il calcolo della pressione dell'acqua nei pori è, per ipotesi, del tutto indipendente da qualsiasi deformazione e conseguente stato di sforzo nello scheletro solido del terreno.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

## 9.2 Coefficienti di spinta

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie Plus, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  ed il coefficiente di spinta passiva  $K_p$ .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace  $\sigma'_h$  a quella verticale  $\sigma'_v$  attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

$K_0$  dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace  $\phi'$  e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

Dove

$$K_0^{NC} = 1 - \tan \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ( $OCR=1$ ).  $OCR$  è il grado di sovraconsolidazione e  $m$  è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Per tener conto dell'angolo di attrito  $\delta$  tra paratia e terreno il software PARATIE impiega per  $K_a$  e  $K_p$  la formulazione rispettivamente di Coulomb e Caquot – Kerisel.

Secondo la formulazione di Coulomb il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  vale:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

$\phi'$  è l'angolo di attrito del terreno

$\beta$  è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

$\delta$  è l'angolo di attrito paratia-terreno posto pari a  $2/3 \phi'$ .

$i$  è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Secondo la formulazione di Caquot – Kerisel il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  viene calcolato secondo la seguente figura:

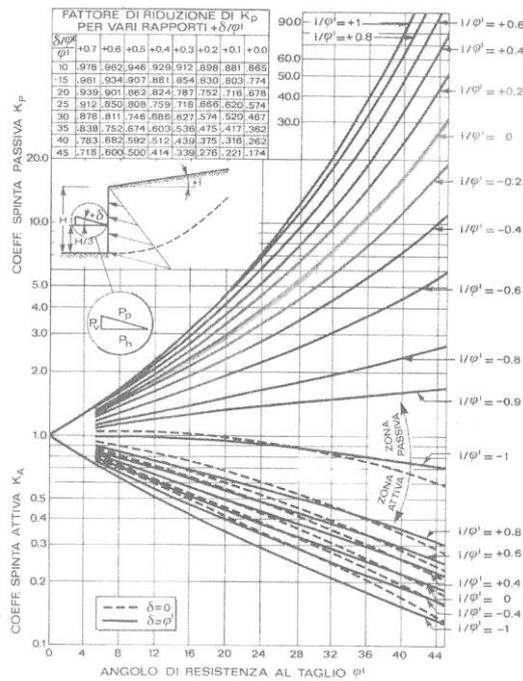


Figura 9.1: Formulazione di Caquot – Kerisel per  $K_p$  che considera superfici di rottura curvilinee

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse,  $k$ , è data da:

$$K = E / L$$

ove  $E$  è un modulo di rigidità del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica.

Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite  $\Delta$ , la rigidità di ogni molla è:

$$K = (E \cdot \Delta) / L$$

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Il valore di  $\Delta$  è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di  $L$  è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

in zona attiva (uphill)  $L_A = 2/3 \cdot l_a \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2)$

in zona Passiva (downhill)  $L_P = 2/3 \cdot l_p \cdot \tan(45^\circ + \phi'/2)$

con  $l_a$  e  $l_p$  rispettivamente:

$$l_a = \min(l, 2H)$$

$$l_p = \min(l - H, H)$$

dove  $l$  = altezza totale della paratia e  $H$  = altezza corrente dello scavo

Per i coefficienti di spinta attiva e passiva, tenuto conto che le corrispondenti forze risultano inclinate sul piano orizzontale, si considerano le componenti in direzione orizzontale.

### 9.3 Storie di carico

Tenendo conto delle verifiche da effettuare agli SLE ed agli SLU sono state considerate le seguenti storie di carico:

- **Configurazione A1+M1 (STATICA):** Una prima storia di carico in cui i parametri del terreno sono considerati con riferimento ai loro valori caratteristici ed le azioni sono considerate con fattore parziale unitario. Questa storia fornisce le sollecitazioni sugli elementi strutturali e gli spostamenti orizzontali delle paratie per le successive verifiche agli SLE. Inoltre, le sollecitazioni per la verifica SLU combinazione A1 + M1, sono ottenute da questa storia di carico applicando il fattore moltiplicativo  $\gamma_F$ ;
- **Configurazione A1+M1 (SISMICA):** Una seconda storia di carico anch'essa con parametri del terreno caratteristici ed le azioni sono considerate con fattore parziale unitario in cui è presente l'azione sismica. Questa storia fornisce le sollecitazioni sugli elementi strutturali per le successive verifiche agli SLU-SLV. In questo caso, le sollecitazioni per la verifica SLU combinazione A1 + M1, sono ottenute da questa storia di carico applicando il fattore moltiplicativo  $\gamma_F$  pari ad 1.0;
- **Configurazione A2+M2 (STATICA):** Una terza storia di carico in cui i parametri del terreno sono considerati con riferimento ai coefficienti parziali M2, e le azioni sono considerate con i fattori parziali A2. Questa storia permette di valutare le condizioni di stabilità geotecnica della paratia;
- **Configurazione A2+M2 (SISMICA):** Una quarta storia di carico anch'essa con i parametri del terreno considerati con riferimento ai coefficienti parziali M2, e le azioni sono

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

considerate con i fattori parziali A2. In questo caso è presente l'azione sismica. Questa storia permette di valutare le condizioni di stabilità geotecnica della paratia.

## 9.4 Metodologia di calcolo

### 9.4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno.

La resistenza  $R_d$  è stata determinata nei casi in oggetto con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per il coefficiente parziale  $\gamma_m$  specificato nella tabella 6.2.II delle suddette norme:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le Azioni e i relativi coefficienti parziali  $\gamma_i$  sono indicate nella tabella 6.2.I delle norme.

Le verifiche agli SLU strutturali sono state condotte per le combinazioni **A1 + M1**, mentre le verifiche agli SLU geotecniche con le combinazioni **A2 + M2**.

### 9.4.2 Verifiche dei tiranti

L'armatura e la lunghezza delle fondazioni dei tiranti sono state dimensionate in base ai criteri nel seguito esposti tenendo conto del loro massimo carico di esercizio, della loro inclinazione rispetto all'orizzontale e del loro interasse.

Devono essere soddisfatte le seguenti verifiche:

- Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali;
- Verifica allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

Le sollecitazioni di output del codice di calcolo per i tiranti sono fornite per metro lineare per cui, nelle verifiche di resistenza, è necessario moltiplicare tali sollecitazioni per l'interasse dei tiranti. La verifica a rottura dei tiranti di ancoraggio risulta soddisfatta quando:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd}$$

Con:

$$T_{Ed} = T_{Ed,ml} \cdot i_{tiranti} \cdot \cos(\theta)$$

Dove:

$T_{Ed,ml}$  è il tiro massimo al metro lineare ottenuto dall'analisi SLU;

$i_{tiranti}$  è l'interasse tra i tiranti;

$\theta$  è l'angolo di inclinazione dei tiranti nel piano orizzontale;

$T_{Ed}$  è il tiro massimo sul singolo tirante ottenuto dall'analisi SLU;

$T_{Rd}$  è il tiro resistente del singolo tirante allo stato limite ultimo.

Il tiro resistente allo SLU dei tiranti a trefoli è calcolato come segue:

$$T_{Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_{pt(1)k} \cdot n_t \cdot A_t}{\gamma_S}$$

Dove:

$f_{pt(1)k}$  è la tensione caratteristica all'1% della deformazione totale;

$\gamma_S$  è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio e vale 1,15;

$n_t$  è il numero di trefoli che compongono il tirante;

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

$A_t$  è l'area di ciascun trefolo.

Da cui:  $N_{ys} = f_{p(1)k} / 1.15 = 1670 / 1.15 = 1452 \text{ Mpa}$

#### Verifica allo sfilamento della fondazione

La verifica allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione  $T_{max,d}$  considerando tutti i possibili SLU con la resistenza di progetto  $R_{ad}$  determinata applicando alla resistenza caratteristica i seguenti fattori parziali:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Poiché nel caso in esame si hanno tiranti definitivi, si è adottato un coefficiente parziale  $\gamma_{Ra,t} = 1.2$ .

Il valore caratteristico  $R_{ak}$  è stato determinato analiticamente in funzione dei parametri geotecnici:

$$R_{ak} = R_{a,c} / \xi$$

dove  $\xi$  è un fattore di correlazione che dipende dal numero di profili di indagine. Avendo a disposizione 1 verticale d'indagine per ogni opera in oggetto, si assume  $\xi = 1.8$ . Il valore di  $R_{a,c}$  è stato stimato con l'approccio di Bustamante e Doix:

$$R_{a,c} = \pi \cdot D_e \cdot \tau_{lim} \cdot L_{anc}$$

ove:

- $D_e$  = diametro efficace della fondazione dopo l'iniezione;
- $\tau_{lim}$  = adesione unitaria limite fondazione - terreno.

Il valore di  $D_e$  non dipende oltre che dal diametro di perforazione dal tipo di terreno e dalla modalità di iniezione ed è calcolato come:

$$D_e = \alpha \cdot D, \text{ con } D = \text{diametro di perforazione.}$$

Con riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) e tenendo conto del tipo d'iniezione del bulbo d'ancoraggio (IRS) sono stati assunti i seguenti valori:

- $\alpha = 1.10$
- $\tau_{lim} = 250 \text{ KPa}$

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 9.4.3 Verifiche della trave porta tiranti

La verifica di questo elemento strutturale è eseguita come una trave continua su più appoggi, con luce pari all'interasse tra i tiranti, sottoposta ad un carico ripartito (p). La sezione risulta verificata se vale:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Con:

$$M_{Ed} = T_{Ed,ml} \cdot \frac{i_{tiranti}^2}{10}$$

Avendo posto:

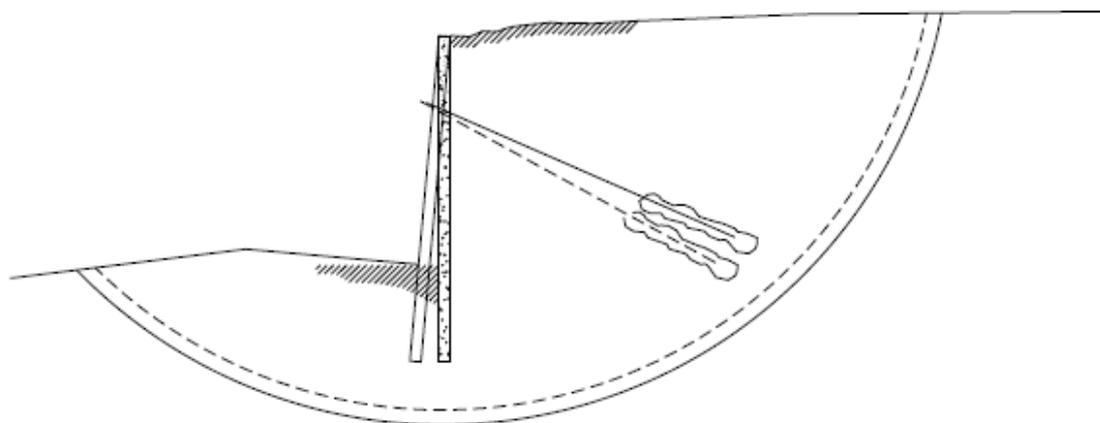
$T_{Ed,ml}$  è il tiro massimo al metro lineare ottenuto dall'analisi SLU;

$i_{tiranti}$  è l'interasse orizzontale tra i tiranti

$M_{Rd}$  è il momento resistente ultimo della sezione delle travi porta-tiranti.

### 9.4.4 Verifiche di stabilità globale del complesso paratia-terreno

Al fine di pervenire alla definizione della sicurezza dell'opera di sostegno, è necessario, tra le altre cose, garantire la stabilità globale del complesso paratia-terreno.



Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

intersezione con il profilo dell'opera. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri posta in prossimità della sommità del muro.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il **metodo di Bishop**. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\tan \varphi_i \cdot \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $\eta$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\varphi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La verifica viene effettuata secondo la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'approccio 1 come previsto dalle NTC2018.

Mentre i coefficienti A2 e M2 sono integrati nel software di calcolo PARATIE-PLUS, il coefficiente riduttivo della resistenza viene utilizzato come termine di confronto con il coefficiente di sicurezza restituito dall'analisi che, quindi, dovrà essere **FS  $\geq$  1.10**.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 10 ANALISI DEI CARICHI – PARATIE DEFINITIVE

Si descrivono nel seguito le verifiche eseguite per le tipologie di opere in oggetto ed i carichi considerati. Data la natura provvisoria delle opere si trascura la presenza del sisma.

### 10.1 Analisi eseguite

Sono stati analizzati tutti i casi di verifica, secondo i criteri esposti al Cap. **Errore. L'origine r** **iferimento non è stata trovata.**, come segue:

SLE	STR
SLU (A1+M1)	STR
SLU (A2+M2)	GEO
SLV	STR
SLV	GEO

### 10.2 Azione sismica

Per tener conto Del comportamento a lungo termine dell'opera, si tiene conto della seguente azione sismica, relativa a "*costruzioni con livelli di prestazione ordinari*" ( tab. 2.4.I [D\_3]) e quindi ad periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 10.1: Valori minimi della vita nominale  $V_N$

Il sito è caratterizzato dai seguenti parametri:

- Categoria di sottosuolo **B**;
- Categoria topografica **T1**.

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLV	949	0.061	2.976	0.371

Tabella 10.2: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per suolo rigido

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

L'accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui:

- $a_g = 0.061 \text{ g}$       accelerazione massima su sito rigido;  
 $S_s = 1.20$             coefficiente d'amplificazione stratigrafica;  
 $S_T = 1.0$              coefficiente d'amplificazione topografica.

L'analisi della spinta del terreno in condizioni sismiche è eseguita in maniera differenziata in funzione delle rigidità delle strutture di contrasto e delle relative capacità di spostamento.

In particolare:

- Per le paratie in oggetto si è utilizzata, in via cautelativa, la teoria di Wood per elementi rigidi. Le componenti dell'accelerazione equivalente  $a_h$  (orizzontale) e  $a_v$  (verticale), sono valutate come:

$$a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

$$a_v = 0$$

essendo

- $\alpha = 1.0$     coefficiente di deformabilità;  
 $\beta = 1.0$     coefficiente di spostamento.

Nel calcolo della paratia, si è inoltre tenuto conto sia dell'inerzia della struttura, che dei rivestimenti definitivi, valutando le azioni inerziali orizzontali, con riferimento al coefficiente  $k_h = a_h$ .

### 10.3 Carichi permanenti strutturali

Per quanto riguarda la struttura il peso proprio degli elementi strutturali è automaticamente valutato dal programma di calcolo utilizzato per l'analisi.

### 10.4 Spinta delle terre

Il peso del terreno a tergo della paratia determina una spinta laterale sulla stessa avente distribuzione triangolare. L'effetto di incremento della spinta per la presenza di prescavi e inclinazioni a monte, è preso in conto mediante pendenza equivalente della superficie inclinata.

### 10.5 Carichi accidentali

Per la sola paratia di pali del VI01, in corrispondenza dell'ingombro della sistemazione stradale a tergo della struttura, in fase definitiva, è applicato un carico accidentale uniformemente distribuito di 20 kPa.

Data la conformazione della paratia di pali in corrispondenza della rotatoria, non si presenta tale tipo di azione.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 10.5.1 Urto veicolo in svio

Per la sola paratia di pali del VI01, lo schema di carico utilizzato è quello di un carico pari a **100 kN** (azione eccezionale). Tale azione è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1.0 m sopra il livello del piano di marcia.

Data la conformazione della paratia di pali in corrispondenza della rotatoria, non si presenta tale tipo di azione.

### 10.6 Combinazioni delle azioni

In accordo al par. 2.5.3 delle NTC2018 ai fini delle verifiche degli stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- *Combinazione fondamentale*, impiegata per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- *Combinazione rara*, impiegata per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- *Combinazione eccezionale*, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

- *Combinazione sismica*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Di seguito si riportano le tabelle che esplicitano i coefficienti parziali sopra illustrati:

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

**Tabella 5.1.V** – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 11 SEZIONI DI ANALISI – PARATIE DEFINITIVE

Tutte le verifiche di tipo geotecnico e strutturale hanno esito positivo e sono riportate nel seguito.

I calcoli e le analisi riportate in allegato fanno riferimento alle seguenti sezioni:

### 11.1 Sezioni di analisi 1 – Paratia Definitiva VI01 - Tratto a sbalzo

Dati generali		SEZ. 1
∅ Palo	m	1.2
int	M	1.4
L palo	m	22.0
B cordolo	m	1.7
H cordolo	m	1.4
H <sub>da intr cord</sub>	m	6.6
H <sub>da estr cord</sub>	m	8.00
H infissione	m	15.4
L tot	m	23.4
AP	mm <sup>2</sup>	1.13
I	m <sup>4</sup>	0.102
Ec	N/mm <sup>2</sup>	33346
f <sub>ck</sub>	MPa	32
Cls		C32/40

### 11.2 Sezioni di analisi 2 – Paratia Definitiva VI01 - Tratto tirantato

In via cautelativa si è previsto, in fase definitiva, uno stage in cui si sono disattivati tutti gli ordini di tiranti, al fine di non tenerne conto nel valutare il comportamento a lungo termine della paratia definitiva.

Dati generali		SEZ. 2
∅ Palo	m	1.2
int	M	1.4
L palo	m	22.0
B cordolo	m	1.7
H cordolo	m	1.4
H <sub>da intr cord</sub>	m	11.3
H <sub>da estr cord</sub>	m	12.70
H infissione	m	10.7
L tot	m	23.4
AP	mm <sup>2</sup>	1.13
I	m <sup>4</sup>	0.102
Ec	N/mm <sup>2</sup>	33346
f <sub>ck</sub>	MPa	32
Cls		C32/40

Tipologia di ancoraggio		TIRANTI ATTIVI
n° ordini	-	3
∅ bulbo	m	0.15
∅ trefoli	"	0.6
n° trefoli	-	3
A tot trefoli	m <sup>2</sup>	0.00042
int	m	1.4
α sull'oriz	°	20
L tot	m	24
L libera	m	14
L bulbo	m	10
f <sub>ptk</sub>	Mpa	1860
f <sub>p(1)k</sub>	Mpa	1670

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 11.3 Sezioni di analisi 3 – Paratia Definitiva Rotatoria - Tratto tirantato

Dati generali		SEZ. 1
∅ Palo	m	1.2
int	M	1.4
L palo	m	22.0
B cordolo	m	1.7
H cordolo	m	1.4
H <sub>da intr.cord</sub>	m	7.6
H <sub>da estr.cord</sub>	m	9.00
H infissione	m	14.4
L tot	m	23.4
AP	mm <sup>2</sup>	1.13
I	m <sup>4</sup>	0.102
Ec	N/mm <sup>2</sup>	33346
f <sub>ck</sub>	MPa	32
Cl <sub>s</sub>		C32/40

Tipologia di ancoraggio		TIRANTI ATTIVI
n° ordini	-	1
∅ bulbo	m	0.15
∅ trefoli	"	0.6
n° trefoli	-	3
A tot trefoli	m <sup>2</sup>	0.00042
int	m	1.4
α sull'oriz	°	20
L tot	m	24
L libera	m	14
L bulbo	m	10
f <sub>ptk</sub>	Mpa	1860
f <sub>p(1)k</sub>	Mpa	1670

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 12 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE – PARATIA DEFINITIVA VI01

### 12.1 Risultati del calcolo

Si rimanda agli output di calcolo per la visione completa dei risultati.

### 12.2 Verifiche pali in c.a.

#### 12.2.1 Verifiche strutturali (A1+M1)

Le verifiche, tutte ampiamente soddisfatte, sono riportate nel seguito.

#### Sezione 1 (Paratia definitiva VI01):

I pali  $\Phi 1200$  mm, saranno armati con una gabbia singola di armatura, costituita barre longitudinali correnti  $24\phi 24$  e staffe a spirale  $\phi 12/20$  cm.

Le sollecitazioni massime agenti al metro lineare fornite dal codice di calcolo vengono moltiplicate per l'interasse dei pali, pari ad  $i=1.40$  m, al fine di effettuare le verifiche strutturali del singolo palo:

$$MSLU,SLV = 985 \text{ kNm/m} \times 1.40 \text{ m} = 1379 \text{ kNm};$$

$$VSLU,SLV = 195 \text{ kN/m} \times 1.40 \text{ m} = 273 \text{ kN};$$

$$MSLER = 448 \text{ kNm/m} \times 1.40 \text{ m} = 627 \text{ kNm}.$$

A seguire, si riportano le verifiche strutturali del palo singolo.

Sul singolo palo, si considera lo sforzo normale dovuto al peso del cordolo, valutato a seguire:

$$NCordolo,k = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.40 \text{ m} \times 1.70 \text{ m} \times 1.40 \text{ m} = 83 \text{ kN}$$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.130	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd:	9.065	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.630	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura fitk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

<b>SS 131 "Carlo Felice"</b> Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Coeff. Aderenza istantaneo  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00  
 Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50  
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
 Classe Conglomerato: C32/40  
  
 Raggio circ.: 60.0 cm  
 X centro circ.: 0.0 cm  
 Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.1	24	24

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	59.50	1379.00	0.00	273.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	59.50	627.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	59.50	627.00 (750.69)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	59.50	627.00 (750.69)	0.00 (0.00)



SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.72	0.0	0.0	-175.8	0.0	-50.1	1855	31.7	13.1	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.72	0.0	0.0	-175.8	0.0	-50.1	1855	31.7	13.1	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 S1 Esito della verifica  
 S2 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
 k2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
 k3 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
 Ø = 0.125 per flessione e presso-flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica  
 Cf Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
 Psi Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm =  $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (fctm/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (Mfess/M)^2$  [B.6.6 DM96]  
 srm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite =  $0.4 * Ss/Es$  è tra parentesi  
 wk Distanza media tra le fessure [mm]  
 Mx fess. Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 * e * sm * srm$ . Valore limite tra parentesi  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.0	0	0.125	24	87	0.400	0.00033 (0.00033)	270	0.154 (0.30)	750.69	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.72	0.0	0.0	-175.8	0.0	-50.1	1855	31.7	13.1	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.0	0	0.125	24	87	0.400	0.00033 (0.00033)	270	0.154 (0.20)	750.69	0.00

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### Sezione 2 (Paratia definitiva VI01):

I pali  $\Phi 1200$  mm, saranno armati con una gabbia singola di armatura, costituita da barre longitudinali correnti  $24\phi 24$  per i primi 6.0 m dalla testa del palo e con una doppia gabbia di armatura, costituita da  $24+24\phi 24$  per il restante sviluppo del palo e staffe a spirale  $\phi 12/20$  cm.

Le sollecitazioni massime agenti al metro lineare fornite dal codice di calcolo vengono moltiplicate per l'interasse dei pali, pari ad  $i=1.40$  m, al fine di effettuare le verifiche strutturali del singolo palo:

$$MSLU,SLV = 1173 \text{ kNm/m} \times 1.40 \text{ m} = 1642 \text{ kNm};$$

$$VSLU,SLV = 245 \text{ kN/m} \times 1.40 \text{ m} = 343 \text{ kN};$$

$$MSLER = 722 \text{ kNm/m} \times 1.40 \text{ m} = 1010 \text{ kNm}.$$

A seguire, si riportano le verifiche strutturali del palo singolo, con riferimento alla sezione con doppia gabbia di armatura.

Sul singolo palo, si considera lo sforzo normale dovuto al peso del cordolo e del peso di 6.0 m di palo, valutato a seguire:

$$NCordolo,k = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.40 \text{ m} \times 1.70 \text{ m} \times 1.40 \text{ m} = 83 \text{ kN}$$

$$NPalo,k = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.131 \text{ m}^2 \times 6.00 \text{ m} = 170 \text{ kN}$$

Da cui:

$$N_{tot,k} = 253 \text{ kN}$$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.130	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.065	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.630	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C32/40
Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.1	24	33.9

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	253.00	1642.00	0.00	343.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	253.00	1010.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	253.00	1010.00 (899.91)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	253.00	1010.00 (899.91)	0.00 (0.00)

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>GRUPPO FS ITALIANE</b>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.7 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	253.00	1642.00	0.00	253.04	2612.29	0.00	1.59	217.1(33.9)

### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00114	0.0	60.0	0.00087	0.0	50.1	-0.00186	0.0	-50.1

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000027295	-0.000495844	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	343.00	2730.10	882.74	93.0  79.8	108.1	2.500	1.012	4.4	11.3(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12	
1	S	6.39	0.0	0.0	-143.5	0.0	-50.1	2582	63.3	13.1	1.00	
<b>COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)</b>												
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12	
1	S	6.39	0.0	0.0	-143.5	0.0	-50.1	2582	63.3	13.1	0.50	
<b>COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]</b>												
Ver.	S1	S2	k2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srn	wk	Mx fess	My fess
1	S	-4.1	0	0.125	34	82	0.603	0.00041 (0.00027)	259	0.182 (0.30)	899.91	0.00
<b>COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)</b>												
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12	
1	S	6.39	0.0	0.0	-143.5	0.0	-50.1	2582	63.3	13.1	0.50	
<b>COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]</b>												
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srn	wk	Mx fess	My fess
1	S	-4.1	0	0.125	34	82	0.603	0.00041 (0.00027)	259	0.182 (0.20)	899.91	0.00

### Sezione 3 (Paratia definitiva Rotatoria):

I pali  $\Phi 1200$  mm, saranno armati con una gabbia singola di armatura, costituita barre longitudinali correnti  $24\phi 24$  e staffe a spirale  $\phi 12/20$  cm.

Le sollecitazioni massime agenti al metro lineare fornite dal codice di calcolo vengono moltiplicate per l'interasse dei pali, pari ad  $i=1.40$  m, al fine di effettuare le verifiche strutturali del singolo palo:

$$MSLU,SLV = 450 \text{ kNm/m} \times 1.40 \text{ m} = 630 \text{ kNm};$$

$$VSLU,SLV = 356 \text{ kN/m} \times 1.40 \text{ m} = 500 \text{ kN};$$

$$MSLER = 323 \text{ kNm/m} \times 1.40 \text{ m} = 452 \text{ kNm}.$$

A seguire, si riportano le verifiche strutturali del palo singolo.

Sul singolo palo, si considera lo sforzo normale dovuto al peso del cordolo, valutato a seguire:

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

$N_{Cordolo,k} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.40 \text{ m} \times 1.70 \text{ m} \times 1.40 \text{ m} = 83 \text{ kN}$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.130	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.065	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.630	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2100000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C32/40
Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				
N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.1	24	24

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm
Passo staffe:	17.5 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	83.00	630.00	0.00	500.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
---	---

<b>SS 131 "Carlo Felice"</b> Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	83.00	452.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	83.00	452.00 (761.49)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	83.00	452.00 (761.49)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interfero netto minimo barre longitudinali:	10.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.9	cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
As Totale	Verifica positiva se tale rapporto risulta >= 1.000 Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	83.00	630.00	0.00	82.75	1992.98	0.00	3.16	108.6(33.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione								
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione								
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)								
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)								
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00210	0.0	50.1	-0.01211	0.0	-50.1

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTCC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

1 0.000000000 0.000141736 -0.005004154 --- ---

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm  
 Passo staffe: 17.5 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	500.00	2709.49	503.55	99.5  89.6	96.3	2.500	1.004	5.7	5.7(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.12	0.0	0.0	-122.5	0.0	-50.1	1855	31.7	13.1	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.12	0.0	0.0	-122.5	0.0	-50.1	1855	31.7	13.1	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 S1 Esito della verifica  
 S2 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
 k2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
 k3 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
 Ø = 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica  
 Cf Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
 Psi Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12\*(fctm/S2)² = 1-Beta12\*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]  
 srm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4\*Ss/Es è tra parentesi  
 wk Distanza media tra le fessure [mm]  
 Mx fess. Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 \* e sm \* srm . Valore limite tra parentesi  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.2	0	0.125	24	87	0.400	0.00023 (0.00023)	270	0.107 (0.30)	761.49	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.12	0.0	0.0	-122.5	0.0	-50.1	1855	31.7	13.1	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.2	0	0.125	24	87	0.400	0.00023 (0.00023)	270	0.107 (0.20)	761.49	0.00

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 12.2.2 Verifiche geotecniche del grado di mobilitazione della spinta passiva (A2+M2)

La sicurezza nei confronti dello stato limite d'equilibrio geotecnico è calcolata confrontando la spinta passiva mobilitata con la spinta passiva disponibile:

#### Sezione 1 (Paratia definitiva VI01):

##### Verifiche geotecniche (comb A2+M2+R1)

Spinta reale efficace (kN/m)	<b>3111.0</b>
Max spinta ammissib (kN/m)	<b>7803.0</b>
c.u.	40%

#### Sezione 2 (Paratia definitiva VI01):

##### Verifiche geotecniche (comb A2+M2+R1)

Spinta reale efficace (kN/m)	<b>2400.0</b>
Max spinta ammissib (kN/m)	<b>3920.0</b>
c.u.	61%

#### Sezione 3 (Paratia definitiva Rotatoria):

##### Verifiche geotecniche (comb A2+M2+R1)

Spinta reale efficace (kN/m)	<b>1939.0</b>
Max spinta ammissib (kN/m)	<b>12120.0</b>
c.u.	16%

La sicurezza nei confronti della mobilitazione della resistenza limite del terreno è garantita per ogni tipologia di opera provvisoria prevista.

### 12.2.3 Verifiche SLE

Di seguito si riporta lo spostamento massimo delle paratie calcolato nella fase di raggiungimento del fondo scavo:

#### Sezione 1 (Paratia definitiva VI01):

##### Verifiche spostamenti (COMB SLE)

H fuori terra (m)	<b>8.00</b>
$\delta_{sle}$ (mm)	<b>109</b>
$\delta_{sle}/H$	1.4%

#### Sezione 2 (Paratia definitiva VI01):

Per la paratia definitiva, si fa riferimento alla fase di lungo termine, in cui si ipotizza la disattivazione dei tiranti, che risulta essere maggiormente gravosa in termini di deformabilità.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

#### **Verifiche spostamenti (COMB SLE)**

H fuori terra (m)	8.00
$\delta_{sle}$ (mm)	171
$\delta_{sle}/H$	2.14%

#### **Sezione 3 (Paratia definitiva Rotatoria):**

#### **Verifiche spostamenti (COMB SLE)**

H fuori terra (m)	9.00
$\delta_{sle}$ (mm)	1.8
$\delta_{sle}/H$	0.02%

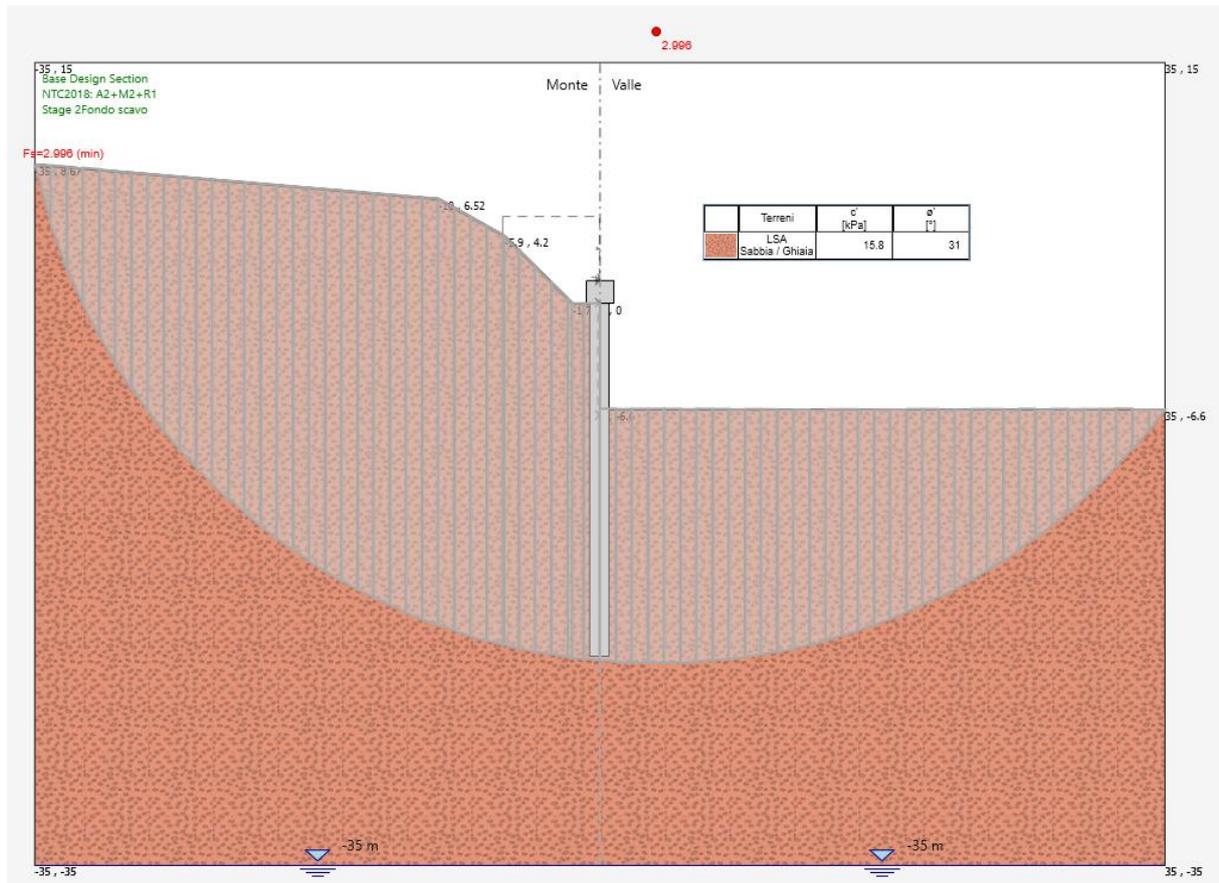
Il rapporto fra spostamento massimo e altezza totale fuori terra è al più pari al 2.14%. Pertanto, tenuto conto dell'assenza di strutture a tergo delle opere, si ritiene che i requisiti prestazionali in termini di deformabilità risultino soddisfatti.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>an</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 12.2.4 Verifiche di stabilità globale

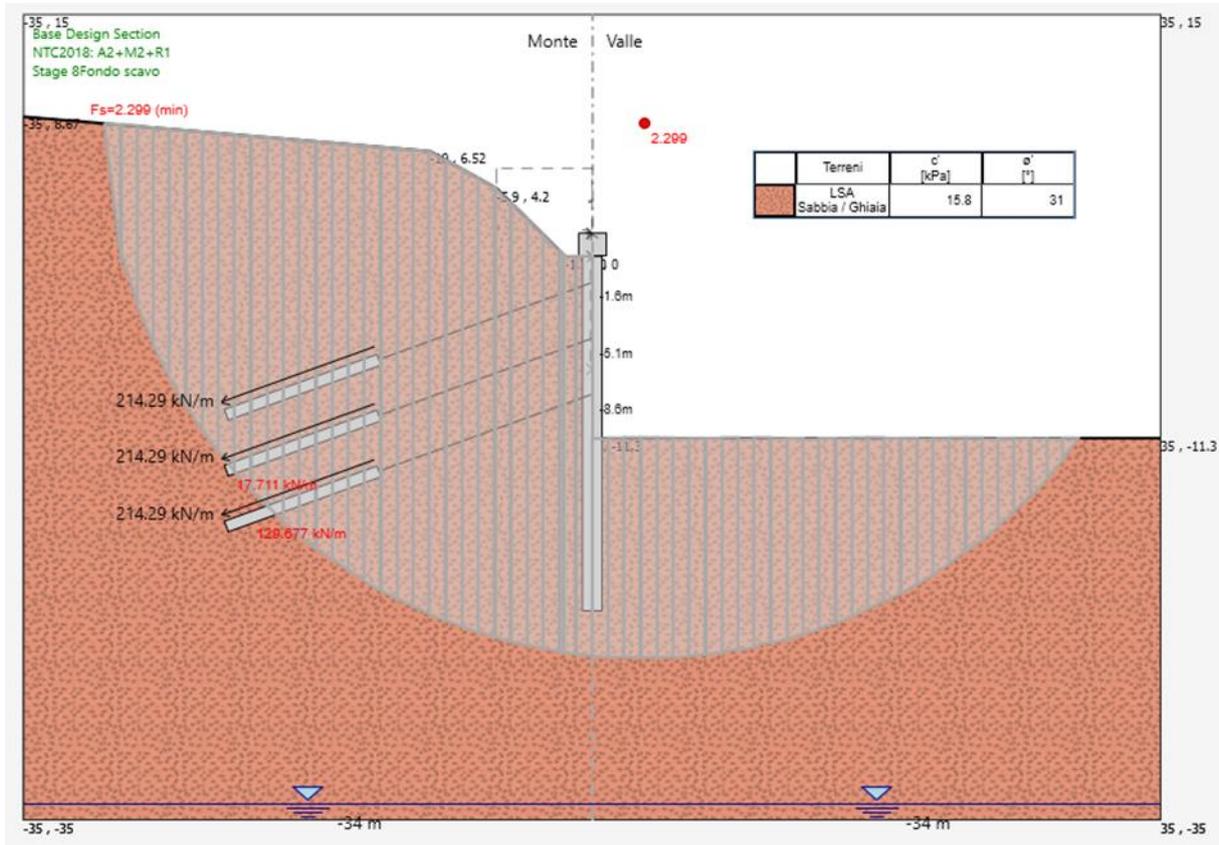
Di seguito si riporta la verifica di stabilità globale del complesso paratia-terreno, calcolato nella fase di raggiungimento del massimo scavo:

#### Sezione 1 (Paratia definitiva VI01):



SS 131 "Carlo Felice"		 <b>GRUPPO FS ITALIANE</b>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

**Sezione 2 (Paratia definitiva VI01):**



**Sezione 3 (Paratia definitiva Rotatoria):**

Data la natura prevalentemente rocciosa dei terreni che interessano l'opera e la significativa lunghezza dei pali che costituiscono la paratia, si omettono le verifiche di stabilità globali.

Il fattore di sicurezza associato alla stabilità globale risulta in ogni sezione superiore a **1.10**. Risulta pertanto verificata la stabilità del complesso paratia-terreno.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 12.3 Verifiche degli elementi ancoraggio e contrasto

### 12.3.1 Verifiche strutturali (A1+M1) e geotecniche (A2+M2) dei tiranti

#### Sezione 2 (Paratia definitiva VI01):

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumption
T1	Stage 4_Scavo T2	400.18	599.96	550.44	0.667	0.727	✓	NTC2018: A1+M1+R1
T2	Stage 9_LT	440.31	599.96	550.44	0.734	0.8	✓	NTC2018: A1+M1+R1
T3	Stage 8_Fondo scavo	446.82	599.96	550.44	0.745	0.812	✓	NTC2018: A1+M1+R1

#### Sezione 3 (Paratia definitiva Rotatoria):

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumption
T1	Stage 3_Attivazione	390.03	599.96	550.44	0.65	0.709	✓	NTC2018: A1+M1+R

Come è possibile evincere dalle precedenti tabelle, tutte le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

### 12.3.2 Verifiche strutturali travi di contrasto

Ogni ordine di tiranti sarà contrastato tramite due travi **HEB180**. Di seguito si riportano le verifiche strutturali a flessione e taglio delle suddette travi.

#### Sezione 2 (Paratia definitiva VI01):

##### Verifiche travi di contrasto

Ntirante (kN/m)	321.43
Med (kNm)	63.00
Ved (kNm)	225.00
Wrd (cm <sup>3</sup> )	425.7
Mrd (kNm)	222.99
c.u.	28%
Vrd (kNm)	437.60
c.u.	51%

#### Sezione 3 (Paratia definitiva Rotatoria):

##### Verifiche travi di contrasto

Ntirante (kN/m)	278.57
Med (kNm)	54.60
Ved (kNm)	195.00
Wrd (cm <sup>3</sup> )	425.7
Mrd (kNm)	222.99
c.u.	24%
Vrd (kNm)	437.60
c.u.	45%

Come è possibile evincere dalle precedenti tabelle, tutte le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 13 CRITERI DI CALCOLO E VERIFICHE – MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONI SU PALI

### 13.1 Criteri di verifica

#### 13.1.1 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione

Deve essere:

$$Fcd \leq Rcd$$

Dove:

$Fcd$  è il carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$Rcd$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

Essendo:

$Rbd = Rbk / \gamma_b$  la resistenza alla base di progetto;

$Rsd = Rsk / \gamma_s$  la resistenza laterale di progetto;

$Wp$  il peso del palo alleggerito;

$\gamma_b, \gamma_s$  coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

$Rbk = \text{Min} [ (Rbc, cal)_{media} / \xi_3; (Rbc, cal)_{min} / \xi_4 ]$  la resistenza alla punta caratteristica;

$Rsk = \text{Min} [ (Rsc, cal)_{media} / \xi_3; (Rsc, cal)_{min} / \xi_4 ]$  la resistenza laterale caratteristica;

$\xi_3, \xi_4$  coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

**Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$Rb, cal$  ed  $Rs, cal$  rappresentano le resistenze alla base e laterale di calcolo del palo valutate con la seguenti espressioni:

$Rb, cal = qb Ap$  la resistenza alla punta e:

$Rs, cal = \sum^n_i qsi Ai$  la resistenza laterale

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

i è lo strato iesimo attraversato dal palo ed n il numero totale degli strati.

### 13.1.1.1 Unità a comportamento coesivo (Argille e limi)

La verifica è effettuata in termini di tensioni totali.

La resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

essendo  $\sigma_v$  la tensione verticale totale alla quota della base del palo e  $c_u$  la coesione non drenata del terreno di fondazione alla base.

Relativamente alla resistenza laterale, Il valore di  $q_{s_i}$  viene determinato come:

$$q_{s_i} = \alpha_i c_{ui}$$

Essendo:

$\alpha$  un coefficiente riduttivo della coesione non drenata  $c_u$ , variabile secondo quanto suggerito da AGI (1984) per pali trivellati:

Tipo di palo	Valori di $c_u$ [kPa]	Valori di $\alpha$
Trivellato	$c_u < 25$	0.9
	$25 \leq c_u < 50$	0.8
	$50 \leq c_u < 75$	0.6
	$c_u \geq 75$	0.4

Tabella 13.1 – Valori di  $\alpha$  (AGI 1984)

### 13.1.1.2 Unità a comportamento incoerente (Sabbie, Sabbie limose e Ghiaie)

La verifica è effettuata in termini di tensioni efficaci.

Per pali trivellati di grande diametro la resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$q_b = Nq^* \times \sigma_v'$$

$Nq^*$  è il coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere di un cedimento alla base del palo pari a  $(0.06 - 0.1) D$  valutato secondo Berezantzev (1965), e  $\sigma_v'$  la tensione verticale alla base del palo in termini di tensioni efficaci.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

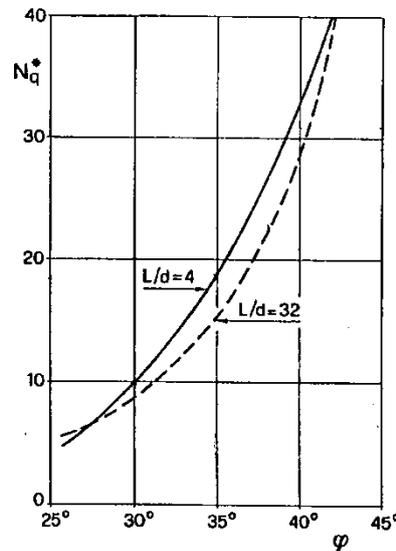


Figura 13.1 – Coefficienti  $Nq^*$  (Berezantzev, 1965), corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base

In ogni caso è stato assunto per  $q_b$  un valore limite  $q_{b,max}$  pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione [Gwizdala (1984), Reese&O'Neill (1988) e Matsui (1993)]:

$$q_{b,max1} = (Nspt)_m \times \alpha_N \text{ (kPa)}$$

Essendo:

$\alpha_N$  un coefficiente empirico pari a:

$$\alpha_N = 150 \text{ per ghiaie} \quad \alpha_N = 120 \text{ per sabbie} \quad \alpha_N = 85 \text{ per sabbie limose}$$

$(Nspt)_m$  Il valore di  $Nspt$  medio su un tratto pari a 1.5 D al di sopra e al di sotto della base del palo.

e dalla seguente tabella:

$$q_{b,max2} = 7500 \text{ per ghiaie} \quad q_{b,max2} = 5800 \text{ per sabbie} \quad q_{b,max2} = 4300 \text{ per sabbie limose}$$

La resistenza unitaria laterale  $q_{si}$  viene determinato in accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) come:

$$q_{si} = \sigma'_m \beta(z) \leq q_{s,max}$$

essendo:

$\sigma'_m$  il valore della tensione verticale determinata alla quota media dello strato considerato;

$\beta$  coefficiente empirico;

$q_{s,max}$  tensione tangenziale ultima consigliabile.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

In accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) al coefficiente empirico  $\beta$  possono essere assegnati i seguenti valori:

$$1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.42 z^{0.34} \geq 0.25 \text{ per i depositi sabbiosi}$$

$$1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 z^{0.75} \geq 0.25 \text{ per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi}$$

In accordo a Reese & Wright (1977) nel caso di pali trivellati a fango, il valore di  $q_{s,max}$  è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$q_{s,max} = 3 \times N_{spt} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{spt} \leq 53$$

$$q_{s,max} = 142 + 0,32 \times N_{spt} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{spt} > 53$$

### 13.1.1.3 Unità rocciose

Per pali trivellati di grande diametro in roccia, il Canadian Foundation Manual (1978) suggerisce questa espressione per la portata ammissibile alla base:

$$qb_{amm} = K_{sp} \times q_u$$

con:

$$K_{sp} = \frac{3 + c/B}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{\delta}{c}}}$$

Dove:

$K_{sp}$  coefficiente empirico compreso tra 0.1 e 0.4, che dipende dalla spaziatura e include un fattore di sicurezza pari a 3;

$q_u$  valore medio della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa (determinata su campioni di roccia intatta);

$c$  spaziatura delle discontinuità;

$\delta$  apertura delle discontinuità;

$B$  diametro del palo.

Poulos e Davis in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali, 1980", sulla base dei dati empirici forniti da Thorne (1977), suggeriscono una pressione massima ammissibile alla punta dell'ordine di  $0.3 q_{um}$  (resistenza monoassiale alla compressione) che sembrerebbe abbastanza prudente per quasi tutte le argilliti rigonfie. Anche in questo caso, il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che, tali valori, generalmente, implicano un coefficiente di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate o con fratture a brevi intervalli, e 12 o più per rocce integre.

Sulla base di quanto sopra, la resistenza unitaria alla base è stata assunta pari a:

$$qb_{amm} = 3 K \times q_u$$

dove  $K$  è un coefficiente cautelativamente assunto pari a 0.20, sulla scorta di quanto precedentemente espresso.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

La resistenza unitaria laterale  $q_s$ , per pali trivellati in roccia, viene determinata impiegando l'espressione suggerita da Horvath e Kenney (1989):

$$q_s = 6.656 \cdot \sqrt{q_u} \quad (kPa)$$

### 13.1.2 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione

L'interasse tra i pali è fissato ad un valore non minore di tre volte il loro diametro.

La resistenza ai carichi verticali  $R_{cd,gr}$  del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = \eta \cdot n \cdot R_{cd}$$

In cui:

$\eta$  è l'efficienza del gruppo di pali;

$n$  Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{cd}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo precedente.

Per palificate in terreni incoerenti e interassi usuali (non minori di tre volte il diametro dei pali), l'efficienza è sempre maggiore dell'unità e nel progetto viene assunta pari ad uno. In questi casi, la verifica di collasso per carico limite del palo singolo è certamente più gravosa di quella relativa al gruppo che, pertanto, viene omessa.

Per palificate in terreni coesivi, l'efficienza del gruppo di pali risulta minore dell'unità.

Il valore dell'efficienza è stato determinato attraverso la nota formula empirica di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$$

In cui:

$d$  diametro dei pali;

$i$  interasse tra i pali;

$m$  numero di file di pali;

$n$  numero di pali per ciascuna fila.

La verifica si ritiene soddisfatta se:

$$N_{\max \text{ SLU}} \leq R_{cd,gr}$$

Dove:

$N_{\max \text{ SLU}}$  è il massimo carico verticale agli SLU-STR o SLV agente sulla palificata.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 13.1.3 Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione

Deve essere:

$$F_{td} \leq R_{td}$$

Dove:

$F_{td}$  è il carico assiale di trazione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$R_{td}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = R_{sd}$$

Essendo:

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$  la resistenza laterale di progetto;

$\gamma_s$  coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

$R_{sk}$  la resistenza laterale caratteristica, valutata secondo quanto illustrato al paragrafo 5.1.1.

### 13.1.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

$F_{tr,d}$  è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$R_{tr,d}$  la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$  la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;

$\gamma_T$  coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali, fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018, precedentemente illustrata;

$$R_{tr,k} = \text{Min} [ (R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4 ]$$

la resistenza laterale caratteristica ai carichi orizzontali allo SLU;

$\xi_3, \xi_4$  coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Rtr,cal rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali  $H_{lim}$  valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluyente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".

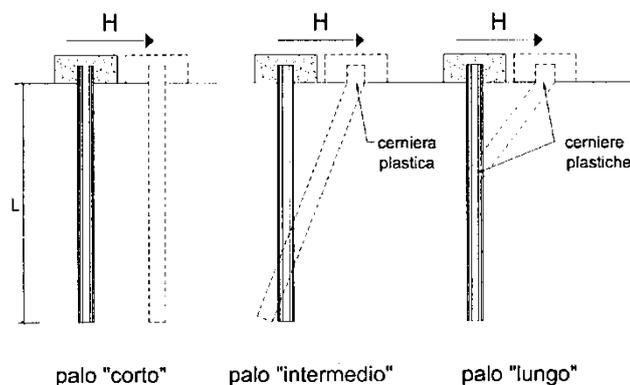


Figura 13.2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

#### 13.1.4.1 Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 D$  e costante con valore  $9 c_u D$  per profondità maggiori.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

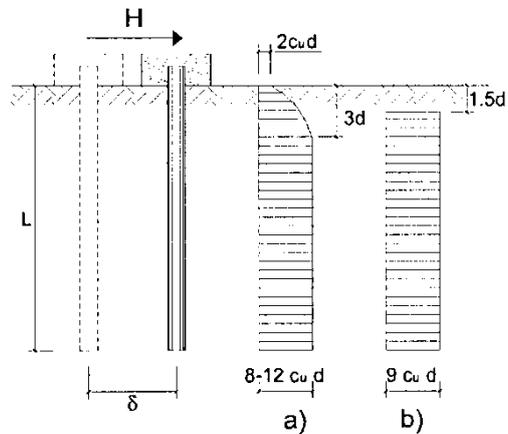


Figura 13.3 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

Nella figura seguente si riportano gli schemi di calcolo per i tre meccanismi di rottura precedentemente illustrati:

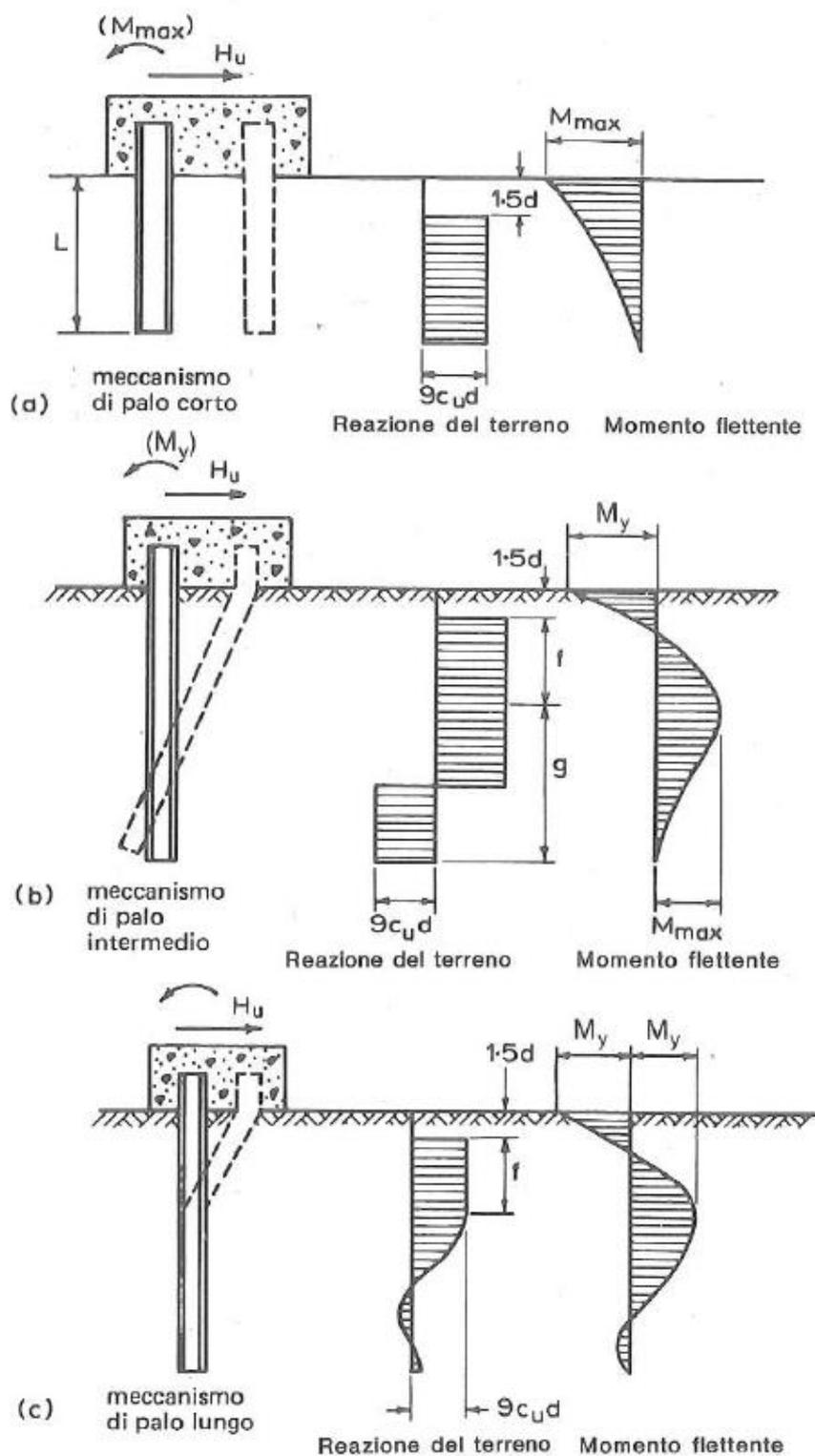


Figura 13.4 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni coesivi (Broms, 1984).

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \lim = 9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = -9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di  $H \lim$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \lim = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \lim \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

#### 13.1.4.2 Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

$k_p$  il coefficiente di spinta passiva;

$z$  la profondità da piano campagna;

$\gamma$  il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume  $\gamma'$ .

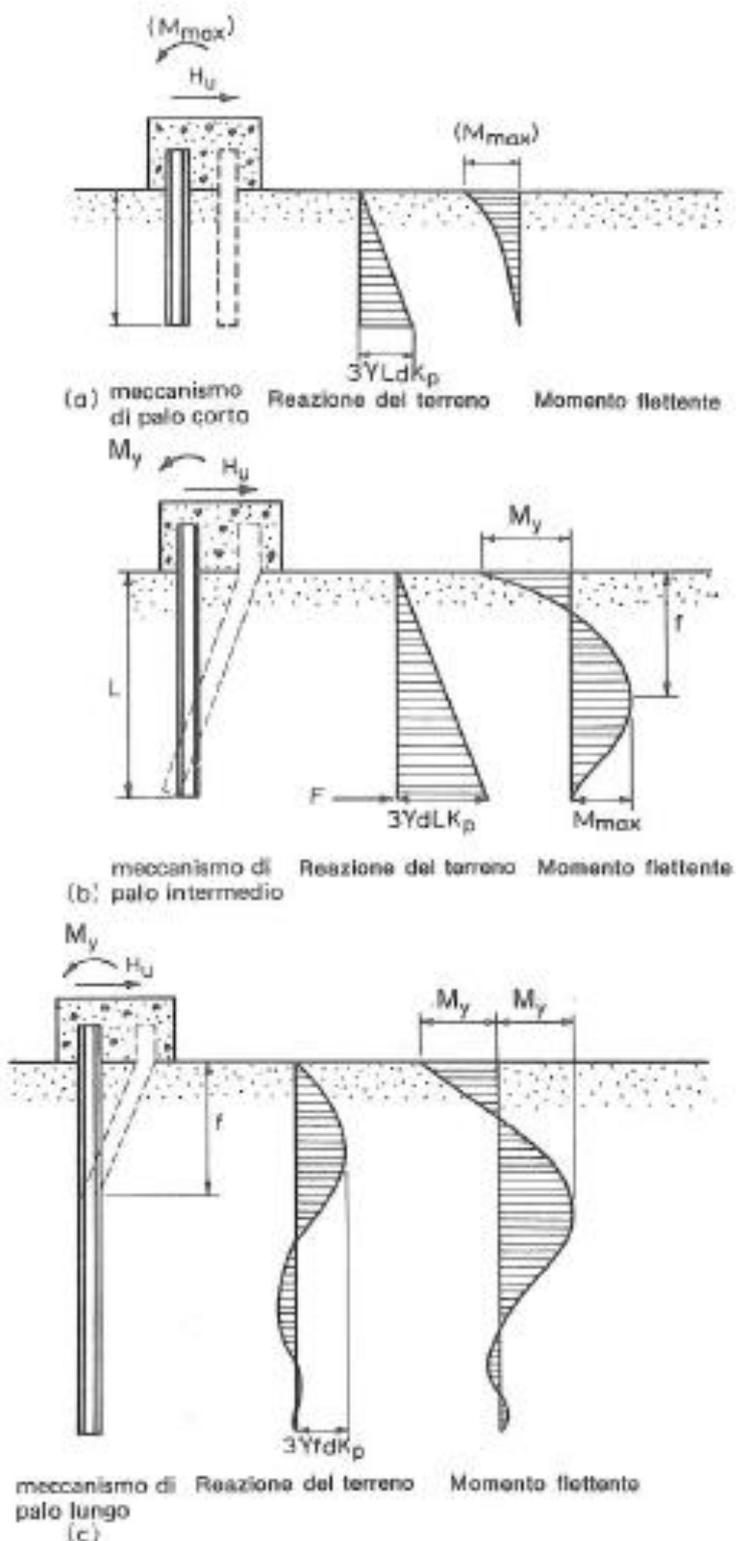


Figura 13.5 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni incoerenti (Broms, 1984).

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{\text{lim}} = 1.5k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{\text{lim}} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{My}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{\text{lim}} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{My}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{\text{lim}}$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{\text{lim}} = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left( \frac{2M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

### 13.1.5 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale

La resistenza ai carichi trasversali  $R_{cd,gr}$  del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{tr,dgr} = \eta n R_{tr,d1}$$

In cui:

$\eta_{tr}$  è l'efficienza del gruppo di pali;

$n$  Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{tr,d1}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato ai paragrafi precedenti, secondo il momento di plasticizzazione del palo.

Il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>GRUPPO FS ITALIANE</b>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

“Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5.”

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per il caso di interesse, relativo a pali disposti ad interasse non minore di 3 diametri si ritiene possibile considerare  $\eta_{tr} = 80\%$ .

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 13.6 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 13.9 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

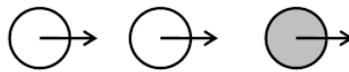


Figura 13.6 – Schema A – Pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 13.7.

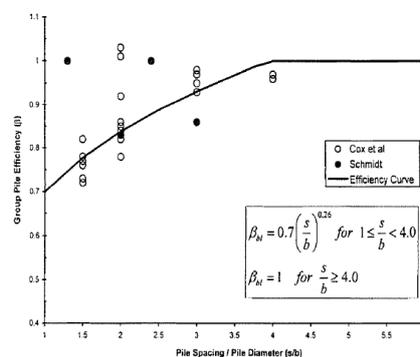


Figura 13.7 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali frontali

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 13.8.

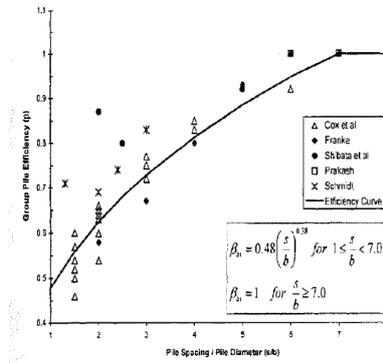


Figura 13.8 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali retrostanti

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

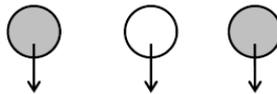


FIGURA 6-12: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Figura 13.9 – Schema B – Pali affiancati

Tale riduzione di "p" in funzione del rapporto s/D (s = interasse dei pali, D = diametro del palo) può essere ricavata dalle indicazioni fornite in Figura 13.10.

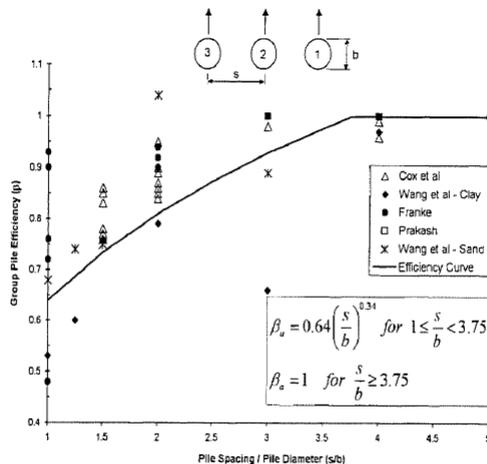


Figura 13.10 – Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione del carico

Con riferimento alle geometrie maggiormente ricorrenti per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo sono dell'ordine del 10-20%.

Nel caso in esame si considera un incremento massimo delle sollecitazioni sul palo singolo pari al 20%.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 13.2 Analisi della palificata

Le sollecitazioni di calcolo, prese rispetto allo spiccato del paramento lato valle (punto "O"), vengono trasportate nel baricentro della palificata per eseguire le verifiche, tenendo conto degli opportuni momenti di trasporto.

Si faccia riferimento agli allegati della presente relazione, per maggiori dettagli.

La risoluzione della palificata è stata effettuata nell'ipotesi di plinto di fondazione rigido. Pertanto, Le azioni risultanti in testa ai pali risultano pari a:

$$N_i = \frac{F_z}{n_p} \pm M_x \cdot \frac{y_{pi}}{\sum_i y_{pi}^2} \pm M_y \cdot \frac{x_{pi}}{\sum_i x_{pi}^2}$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n_p}$$

$$V_{yi} = \frac{F_y}{n_p}$$

$$V = \sqrt{V_{xi}^2 + V_{yi}^2}$$

Essendo:

$F_x, F_y, F_z, M_x, M_y$  azioni e coppie risultanti al baricentro della palificata, determinate con analisi globale;

$N_i, V_{xi}, V_{yi}, V_i$  azioni assiale e orizzontali agenti in testa al palo iesimo;

$n_p$  numero di pali della palificata;

$x_{pi}, y_{pi}$  coordinate del palo iesimo rispetto al baricentro della palificata.

Di seguito si riepilogano gli involuipi delle azioni massime e minime agenti in testa ai pali di fondazione:

#### MSTH100\*

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	4460	4460	3867	3358	2892
Azione assiale minima	Nmin	-1293	-844	-1293	-609	-544
Azione trasversale massima	Vmax	398	398	107	298	244

#### MSTH50\*

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	2580	2580	1714	1932	1600
Azione assiale minima	Nmin	-480	-480	-257	-345	-187
Azione trasversale massima	Vmax	180	180	120	132	91

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 13.3 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche pali di fondazione

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui pali è stato ipotizzato un modello di palo immerso in suolo alla Winkler, caratterizzato da costante di reazione orizzontale  $k_h$  costante con la profondità.

Nell'ipotesi di palo incastrato in sommità, il momento massimo viene attinto all'incastro con il plinto di fondazione e vale:

$$M_{max} = V_i \times (L_0 + H) / 2$$

Essendo  $L_0$  la lunghezza elastica del palo pari a:

$$L_0 = [4 \times E_p \times I_p / E_s]^{0.25}$$

$E_p$  il modulo di elasticità del palo;

$I_p$  il momento d'inerzia del palo;

$E_s$  Modulo di reazione orizzontale del terreno costante con la profondità, relativo agli strati superficiali, pari a:

$$E_s = 1.5 k_h d;$$

$H$  l'eventuale altezza non collaborante del palo di fondazione.

La costante di reazione orizzontale è stata assunta in accordo a Broms (1964), che ha correlato  $k_h$  al modulo secante  $E_{50}$  a metà tensione limite in una prova non drenata:

$$k_h = 1.67 E_{50} / d$$

Usando un valore di  $E_{50}$  compreso tra 50 e 200 volte la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  (Skempton 1951), si ha:

$$k_h = (80 \div 320) c_u / d$$

Nel caso in esame, considerando una coesione non drenata pari a 50 kPa, per il litotipo LSA, che interessa le pile in esame si ha:

$$k_h = 200 \times 50 / 1.20 = 8000 \text{ kN/m}^3$$

Di seguito si riporta il calcolo della lunghezza libera d'inflessione dei pali di fondazione:

#### **LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE**

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	$E_c$	Mpa	33346
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	$E_a$	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	$\nu$		0.30
Diametro del palo	$D_p$	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	$I_p$	m <sup>4</sup>	0.1018
$k_t$ Costante di reazione orizzontale (Vesic)	$k_t$	kN/mc	8000
Lunghezza libera d'inflessione	$L_0$	m	5.54

Laddove il terreno superficiale è caratterizzato come AM la costante di reazione orizzontale terreno è stata assunta pari a  $k_h = 40000 \text{ kN/m}^3$ .

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	33346
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	Ip	m <sup>4</sup>	0.1018
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	40000
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	3.71

Le caratteristiche della sollecitazione sono le seguenti:

#### MSTH100\*

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SU			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	4460	3867	3358	3241	2892
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	-844	-1293	-609	-544	-348
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	1104	298	826	788	676
Sforzo di taglio massimo	Vmax	kN	398	107	298	285	244

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	27116	19301
Carico verticale medio agente sui pali	1808	1287

#### MSTH50\*

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SU			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	2580	1714	1932	1849	1600
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	-480	-257	-345	-305	-187
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	333	221	245	226	169
Sforzo di taglio massimo	Vmax	kN	180	120	132	122	91

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	10500	7284
Carico verticale medio agente sui pali	1050	728

## 13.4 Verifiche strutturali

### 13.4.1 Verifiche strutturali dei pali di fondazione

La verifiche a pressoflessione e taglio per le sezioni in c.a. sono state effettuate con il software RCSEC® prodotto da Geostru.

#### MSTH100\*:

I pali di fondazione saranno armati come segue:

- Armature longitudinali: 20+20 $\phi$ 24;
- Armature trasversali: spirale  $\phi$ 12/20.

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio relative alla testa del palo.

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
 Classe Conglomerato: C32/40

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Raggio circ.: 60.0 cm  
 X centro circ.: 0.0 cm  
 Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	49.6	20	33.9

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	4460.00	1104.00	0.00	0.00	398.00
2	-844.00	1104.00	0.00	0.00	398.00
3	1808.00	1104.00	0.00	0.00	398.00
4	3867.00	298.00	0.00	0.00	107.00
5	-1293.00	298.00	0.00	0.00	107.00
6	1287.00	298.00	0.00	0.00	107.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	3358.00	826.00	0.00
2	-609.00	826.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	3241.00	788.00 (2408.50)	0.00 (0.00)
2	-544.00	788.00 (735.74)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	3241.00	788.00 (2408.50)	0.00 (0.00)
2	-544.00	788.00 (735.74)	0.00 (0.00)

<b>SS 131 "Carlo Felice"</b> Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

1	2892.00	676.00 (2612.76)	0.00 (0.00)
2	-348.00	676.00 (754.90)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.1 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.5 cm

##### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	4460.00	1104.00	0.00	4460.30	4130.94	0.00	3.74	180.5(33.9)
2	S	-844.00	1104.00	0.00	-844.09	2771.38	0.00	2.51	180.5(33.9)
3	S	1808.00	1104.00	0.00	1808.06	3574.67	0.00	3.24	180.5(33.9)
4	S	3867.00	298.00	0.00	3866.87	4024.02	0.00	13.50	180.5(33.9)
5	S	-1293.00	298.00	0.00	-1292.92	2604.27	0.00	8.74	180.5(33.9)
6	S	1287.00	298.00	0.00	1286.87	3429.56	0.00	11.51	180.5(33.9)

##### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00273	0.0	49.6	-0.00459	0.0	-49.6
2	0.00350	0.0	60.0	0.00214	0.0	49.6	-0.01079	0.0	-49.6
3	0.00350	0.0	60.0	0.00252	0.0	49.6	-0.00682	0.0	-49.6
4	0.00350	0.0	60.0	0.00269	0.0	49.6	-0.00502	0.0	-49.6
5	0.00350	0.0	60.0	0.00205	0.0	49.6	-0.01177	0.0	-49.6
6	0.00350	0.0	60.0	0.00246	0.0	49.6	-0.00743	0.0	-49.6

##### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.00000000	0.000073817	-0.000929001	----	----
2	0.00000000	0.000130351	-0.004321082	----	----
3	0.00000000	0.000094117	-0.002147013	----	----
4	0.00000000	0.000077748	-0.001164901	----	----
5	0.00000000	0.000139319	-0.004859148	----	----
6	0.00000000	0.000099738	-0.002484295	----	----

##### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm]
	Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
	I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Ctg E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Acw Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Ast Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 A.Eff Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	3193.81	848.42	91.7 76.7	109.4	2.500	1.218	0.0	11.3(0.0)
2	S	0.00	2692.53	971.98	98.3 87.9	98.0	2.500	1.000	0.0	11.3(0.0)
3	S	0.00	2942.23	905.07	93.4 81.8	105.7	2.500	1.088	0.0	11.3(0.0)
4	S	0.00	3147.42	860.90	92.0 77.8	108.9	2.500	1.189	0.0	11.3(0.0)
5	S	0.00	2678.00	984.06	99.3 88.9	96.3	2.500	1.000	0.0	11.3(0.0)
6	S	0.00	2904.17	913.97	93.4 82.6	105.8	2.500	1.063	0.0	11.3(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
 D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.22	0.0	0.0	-13.6	0.0	-49.6	491	9.0	15.5	1.00
2	S	5.57	0.0	0.0	-190.4	0.0	-49.6	2636	63.2	15.5	1.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.95	0.0	0.0	-12.3	0.0	-49.6	491	9.0	15.5	0.50
2	S	5.33	0.0	0.0	-179.2	0.0	-49.6	2636	63.2	15.5	0.50

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 S1 Esito della verifica  
 S2 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
 k2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
 k3 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
 Ø = 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica  
 Cf Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
 Psi Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(fctm/S2)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(Mfess/M)<sup>2</sup> [B.6.6 DM96]  
 srm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4\*Ss/Es è tra parentesi  
 wk Distanza media tra le fessure [mm]  
 Mx fess. Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 \* e sm \* srm . Valore limite tra parentesi  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.2	0	0.125	34	87	0.400	0.00002 (0.00002)	297	0.012 (0.30)	2408.50	0.00
2	S	-3.9	0	0.125	34	87	0.564	0.00048 (0.00034)	276	0.226 (0.30)	735.74	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.16	0.0	0.0	-8.7	0.0	-49.6	419	9.0	15.5	0.50
2	S	4.63	0.0	0.0	-146.2	0.0	-49.6	2636	63.2	15.5	0.50

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.9	0	0.125	34	87	0.400	0.00002 (0.00002)	284	0.008 (0.20)	2612.76	0.00
2	S	-3.3	0	0.125	34	87	0.400	0.00028 (0.00028)	276	0.131 (0.20)	754.90	0.00

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### MSTHH50\*:

I pali di fondazione saranno armati come segue:

- Armature longitudinali: 20 $\phi$ 20;
- Armature trasversali: spirale  $\phi$ 12/20.

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio relative alla testa del palo.

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C32/40
Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
$\emptyset$	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	$\emptyset$
1	0.0	0.0	50.3	20	20

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2580.00	333.00	0.00	0.00	180.00
2	-480.00	333.00	0.00	0.00	180.00
3	1050.00	333.00	0.00	0.00	180.00
4	1714.00	221.00	0.00	0.00	120.00
5	-257.00	221.00	0.00	0.00	120.00
6	728.00	221.00	0.00	0.00	120.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	1932.00	245.00	0.00
2	-345.00	245.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)		

<b>SS 131 "Carlo Felice"</b> Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1849.00	226.00 (2408.50)	0.00 (0.00)
2	-305.00	226.00 (569.14)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1600.00	169.00 (2612.76)	0.00 (0.00)
2	-187.00	169.00 (587.41)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	13.7 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.5 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2580.00	333.00	0.00	2580.16	2149.86	0.00	6.46	62.8(33.9)
2	S	-480.00	333.00	0.00	-480.04	989.90	0.00	2.97	62.8(33.9)
3	S	1050.00	333.00	0.00	1050.02	1627.91	0.00	4.89	62.8(33.9)
4	S	1714.00	221.00	0.00	1713.73	1873.11	0.00	8.48	62.8(33.9)
5	S	-257.00	221.00	0.00	-257.17	1090.80	0.00	4.94	62.8(33.9)
6	S	728.00	221.00	0.00	728.10	1502.50	0.00	6.80	62.8(33.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00248	0.0	50.3	-0.00807	0.0	-50.3
2	0.00350	0.0	60.0	0.00142	0.0	50.3	-0.02018	0.0	-50.3
3	0.00350	0.0	60.0	0.00214	0.0	50.3	-0.01202	0.0	-50.3
4	0.00350	0.0	60.0	0.00232	0.0	50.3	-0.00992	0.0	-50.3
5	0.00350	0.0	60.0	0.00157	0.0	50.3	-0.01844	0.0	-50.3
6	0.00350	0.0	60.0	0.00203	0.0	50.3	-0.01322	0.0	-50.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000104886	-0.002793166	---	---
2	0.000000000	0.000214719	-0.009383147	---	---

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

3	0.00000000	0.000140678	-0.004940691	---	---
4	0.00000000	0.000121680	-0.003800820	---	---
5	0.00000000	0.000198891	-0.008433443	---	---
6	0.00000000	0.000151556	-0.005593331	---	---

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	3101.32	933.17	94.6  84.3	104.5	2.500	1.126	0.0	11.3(0.0)
2	S	0.00	2452.28	1065.05	106.0  96.3	81.5	2.500	1.000	0.0	11.3(0.0)
3	S	0.00	2840.81	992.73	99.4  89.7	96.4	2.500	1.051	0.0	11.3(0.0)
4	S	0.00	2952.40	966.67	97.1  87.4	99.8	2.500	1.084	0.0	11.3(0.0)
5	S	0.00	2486.86	1055.26	105.1  95.4	83.4	2.500	1.000	0.0	11.3(0.0)
6	S	0.00	2739.91	1009.59	101.0  91.3	92.8	2.500	1.036	0.0	11.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
 D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.87	0.0	0.0	7.4	0.0	-50.3	---	---	---	---
2	S	2.91	0.0	0.0	-183.9	0.0	-50.3	1536	15.7	15.7	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.70	0.0	0.0	7.6	0.0	-50.3	---	---	---	---
2	S	2.69	0.0	0.0	-167.1	0.0	-50.3	1536	15.7	15.7	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 Ver. Esito della verifica  
 S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
 S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
 k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
 k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica  
 Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 Psi = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12\*(fctm/S2)² = 1-Beta12\*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]  
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4\*Ss/Es è tra parentesi  
 srm Distanza media tra le fessure [mm]  
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 \* e sm \* srm . Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.3	0	---	---	---	---	---	---	---	2408.50	0.00
2	S	-1.4	0	0.125	20	87	0.400	0.00032 (0.00032)	303	0.164 (0.30)	569.14	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.20	0.0	0.0	8.4	0.0	-50.3	----	----	----	----
2	S	2.04	0.0	0.0	-116.8	0.0	-50.3	1536	15.7	15.7	0.50

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.4	0	----	----	----	----	----	----	----	2612.76	0.00
2	S	-1.0	0	0.125	20	87	0.400	0.00022 (0.00022)	303	0.115 (0.20)	587.41	0.00

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### 13.4.2 Verifica dei plinti di fondazione

Il dimensionamento dei plinti di fondazione è stato effettuato con riferimento allo schema di trave a mensola in direzione trasversale.

Per semplicità ed a favore di sicurezza viene analizzata una striscia a cavallo del palo maggiormente sollecitato (palo di spigolo).

In tutti i casi, le verifiche a fessurazione sono state effettuate per via indiretta confrontando le tensioni agenti sull'acciaio con le tensioni ammissibili funzione dell'aggressività dell'ambiente e del diametro delle barre adottate.

I risultati delle verifiche sono riportate tra gli allegati.

**Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.**

### 13.5 Verifiche geotecniche dei pali di fondazione

#### 13.5.1 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto Rcd – Lunghezza del palo (Lp), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto Fcd.

I valori di Fcd, Ftd e Fcd<sub>gr</sub> considerati nelle verifiche, sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Le tabelle seguenti illustrano i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni agenti e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI			PALI SOGGETTI A TRAZIONE																	
Stratigrafia	Allineamenti	Lp [m]	PARAMETRI MEDI			PARAMETRI MINIMI			ENV	Edc [kN]	c.u. %	MEDI			MINIMI			ENV		
			Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rcd [kN]			Rtd [kN]	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Edt [kN]	c.u. %				
STR1	MURO H10	34.0	4730	1156	5613	4054	992	4677	4677	4460	95%	3584	3207	3207	1268	40%				
STR2	MURO H5	34.0	28568	1626	29967	19288	769	19793	19793	2580	13%	20226	13765	13765	0	0%				

Tabella 13.2 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione (sfilamento)

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

RIEPILOGO RISULTATI						MEDI	MINIMI	ENV		
Stratigrafia	Allineamenti	D [m]	i [m]	npali	$\eta$ (%)	Rcd,gr med [kN]	Rcd,gr min [kN]	Rcd,gr [kN]	Edc [kN]	c.u. %
STR1	MURO H10	1.20	3.60	15	70%	58897	49076	49076	27116	55%
STR2	MURO H5	1.20	3.60	10	73%	219871	145226	145226	10500	7%

Tabella 13.3 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione)

### 13.5.2 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto  $R_{tr,d}$  – Momento di plasticizzazione testa palo (MRd), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto  $F_{tr,d}$ .

I valori di  $F_{tr,d}$  considerati nelle verifiche sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Per la verifica del palo singolo, come illustrato in precedenza, si considera un valore della forza trasversale di progetto SLU amplificata del 20% rispetto a quella fornita dalla risoluzione della palificata.

Il momento ultimo, considerato per la valutazione della resistenza media della palificata è quello corrispondente allo sforzo normale medio.

La tabella seguente illustra i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

#### MURO MSTH100\*

RIEPILOGO RISULTATI		PALO SINGOLO				PALIFICATA						
Stratigrafia	Allineamenti	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	$\eta$ (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
STR1	H10	2771	939	398	42%	3575	1142	15	80%	13704	5970	44%

Tabella 13.4 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

Per il muro MSTH50\* si omettono le verifiche di portanza verticale. I primi metri dei pali dei suddetti muri, infatti, sono caratterizzati da uno strato di AM, di natura rocciosa.

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## **14 DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)**

### **14.1 Tipo di analisi svolte**

Le analisi strutturali e le verifiche con il dimensionamento delle strutture sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo delle opere di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/07/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui le opere saranno soggette.

### **14.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

#### ANALISI STRUTTURALE - MURI

Nome del Software: 'Muri 2018' vers. 1.2.3

Produttore: TENSITER SPA

#### ANALISI STRUTTURALE - PARATIE

Nome del Software: 'PARATIE-PLUS' vers. 20.0

Produttore: HARPACEAS

### **14.3 Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori del software contiene esaurienti descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati con l'individuazione dei campi d'impiego.

### **14.4 Modalità di presentazione dei risultati**

Le relazioni di calcolo strutturale presentano i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Le relazioni di calcolo illustrano in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i>	

#### **14.5 Informazioni generali sull'elaborazione**

Il software consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

#### **14.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, il Progettista delle Strutture asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, contanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i>	

## **15 ALLEGATO 1 – MURI DI SOSTEGNO**

## **ALLEGATO 1**

**Schede di verifica dei muri di sostegno  $h = 2,00 \div 6,00$  m; con barriera integrata  $h = 5,00$  m; falda assente; categoria geotecnica LSA/ALF; fondazione diretta.**

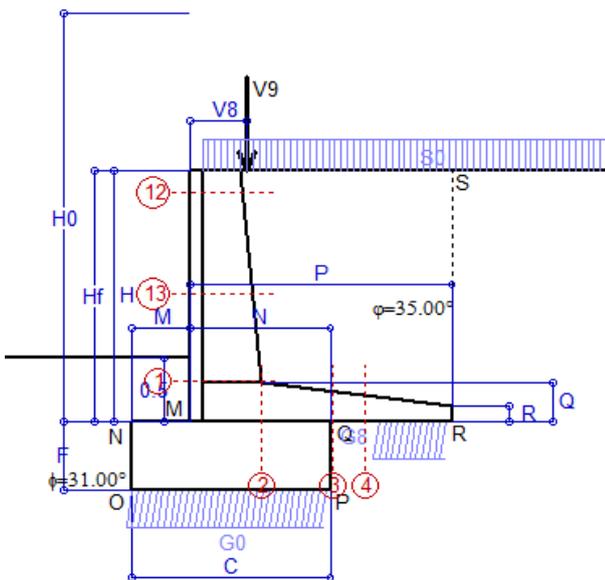
# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u32NM</b>	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.45$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$



### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	12.7	15.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16.3	25.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	28.6	29.6
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	136.9	210.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	4.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	27.7	21.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 29.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 40.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 197.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 266.0</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 53.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.57$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 144.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.55$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.093$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 8.6^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (197.7 * 0.6) / 1.1 = 107.8$	$> E_d = 29.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (266) / 1.15 = 231.3$	$> E_d = 40.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (168.1) / 1.15 = 146.2$	$> E_d = 24.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 72$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 45$ kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	15.5	15.5	31.7	19.5	56.3	49.5	115.0	15.0	45°, 1.0	3.95	7.57	6.16	6.22	148.1	143.8	
2	10.1	10.1	0.0	14.6	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	121.2	155.7	
3	0.1	0.1	0.0	8.2	23.8	18.8	125.0	125.0	-	3.83	11.12	3.83	7.82	77.7	128.4	
4	-3.5	-3.5	0.0	3.1	20.4	15.4	125.0	125.0	-	3.01	7.06	3.83	0.00	-30.3	94.9	
12	-1.7	-1.5	14.0	2.4	41.2	36.2	12.4	12.4	73°, 1.0	10.60	4.02	6.16	3.96	-78.8	59.9	
13	4.2	5.9	23.1	11.1	49.2	41.7	114.0	14.0	73°, 1.0	3.41	6.03	6.16	3.96	100.5	67.1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

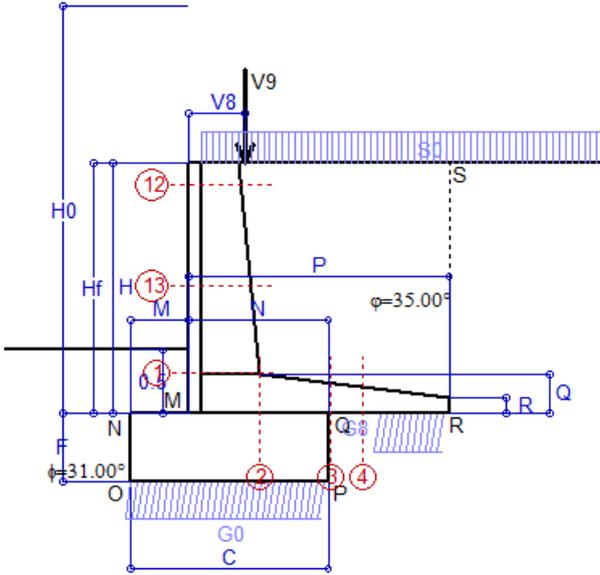
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u32NM	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.76	11.87	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	10.84	16.80	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	21.99
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	98.97
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.67	0.12	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	21.31
<b>*non sommati</b>			
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 21.26</b>	<b>M<sub>9</sub> = 28.79</b>	<b>P<sub>9</sub> = 145.27</b>
			<b>M<sub>8</sub> = 194.92</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
 \*non sommati

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 6.770  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 4.100  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 38.97$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.54$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 106.30$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.55$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.069$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 8.3^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	11.0	23.2	15.4	115.0	56.3	49.5	7.57	6.16	23	0.79	38	<b>0.000</b>
2	7.2	0.0	14.8	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	23	0.96	40	<b>0.000</b>
3	-0.8	0.0	5.7	125.0	23.8	18.8	11.12	3.83	11	0.32	40	<b>0.000</b>
4	-3.3	0.0	0.0	125.0	20.5	15.4	7.08	3.83	54	1.77	40	<b>0.000</b>
12	-1.1	10.1	1.1	12.4	41.2	36.2	4.02	6.16	0	0.26	38	<b>0.000</b>
13	3.0	16.9	8.0	114.0	49.2	41.7	6.03	6.16	6	0.33	38	<b>0.000</b>

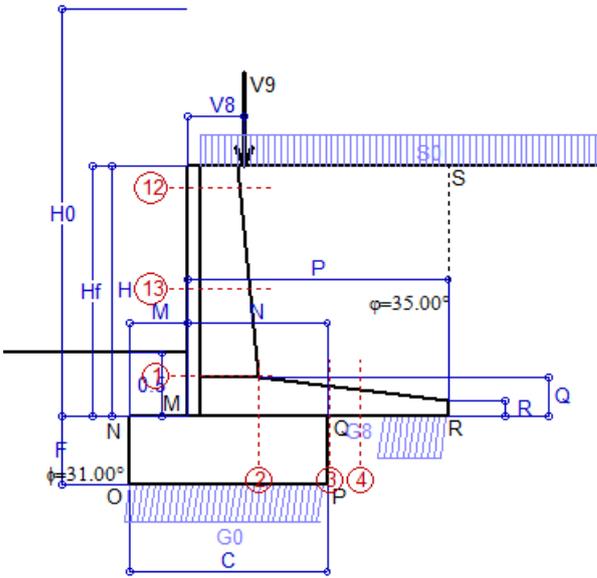
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u32NM</b>	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	11.87	0.00	0.00
8.13	12.60	0.00	0.00
0.00	0.00	21.99	22.76
0.00	0.00	88.72	137.82
0.00	0.00	3.00	2.70
0.67	0.12	0.00	0.00
0.00	0.00	21.31	16.52
<b><math>S_9 = 18.55</math></b>	<b><math>M_9 = 24.59</math></b>	<b><math>P_9 = 135.02</math></b>	<b><math>M_8 = 179.80</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 7.311  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 4.367  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 36.17$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.50$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 98.86$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.55$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.064$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 7.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.10

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	9.1	22.3	13.1	115.0	56.3	49.5	7.57	6.16	18	0.66	38	<b>0.000</b>
2	5.9	0.0	13.5	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	19	0.79	40	<b>0.000</b>
3	-2.2	0.0	4.4	125.0	23.8	18.8	11.12	3.83	29	0.86	40	<b>0.000</b>
4	-4.3	0.0	0.0	125.0	20.6	15.6	7.14	3.83	69	2.23	40	<b>0.000</b>
12	-1.2	10.0	0.8	12.4	41.2	36.2	4.02	6.16	0	0.27	38	<b>0.000</b>
13	2.2	16.3	6.6	114.0	49.2	41.7	6.03	6.16	3	0.25	38	<b>0.000</b>

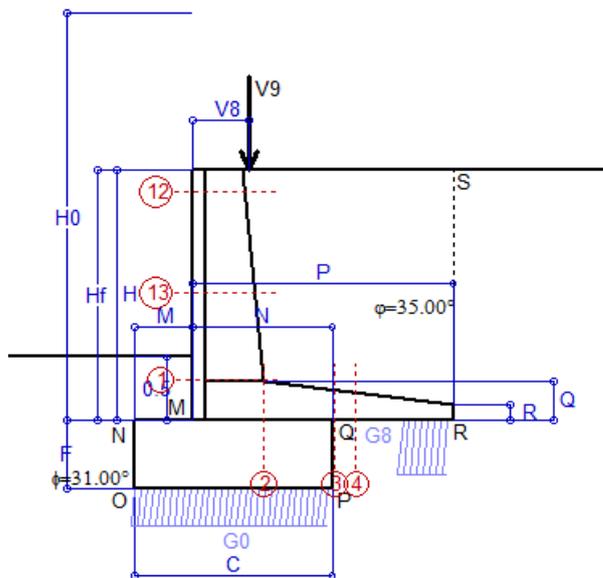
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u32NM</b>	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.76	11.87	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	21.99	22.76
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	57.97	92.47
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	2.70
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.67	0.12	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	21.31	16.52
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 10.42</math></b>	<b><math>M_9 = 11.99</math></b>	<b><math>P_9 = 104.27</math></b>	<b><math>M_8 = 134.45</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.76	11.87	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	21.99	22.76
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	57.97	92.47
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	2.70
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.67	0.12	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	21.31	16.52
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 10.42</math></b>	<b><math>M_9 = 11.99</math></b>	<b><math>P_9 = 104.27</math></b>	<b><math>M_8 = 134.45</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	11.212
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	6.003
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	28.26 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0.39 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	76.01 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$ 1.55 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.049 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	5.7°

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.02

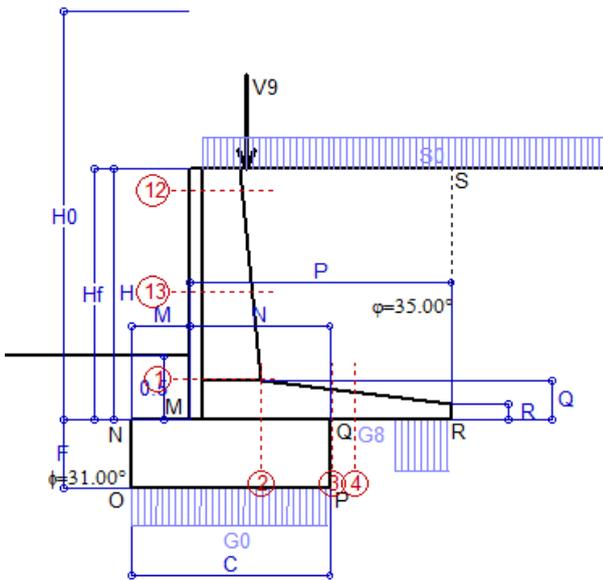
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	3.3	19.4	6.4	115.0	56.3	49.5	7.57	6.16	3	0.25	38	<b>0.000</b>
2	2.1	0.0	9.1	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	7	0.28	40	<b>0.000</b>
3	-5.7	0.0	0.0	125.0	23.8	18.8	11.12	3.83	77	2.30	40	<b>0.000</b>
4	-6.5	0.0	0.0	125.0	21.5	16.4	7.44	3.83	101	3.17	40	<b>0.000</b>
12	-1.3	9.7	0.1	12.4	41.2	36.2	4.02	6.16	0	0.28	38	<b>0.000</b>
13	0.0	14.5	2.4	14.0	49.2	44.2	6.03	6.16	0	0.09	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 2.00 m
- C = 1.55 m
- F = 0.55 m
- M = 0.45 m
- N = 1.10 m
- P = 2.05 m
- Q = 0.31 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 0.0 m
- R = 0.12 m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prefabbricato tipo u32NM**
- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- a<sub>g</sub>/g = 0.061**
- H<sub>0</sub> = 3.25 m
- H = 2.00 m
- S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 35°
- R<sub>0</sub> = 0.600
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = 0.38**
- U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad
- l<sub>9</sub> = 0.0%
- l<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K<sub>1</sub> = 0.274
- agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 2.00 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 5.81°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.260
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 3.07
- (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	9.8	11.9	1.0	2.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.2	3.4	0.2	0.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	0.8	21.7	22.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	1.6	2.6	65.2	103.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	2.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.6	0.2	21.0	16.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-15.2*	-5.3*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 15.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 19.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 112.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 147.6</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 31.2 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 81.0 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>t</sub> = 0.052 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 0.2°

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo Rd = (112.2 \* 0.6 + 15.2) / 1.0 = 82.5 > Ed = 15.5

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 40 kN Lato monte (punto Q) G7 = 20 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.06 K<sub>0</sub> = 0.260

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgΘ	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	5.5	5.5	20.4	8.5	56.3	49.5	115.0	15.0	45°, 1.0	3.90	7.57	6.16	6.22	146.6	148.4
2	3.6	3.6	0.0	10.0	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	121.2	155.7
3	-5.3	-5.3	0.0	4.1	23.8	18.8	125.0	125.0	-	3.31	11.12	3.83	7.82	-35.7	115.9
4	-6.3	-6.3	0.0	5.2	21.4	16.4	125.0	125.0	-	3.02	7.42	3.83	0.00	-31.5	101.0
12	-1.1	-1.1	9.8	1.0	41.2	36.2	12.4	12.4	73°, 1.0	10.51	4.02	6.16	3.96	-77.9	62.3
13	0.9	1.5	15.1	4.2	49.2	41.7	114.0	14.0	73°, 1.0	3.37	6.03	6.16	3.96	99.6	70.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

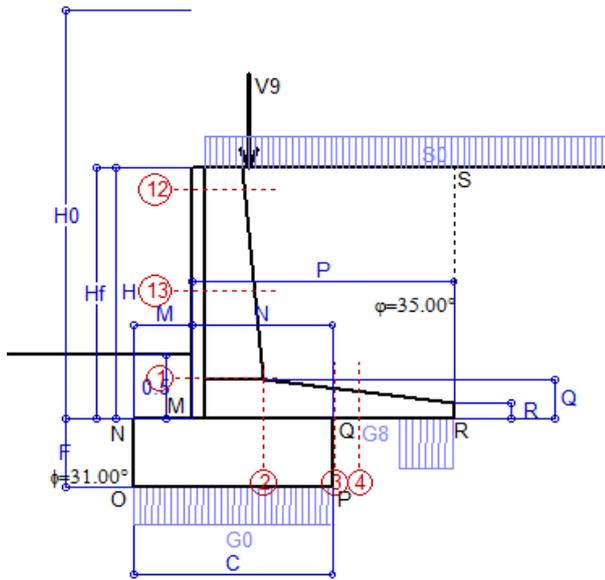
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 2.00$  m  
 $C = 1.55$  m  
 $F = 0.55$  m  
 $M = 0.45$  m  
 $N = 1.10$  m  
 $P = 2.05$  m  
 $Q = 0.31$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u32NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 3.25$  m  
 $H = 2.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.277$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 2.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.05$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	9.9	12.0	1.5	3.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.2	3.4	0.3	0.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.2	21.5	22.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.4	3.9	64.8	102.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	2.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.9	0.2	20.9	16.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-15.0*	-5.3*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	17.0	20.9	112.0	148.1

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 30.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.42$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 81.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.55$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.053$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 1.0^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (148.1 + 5.3) / 1.0 = 153.4 > E_d = 20.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (90.9) / 1.0 = 90.9 > E_d = 12$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 40$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 21$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$   
 Freccia in cima al pannello mm 0.07

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$^\circ, ctg\Theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	5.9	5.9	20.5	8.9	56.3	49.5	115.0	15.0	45°, 1.0	3.90	7.57	6.16	6.22	146.6	148.3
2	3.8	3.8	0.0	9.9	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	121.2	155.7
3	-4.8	-4.8	0.0	4.7	23.8	18.8	125.0	125.0	-	3.31	11.12	3.83	7.82	-35.7	115.9
4	-5.9	-5.9	0.0	5.0	21.2	16.1	125.0	125.0	-	3.02	7.33	3.83	0.00	-31.2	99.5
12	-1.1	-1.0	9.8	1.1	41.2	36.2	12.4	12.4	73°, 1.0	10.51	4.02	6.16	3.96	-77.9	62.3
13	1.1	1.8	15.1	4.5	49.2	41.7	114.0	14.0	73°, 1.0	3.37	6.03	6.16	3.96	99.6	70.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\beta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u32NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad 0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad 0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

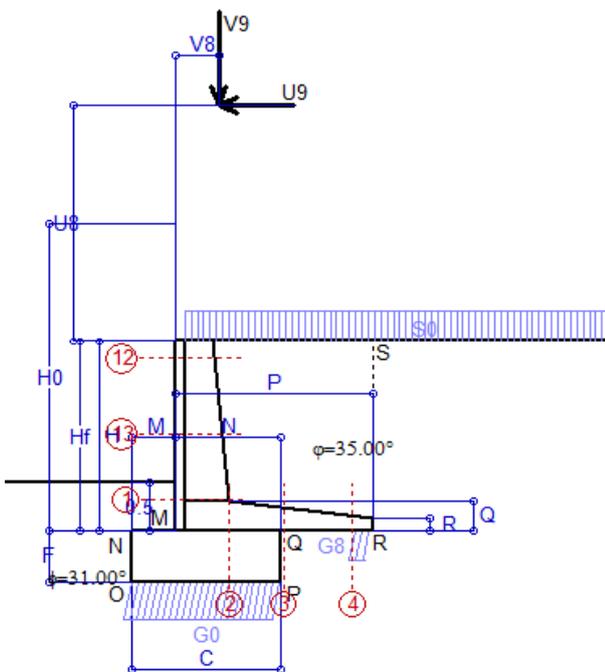
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.55	
	lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>144.6</b>	<b>81.0</b>
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	8.58°	0.17°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	21.8	0.2
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.55	1.55
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.77	0.77
	D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.05	1.05
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>333.16</b>	<b>451.78</b>
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.19	1.19
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.72	0.99
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>382.86</b>	<b>533.20</b>
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.20	1.20
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.71	0.99
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>244.89</b>	<b>352.55</b>
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.68	0.99
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.961	1.338
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1063.9</b>	<b>1727.6</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	144.6	81.0
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u32NM</b>	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.45$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.50$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 7.625$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	12.7	15.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16.3	25.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	28.6	29.6
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	136.9	210.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	9.2	46.2	4.5	4.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	27.7	21.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 39.0</math></b>	<b><math>M_9 = 87.0</math></b>	<b><math>P_9 = 197.7</math></b>	<b><math>M_8 = 266.0</math></b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 16.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 180.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.55$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.117$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 11.1^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (197.7 * 0.6) / 1.1 = 107.8 > Ed = 39$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (266) / 1.15 = 231.3 > Ed = 87$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (168.1) / 1.15 = 146.2 > Ed = 65.9$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 90$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 63$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 1.24

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	62.3	<b>62.3</b>	31.7	<b>21.1</b>	56.3	49.5	115.0	15.0	45°, 1.0	3.95	7.57	6.16	6.22	<b>148.1</b>	<b>143.8</b>	
2	40.5	<b>40.5</b>	0.0	<b>50.6</b>	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	<b>121.2</b>	<b>155.7</b>	
3	26.1	<b>26.1</b>	0.0	<b>34.6</b>	23.8	18.8	125.0	125.0	-	3.83	11.12	3.83	7.82	<b>77.7</b>	<b>128.4</b>	
4	-0.3	<b>-0.3</b>	0.0	<b>0.5</b>	14.7	9.6	125.0	125.0	-	2.43	4.98	3.83	0.00	<b>-20.7</b>	<b>59.3</b>	
12	28.9	<b>30.3</b>	14.0	<b>4.0</b>	41.2	31.7	112.4	12.4	73°, 1.0	2.79	4.02	6.16	3.96	<b>53.6</b>	<b>52.5</b>	
13	44.0	<b>47.3</b>	23.1	<b>12.7</b>	49.2	41.7	114.0	14.0	73°, 1.0	3.41	6.03	6.16	3.96	<b>100.5</b>	<b>67.1</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

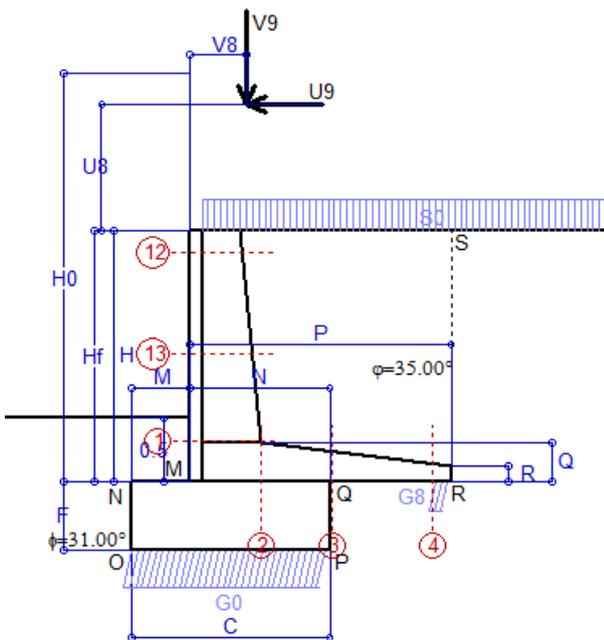
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u32NM</b>	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.45$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.8	11.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	10.8	16.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	22.0	22.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	99.0	152.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	40.6	3.0	2.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	21.3	16.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 32.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 69.4</b>	<b>P<sub>9</sub> = 145.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 194.9</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 8.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.12$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 136.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 1.55$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.088$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 12.7^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (145.3 * 0.6) / 1.1 = 79.2 > E_d = 32.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (194.9) / 1.15 = 169.5 > E_d = 69.4$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (122.6) / 1.15 = 106.6 > E_d = 51.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 66$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 49$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	48.0	<b>48.0</b>	23.2	<b>20.3</b>	56.3	49.5	115.0	15.0	45°, 1.0	3.91	7.57	6.16	6.22	<b>147.0</b>	<b>146.5</b>	
2	31.2	<b>31.2</b>	0.0	<b>39.0</b>	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	<b>121.2</b>	<b>155.7</b>	
3	22.9	<b>22.9</b>	0.0	<b>27.4</b>	23.8	18.8	125.0	125.0	-	3.83	11.12	3.83	7.82	<b>77.7</b>	<b>128.4</b>	
4	-0.1	<b>-0.1</b>	0.0	<b>0.2</b>	13.8	8.8	125.0	125.0	-	2.33	4.67	3.83	0.00	<b>-19.0</b>	<b>54.1</b>	
12	15.7	<b>17.3</b>	10.1	<b>10.5</b>	41.2	31.7	112.4	12.4	73°, 1.0	2.77	4.02	6.16	3.96	<b>53.3</b>	<b>53.3</b>	
13	31.3	<b>34.4</b>	16.9	<b>15.0</b>	49.2	41.7	114.0	14.0	73°, 1.0	3.38	6.03	6.16	3.96	<b>99.8</b>	<b>68.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

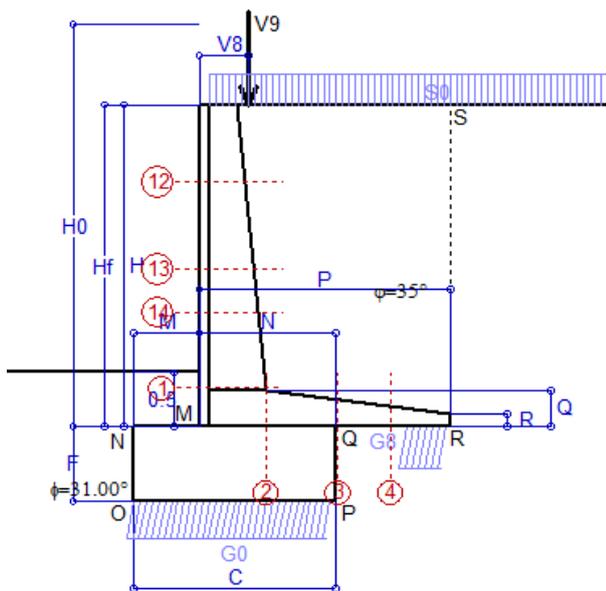
# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u37NM</b>	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_V = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$



### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	28.5	48.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24.4	53.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	34.5	43.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	205.6	372.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	4.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.4	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	42.1	38.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 54.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 102.5</b>	<b>P<sub>9</sub> = 286.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 459.1</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 55.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.40$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 231.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.125$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 10.7^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (286.7 * 0.6) / 1.1 = 156.4 > Ed = 54.3$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (459.1) / 1.15 = 399.2 > Ed = 102.5$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (273.4) / 1.15 = 237.8 > Ed = 65.1$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 116$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 73$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 1.13

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1)	$M_{Edu}$ (1)	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$	$V_{Rd}$	
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata			altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. platea	staffe	baricentrico		
	KN.m	KN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	48.9	48.9	43.7	35.1	60.8	53.6	116.4	16.4	45°, 1.0	4.42	9.11	6.16	7.50	193.3	186.5	
2	31.8	31.8	0.0	37.0	33.5	28.5	125.0	125.0	45°, 1.0	4.98	15.27	4.52	14.11	159.1	200.3	
3	10.2	10.2	0.0	29.9	25.3	20.3	125.0	125.0	-	4.20	12.75	4.52	7.99	95.0	140.9	
4	-5.2	-5.2	0.0	5.3	19.0	13.9	125.0	125.0	-	3.08	6.52	4.52	0.00	-31.4	85.7	
12	1.1	2.1	16.7	7.9	41.4	34.6	113.4	13.4	73°, 1.0	2.84	4.02	6.16	3.96	57.9	56.1	
13	13.6	16.6	27.1	18.1	49.5	42.0	114.9	14.9	73°, 1.0	3.43	6.03	6.16	3.96	101.7	66.2	
14	24.4	28.8	33.1	24.0	53.6	44.9	115.6	15.6	73°, 1.0	3.81	7.57	6.16	3.96	134.8	69.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

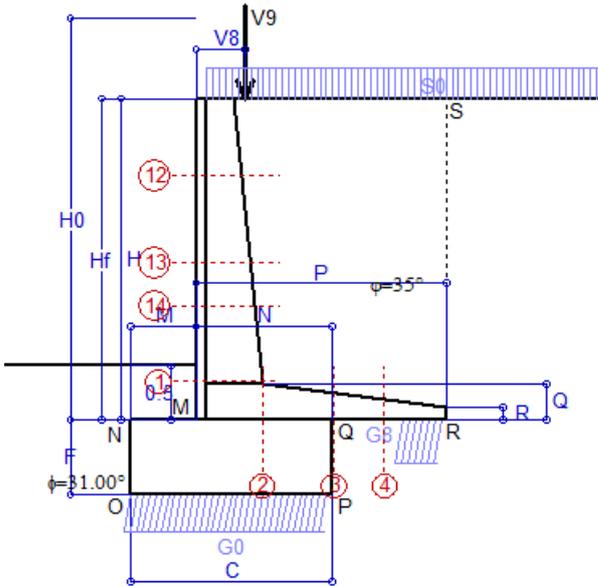
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u37NM</b>	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	37.32	0.00	0.00
16.26	35.77	0.00	0.00
0.00	0.00	26.52	33.38
0.00	0.00	151.11	273.82
0.00	0.00	3.00	3.15
1.08	0.25	0.00	0.00
0.00	0.00	32.37	29.95
<b><math>S_9 = 39.29</math></b>	<b><math>M_9 = 73.34</math></b>	<b><math>P_9 = 213.00</math></b>	<b><math>M_8 = 340.29</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.359  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 3.253  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 42.39$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $. Q_8 = 0.39$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 170.61$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $. C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.092$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 10.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	35.0	32.1	31.0	116.4	60.8	53.6	9.11	6.16	65	1.89	38	<b>0.000</b>
2	22.8	0.0	37.4	125.0	33.5	28.5	15.27	4.52	56	2.37	40	<b>0.000</b>
3	6.1	0.0	25.7	125.0	25.3	20.3	12.75	4.52	25	1.18	40	<b>0.000</b>
4	-4.5	0.0	0.0	125.0	19.2	14.1	6.60	4.52	69	2.56	40	<b>0.000</b>
12	0.8	12.0	5.4	113.4	41.4	34.6	4.02	6.16	1	0.14	38	<b>0.000</b>
13	9.6	19.7	14.5	114.9	49.5	42.0	6.03	6.16	31	0.97	38	<b>0.000</b>
14	17.3	24.1	20.3	115.6	53.6	44.9	7.57	6.16	44	1.38	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

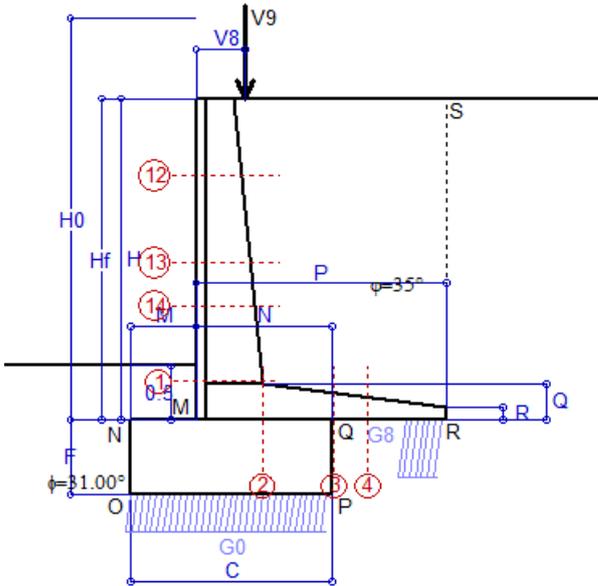
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u37NM	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	37.32	0.00	0.00
0.00	0.00	26.52	33.38
0.00	0.00	105.11	193.32
0.00	0.00	3.00	3.15
1.08	0.25	0.00	0.00
0.00	0.00	32.37	29.95
<b><math>S_9 = 23.03</math></b>	<b><math>M_9 = 37.57</math></b>	<b><math>P_9 = 167.00</math></b>	<b><math>M_8 = 259.79</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	6.791
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	4.351
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	40.01 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0.37 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	126.99 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$ 1.85 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$ 0.069 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$ 7.9°	

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.24

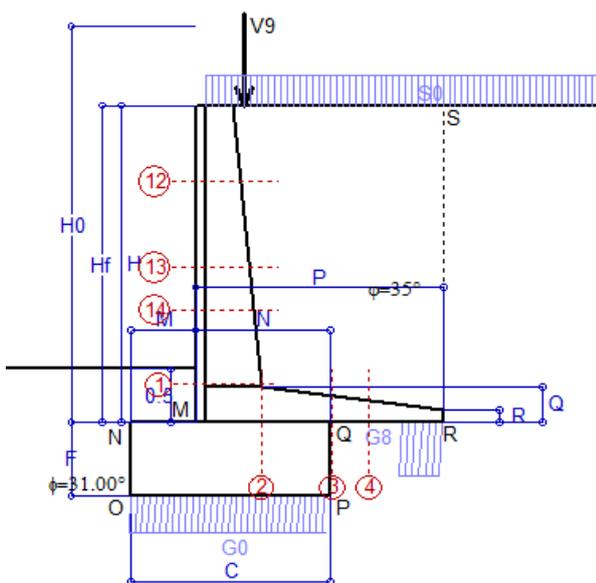
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	15.4	25.9	16.6	116.4	60.8	53.6	9.11	6.16	25	0.87	38	<b>0.000</b>
2	10.0	0.0	22.3	125.0	33.5	28.5	15.27	4.52	25	1.04	40	<b>0.000</b>
3	-5.3	0.0	8.2	125.0	25.3	20.2	12.75	4.52	57	1.74	40	<b>0.000</b>
4	-8.8	0.0	0.0	125.0	21.2	16.1	7.33	4.52	120	4.05	40	<b>0.000</b>
12	-0.8	10.2	1.3	13.4	41.4	36.4	4.02	6.16	0	0.20	38	<b>0.000</b>
13	2.5	16.0	5.9	114.9	49.5	42.0	6.03	6.16	4	0.27	38	<b>0.000</b>
14	6.1	19.5	9.5	115.6	53.6	44.9	7.57	6.16	12	0.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Dati

$H_m = 3.00$  m  
 $C = 1.85$  m  
 $F = 0.70$  m  
 $M = 0.60$  m  
 $N = 1.25$  m  
 $P = 2.30$  m  
 $Q = 0.34$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.12$  m

Acceleraz orizz. al suolo  
 Prefabbricato tipo u37NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 3.75$  m  
 $H = 3.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $I_9 = 0.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.274$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H = 3.00$  m  
 $O_3 = 5.81^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.07$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	22.1	37.5	2.2	6.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3.3	7.2	0.3	1.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.7	1.2	26.1	32.9
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.9	6.7	112.7	206.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	3.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.1	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.9	0.3	31.9	29.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-19.8*	-7.9*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>31.0</b>	<b>53.2</b>	<b>176.4</b>	<b>279.6</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 40.9$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.38$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 135.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.073$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 3.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (176.4 * 0.6 + 19.8) / 1.0 = 125.6 > E_d = 31$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 68$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 36$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.43$   
 $K_0 = 0.260$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	21.1	21.1	27.7	17.9	60.8	53.6	116.4	16.4	45°, 1.0	4.34	9.11	6.16	7.50	190.8	192.1	
2	13.7	13.7	0.0	20.3	33.5	28.5	125.0	125.0	45°, 1.0	4.98	15.27	4.52	14.11	159.1	200.3	
3	-3.2	-3.2	0.0	13.6	25.3	20.2	125.0	125.0	-	3.48	12.75	4.52	7.99	-42.3	124.4	
4	-7.9	-7.9	0.0	6.9	20.8	15.7	125.0	125.0	-	3.10	7.16	4.52	0.00	-34.0	96.8	
12	-0.3	0.0	10.6	2.8	41.4	36.4	13.4	13.4	73°, 1.0	8.73	4.02	6.16	3.96	-80.1	61.7	
13	4.5	5.8	16.9	7.8	49.5	42.0	114.9	14.9	73°, 1.0	3.38	6.03	6.16	3.96	100.6	69.6	
14	9.3	11.3	20.7	11.2	53.6	44.9	115.6	15.6	73°, 1.0	3.75	7.57	6.16	3.96	133.3	73.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

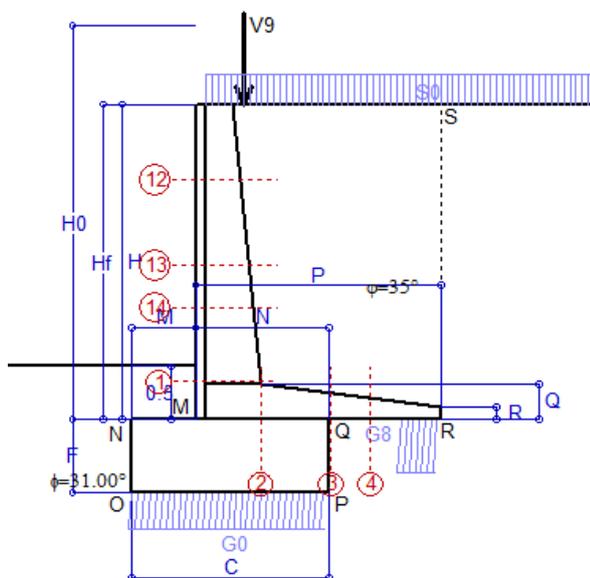
Nelle sezioni 1 e 2  $Med=Medu$  perché  $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a1=0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 3.00$  m  
 $C = 1.85$  m  
 $F = 0.70$  m  
 $M = 0.60$  m  
 $N = 1.25$  m  
 $P = 2.30$  m  
 $Q = 0.34$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u37NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 3.75$  m  
 $H = 3.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 3.00 m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.05$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  
 $K_1 = 0.277$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	22.2	37.7	3.4	9.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3.3	7.2	0.5	1.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	1.8	26.0	32.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	4.4	10.1	111.9	205.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	3.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.2	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.5	31.7	29.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-19.6*	-7.9*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 33.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 57.5</b>	<b>P<sub>9</sub> = 176.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 281.4</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 39.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.37$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 137.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.074$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 4.5^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (281.4 + 7.9) / 1.0 = 289.3 > E_d = 57.5$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (165.3) / 1.0 = 165.3 > E_d = 35.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 68$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 37$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	22.1	<b>22.1</b>	28.0	<b>18.6</b>	60.8	53.6	116.4	16.4	45°, 1.0	4.34	9.11	6.16	7.50	<b>190.9</b>	<b>191.8</b>	
2	14.3	<b>14.3</b>	0.0	<b>20.1</b>	33.5	28.5	125.0	125.0	45°, 1.0	4.98	15.27	4.52	14.11	<b>159.1</b>	<b>200.3</b>	
3	-1.9	<b>-1.9</b>	0.0	<b>14.6</b>	25.3	20.2	125.0	125.0	-	3.48	12.75	4.52	7.99	<b>-42.3</b>	<b>124.4</b>	
4	-7.3	<b>-7.3</b>	0.0	<b>6.6</b>	20.4	15.3	125.0	125.0	-	3.10	7.04	4.52	0.00	<b>-33.5</b>	<b>94.7</b>	
12	-0.3	<b>0.1</b>	10.7	<b>2.9</b>	41.4	36.4	13.4	13.4	73°, 1.0	8.73	4.02	6.16	3.96	<b>-80.2</b>	<b>61.6</b>	
13	4.8	<b>6.1</b>	17.0	<b>8.1</b>	49.5	42.0	114.9	14.9	73°, 1.0	3.38	6.03	6.16	3.96	<b>100.6</b>	<b>69.5</b>	
14	9.8	<b>11.9</b>	20.9	<b>11.7</b>	53.6	44.9	115.6	15.6	73°, 1.0	3.75	7.57	6.16	3.96	<b>133.3</b>	<b>73.2</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers. 1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u37NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

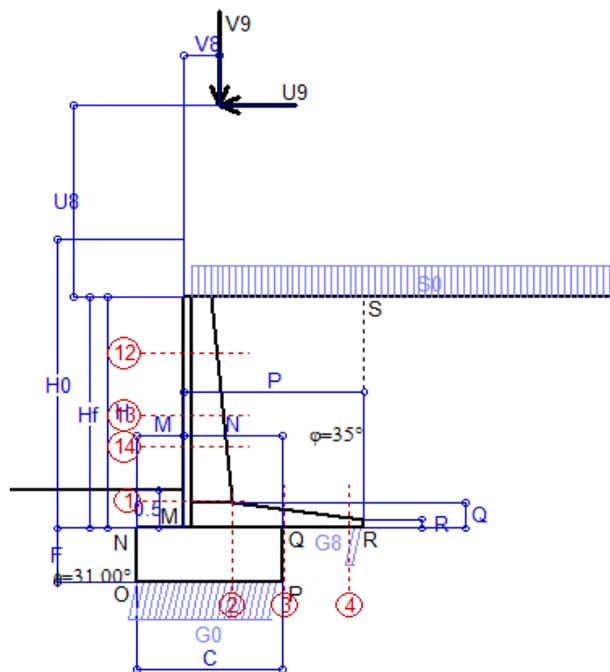
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.70	
	lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>231.1</b>	<b>135.5</b>
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	10.73°	3.63°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	43.8	8.6
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.85	1.85
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.93	0.93
	D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.20	1.20
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>344.49</b>	<b>452.36</b>
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.18	1.18
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.66	0.88
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>343.85</b>	<b>463.82</b>
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.19	1.19
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.64	0.87
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>255.05</b>	<b>364.86</b>
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.59	0.86
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.943	1.281
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1246.6</b>	<b>1974.9</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	231.1	135.5
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u37NM</b>	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_V = 2.50$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 7.625$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0.00^\circ$
	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	28.5	48.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24.4	53.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	34.5	43.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	205.6	372.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	9.2	56.7	4.5	4.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.4	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	42.1	38.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 63.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 159.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 286.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 459.1</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 19.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 266.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.144$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 12.5^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (286.7 * 0.6) / 1.1 = 156.4$	$> Ed = 63.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (459.1) / 1.15 = 399.2$	$> Ed = 159.2$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (273.4) / 1.15 = 237.8$	$> Ed = 115.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 134$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 91$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kn.m	kn.m	kn	kn	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kn.m	kn	
1	106.9	<b>106.9</b>	43.7	<b>35.4</b>	60.8	53.6	116.4	16.4	45°, 1.0	4.42	9.11	6.16	7.50	<b>193.3</b>	<b>186.5</b>	
2	69.5	<b>69.5</b>	0.0	<b>80.8</b>	33.5	28.5	125.0	125.0	45°, 1.0	4.98	15.27	4.52	14.11	<b>159.1</b>	<b>200.3</b>	
3	45.2	<b>45.2</b>	0.0	<b>50.8</b>	25.3	20.3	125.0	125.0	-	4.20	12.75	4.52	7.99	<b>95.0</b>	<b>140.9</b>	
4	-0.6	<b>-0.6</b>	0.0	<b>1.0</b>	14.5	9.4	125.0	125.0	-	2.58	4.90	4.52	0.00	<b>-22.2</b>	<b>59.7</b>	
12	37.9	<b>40.2</b>	16.7	<b>8.3</b>	41.4	34.6	113.4	13.4	73°, 1.0	2.84	4.02	6.16	3.96	<b>57.9</b>	<b>56.1</b>	
13	59.8	<b>64.3</b>	27.1	<b>18.2</b>	49.5	42.0	114.9	14.9	73°, 1.0	3.43	6.03	6.16	3.96	<b>101.7</b>	<b>66.2</b>	
14	75.1	<b>81.2</b>	33.1	<b>23.7</b>	53.6	44.9	115.6	15.6	73°, 1.0	3.81	7.57	6.16	3.96	<b>134.8</b>	<b>69.6</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

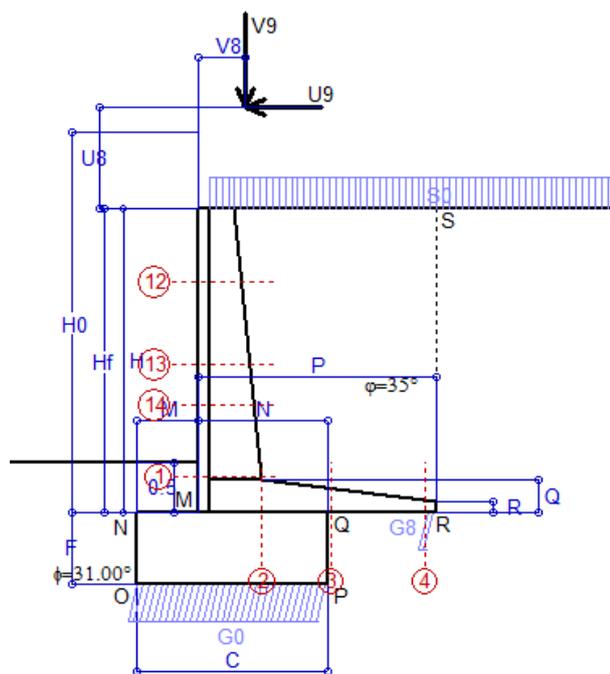
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u37NM</b>	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	22.0	37.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	16.3	35.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	26.5	33.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	151.1	273.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	53.7	3.0	3.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.1	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	32.4	29.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 50.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 127.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 213.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 340.3</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 9.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.08$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 203.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.110$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.4^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (213 \cdot 0.6) / 1.1 = 116.2 > E_d = 50.7$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (340.3) / 1.15 = 295.9 > E_d = 127.1$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (202) / 1.15 = 175.6 > E_d = 92.1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 100$  kN

Lato monte (punto Q)  $G_7 = 71$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm 2.71

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	85.7	<b>85.7</b>	32.1	<b>29.8</b>	60.8	53.6	116.4	16.4	45°, 1.0	4.36	9.11	6.16	7.50	<b>191.5</b>	<b>190.1</b>	
2	55.7	<b>55.7</b>	0.0	<b>64.9</b>	33.5	28.5	125.0	125.0	45°, 1.0	4.98	15.27	4.52	14.11	<b>159.1</b>	<b>200.3</b>	
3	39.8	<b>39.8</b>	0.0	<b>40.1</b>	25.3	20.3	125.0	125.0	-	4.20	12.75	4.52	7.99	<b>95.0</b>	<b>140.9</b>	
4	-0.2	<b>-0.2</b>	0.0	<b>0.4</b>	13.5	8.4	125.0	125.0	-	2.49	4.57	4.52	0.00	<b>-20.2</b>	<b>55.7</b>	
12	25.4	<b>27.6</b>	12.0	<b>12.4</b>	41.4	34.6	113.4	13.4	73°, 1.0	2.82	4.02	6.16	3.96	<b>57.5</b>	<b>57.3</b>	
13	45.8	<b>49.8</b>	19.7	<b>18.2</b>	49.5	42.0	114.9	14.9	73°, 1.0	3.39	6.03	6.16	3.96	<b>100.9</b>	<b>68.1</b>	
14	59.2	<b>64.3</b>	24.1	<b>21.7</b>	53.6	44.9	115.6	15.6	73°, 1.0	3.77	7.57	6.16	3.96	<b>133.7</b>	<b>71.9</b>	

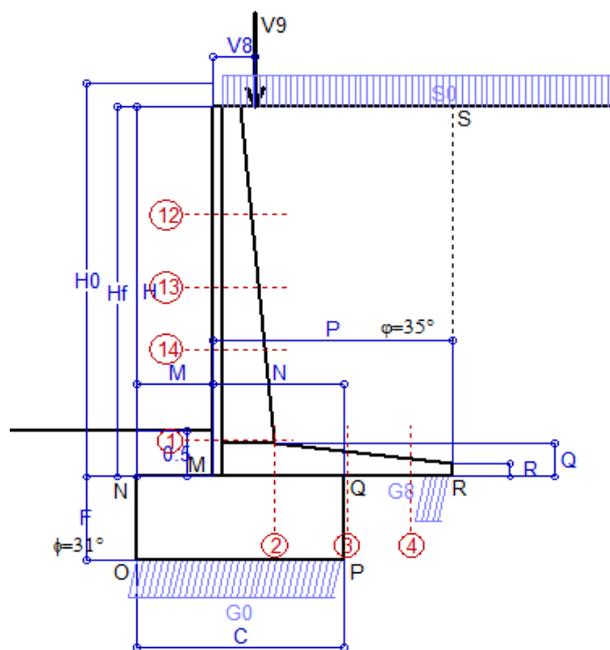
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u42NM</b>	$H_0 = 4.25$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.37$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_V = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	50.7	113.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32.5	94.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	41.7	64.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	285.2	607.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	5.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.4	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	64.3	70.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 85.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 208.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 395.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 748.4</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 55.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 340.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.155$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 12.2^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (395.7 * 0.6) / 1.1 = 215.8$	$> Ed = 85.7$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (748.4) / 1.15 = 650.8$	$> Ed = 208.3$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (412.6) / 1.15 = 358.8$	$> Ed = 132.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 171$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 106$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	107.2	<b>107.2</b>	58.3	<b>53.4</b>	65.3	57.8	117.5	17.5	45°, 1.0	4.99	11.12	6.16	6.96	<b>254.5</b>	<b>181.7</b>	
2	69.7	<b>69.7</b>	0.0	<b>79.6</b>	36.5	31.5	125.0	125.0	45°, 1.0	5.67	18.22	5.34	12.77	<b>208.7</b>	<b>200.3</b>	
3	32.2	<b>32.2</b>	0.0	<b>54.4</b>	28.0	22.9	125.0	125.0	-	4.69	14.78	5.34	9.00	<b>123.1</b>	<b>155.6</b>	
4	-5.2	<b>-5.2</b>	0.0	<b>4.3</b>	20.1	14.8	125.0	125.0	-	3.16	6.11	5.34	0.00	<b>-36.5</b>	<b>91.2</b>	
12	6.4	<b>8.1</b>	19.1	<b>13.0</b>	40.7	33.9	113.9	13.9	73°, 1.0	2.84	4.02	6.16	3.96	<b>57.1</b>	<b>54.1</b>	
13	24.6	<b>28.6</b>	29.9	<b>23.7</b>	48.6	41.1	115.2	15.2	73°, 1.0	3.41	6.03	6.16	3.96	<b>99.7</b>	<b>63.6</b>	
14	50.8	<b>57.9</b>	40.8	<b>34.6</b>	55.2	46.5	116.3	16.3	73°, 1.0	4.07	8.58	6.16	3.96	<b>158.2</b>	<b>70.3</b>	

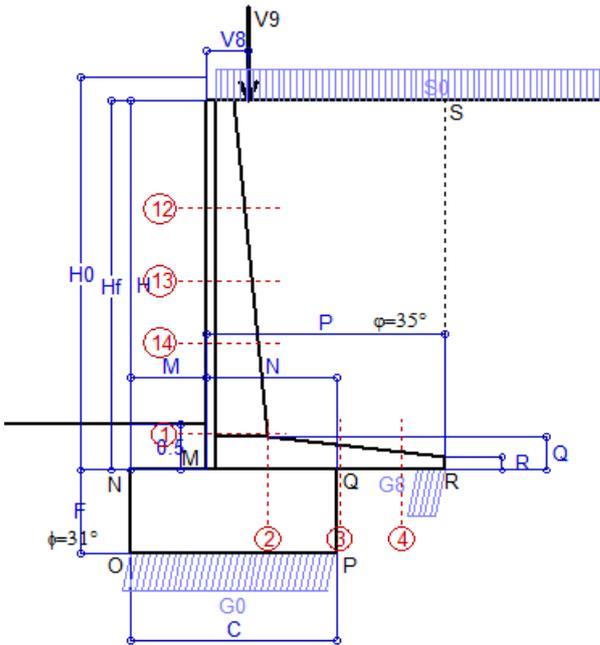
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u42NM</b>	$H_0 = 4.25$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.37$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
21.68	62.87	0.00	0.00
0.00	0.00	32.05	49.56
0.00	0.00	211.53	451.11
0.00	0.00	3.00	3.75
1.88	0.54	0.00	0.00
0.00	0.00	49.50	54.45
<b><math>S_9 = 62.59</math></b>	<b><math>M_9 = 150.56</math></b>	<b><math>P_9 = 296.07</math></b>	<b><math>M_8 = 558.87</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.220  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.838  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 43.28$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.30$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 252.80$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.115$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.9^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 2.16

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

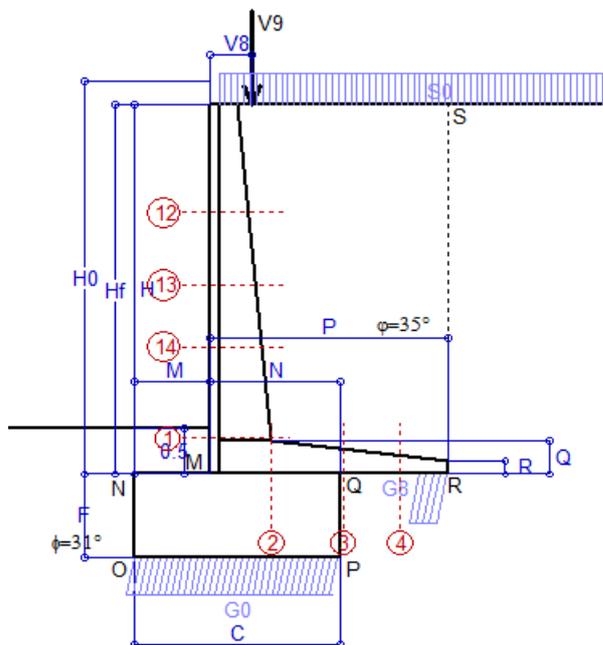
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	77.3	43.0	51.4	117.5	65.3	57.8	11.12	6.16	114	3.29	38	<b>0.054</b>
2	50.2	0.0	76.9	125.0	36.5	31.5	18.22	5.34	94	4.13	41	<b>0.000</b>
3	21.3	0.0	50.6	125.0	28.0	22.9	14.78	5.34	68	3.20	41	<b>0.000</b>
4	-4.6	0.0	0.0	125.0	20.3	15.1	6.22	5.34	57	2.13	41	<b>0.000</b>
12	4.5	13.7	10.0	113.9	40.7	33.9	4.02	6.16	25	0.79	38	<b>0.000</b>
13	17.4	21.7	20.6	115.2	48.6	41.1	6.03	6.16	63	1.75	38	<b>0.000</b>
14	36.3	29.8	32.1	116.3	55.2	46.5	8.58	6.16	85	2.48	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u42NM</b>	$H_0 = 4.25$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.37$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
16.26	47.15	0.00	0.00
0.00	0.00	32.05	49.56
0.00	0.00	198.78	424.66
0.00	0.00	3.00	3.75
1.88	0.54	0.00	0.00
0.00	0.00	49.50	54.45
<b><math>S_9 = 57.16</math></b>	<b><math>M_9 = 134.84</math></b>	<b><math>P_9 = 283.32</math></b>	<b><math>M_8 = 532.42</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.441  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.974  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 44.93$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.31$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 238.40$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.108$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.4^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.85

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	68.1	40.8	46.4	117.5	65.3	57.8	11.12	6.16	100	2.91	38	<b>0.000</b>
2	44.3	0.0	67.7	125.0	36.5	31.5	18.22	5.34	83	3.64	41	<b>0.000</b>
3	15.7	0.0	43.3	125.0	28.0	22.9	14.78	5.34	50	2.36	41	<b>0.000</b>
4	-5.7	0.0	0.0	125.0	20.8	15.6	6.43	5.34	68	2.51	41	<b>0.000</b>
12	3.5	12.9	8.4	113.9	40.7	33.9	4.02	6.16	18	0.61	38	<b>0.000</b>
13	14.6	20.5	17.9	115.2	48.6	41.1	6.03	6.16	52	1.48	38	<b>0.000</b>
14	31.3	28.2	28.4	116.3	55.2	46.5	8.58	6.16	72	2.15	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u42NM	$H_0 = 4.25$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.37$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	39.02	87.15	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	32.05	49.56
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	160.53	345.29
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	3.75
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.87	0.54	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	49.50	54.45
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 40.89</math></b>	<b><math>M_9 = 87.69</math></b>	<b><math>P_9 = 245.07</math></b>	<b><math>M_8 = 453.05</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
 \*non sommati

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.654  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . = 3.596  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 49.70$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.35$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 195.38$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.089$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 9.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.93

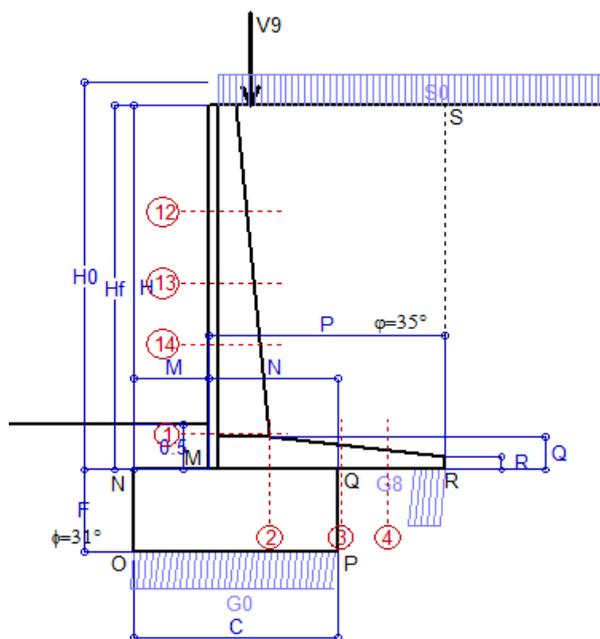
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	40.5	34.4	31.5	117.5	65.3	57.8	11.12	6.16	57	1.77	38	<b>0.000</b>
2	26.3	0.0	42.0	125.0	36.5	31.5	18.22	5.34	49	2.16	41	<b>0.000</b>
3	-0.6	0.0	21.4	125.0	28.0	22.8	14.78	5.34	5	0.16	41	<b>0.000</b>
4	-10.4	0.0	0.0	125.0	22.7	17.5	7.22	5.34	112	3.86	41	<b>0.000</b>
12	0.4	10.8	3.5	113.9	40.7	33.9	4.02	6.16	0	0.09	38	<b>0.000</b>
13	6.0	16.9	9.7	115.2	48.6	41.1	6.03	6.16	18	0.64	38	<b>0.000</b>
14	16.0	23.5	17.4	116.3	55.2	46.5	8.58	6.16	34	1.13	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Dati

$H_m = 4.00$  m  
 $C = 2.20$  m  
 $F = 0.90$  m  
 $M = 0.80$  m  
 $N = 1.40$  m  
 $P = 2.55$  m  
 $Q = 0.37$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

Acceleraz orizz. al suolo  
 Prefabbricato tipo u42NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 4.25$  m  
 $H = 4.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $I_9 = 0.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.274$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H = 4.00$  m  
 $O_3 = 5.81^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.07$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	39.2	87.6	4.0	13.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.4	12.6	0.4	1.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.7	31.6	48.9
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	4.4	13.6	168.4	361.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	3.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.1	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.4	0.6	48.8	53.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-27.0*	-12.6*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>52.4</b>	<b>116.6</b>	<b>256.2</b>	<b>482.5</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 48.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 207.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.094$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 5.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (256.2 * 0.6 + 27) / 1.0 = 180.7 > E_d = 52.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 105$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 54$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $1.47$   
 $K_0 = 0.260$

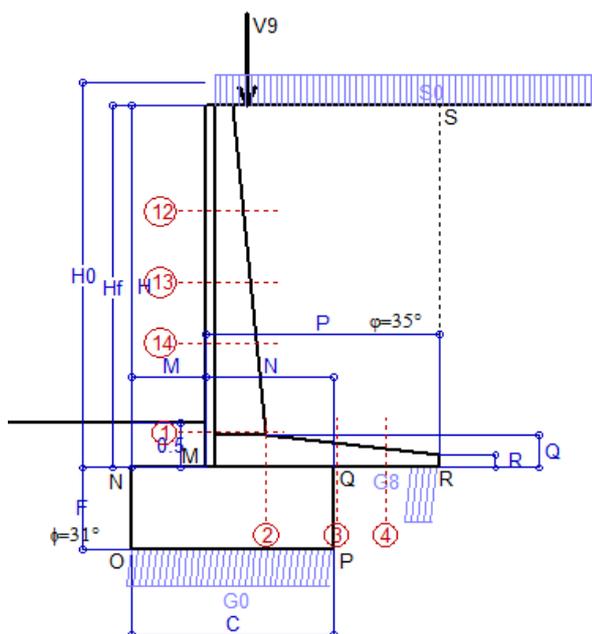
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	51.5	<b>51.5</b>	37.1	<b>30.3</b>	65.3	57.8	117.5	17.5	45°, 1.0	4.89	11.12	6.16	6.96	<b>250.9</b>	<b>188.4</b>
2	33.5	<b>33.5</b>	0.0	<b>38.2</b>	36.5	31.5	125.0	125.0	45°, 1.0	5.67	18.22	5.34	12.77	<b>208.7</b>	<b>200.3</b>
3	4.0	<b>4.0</b>	0.0	<b>25.5</b>	28.0	22.9	125.0	125.0	-	4.69	14.78	5.34	9.00	<b>123.1</b>	<b>155.6</b>
4	-8.8	<b>-8.8</b>	0.0	<b>6.4</b>	22.1	16.9	125.0	125.0	-	3.23	6.96	5.34	0.00	<b>-40.4</b>	<b>104.1</b>
12	1.4	<b>2.1</b>	11.5	<b>5.2</b>	40.7	33.9	113.9	13.9	73°, 1.0	2.80	4.02	6.16	3.96	<b>56.5</b>	<b>56.7</b>
13	9.1	<b>11.0</b>	18.2	<b>11.1</b>	48.6	41.1	115.2	15.2	73°, 1.0	3.35	6.03	6.16	3.96	<b>98.5</b>	<b>67.1</b>
14	21.8	<b>25.3</b>	25.3	<b>17.9</b>	55.2	46.5	116.3	16.3	73°, 1.0	4.00	8.58	6.16	3.96	<b>156.1</b>	<b>74.6</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $Med=Medu$  perché  $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a1=0$  perché il momento flettente è già massimo

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

H<sub>m</sub> = 4.00 m  
 C = 2.20 m  
 F = 0.90 m  
 M = 0.80 m  
 N = 1.40 m  
 P = 2.55 m  
 Q = 0.37 m  
 U<sub>v</sub> = 0.00 m  
 V<sub>8</sub> = 0.45 m  
 U<sub>1</sub> = 0.0 m  
 R = 0.15 m

Acceleraz orizz. al suolo  
 Prefabbricato tipo u42NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

a<sub>g</sub>/g = 0.061  
 H<sub>0</sub> = 4.25 m  
 H = 4.00 m  
 S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>  
 φ = 35°  
 R<sub>0</sub> = 0.600  
 a<sub>max</sub>/g = 0.073  
 β<sub>m</sub> = 0.57  
 U<sub>g</sub> = 0.00 kN/cad  
 V<sub>g</sub> = 3.75 kN/cad  
 I<sub>g</sub> = 0.0%  
 I<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 4.00 m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 8.64°  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.269  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 3.05  
 (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	39.4	88.1	6.0	20.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.4	12.7	0.7	2.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.3	2.5	31.4	48.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	6.7	20.3	167.2	358.8
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1	0.0	0.0	3.0	3.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.1	0.9	48.5	53.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-26.7*	-12.5*	0.0*	0.0*
*non sommati				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 56.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 125.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 256.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 486.7</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 2.43°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.042  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.021

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G<sub>8</sub> necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G<sub>8</sub> sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 46.2 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q<sub>8</sub> = 0.32 m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G<sub>0</sub> = 210.5 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C<sub>8</sub> = 2.20 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.096 MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = 6.5°

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo      Rd = (486.7 + 12.5) / 1.0 = 499.2 > Ed = 125.2  
 Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo      Rd = (266.8) / 1.0 = 266.8 > Ed = 77

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G<sub>6</sub> = 105 kN      Lato monte (punto Q) G<sub>7</sub> = 57 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm 1.54  
 K<sub>0</sub> = 0.269

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B <sub>5</sub> lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	53.6	<b>53.6</b>	37.7	<b>31.4</b>	65.3	57.8	117.5	17.5	45°, 1.0	4.89	11.12	6.16	6.96	<b>251.0</b>	<b>188.0</b>
2	34.8	<b>34.8</b>	0.0	<b>39.8</b>	36.5	31.5	125.0	125.0	45°, 1.0	5.67	18.22	5.34	12.77	<b>208.7</b>	<b>200.3</b>
3	6.7	<b>6.7</b>	0.0	<b>27.3</b>	28.0	22.9	125.0	125.0	-	4.69	14.78	5.34	9.00	<b>123.1</b>	<b>155.6</b>
4	-7.9	<b>-7.9</b>	0.0	<b>5.9</b>	21.8	16.5	125.0	125.0	-	3.21	6.81	5.34	0.00	<b>-39.7</b>	<b>101.7</b>
12	1.6	<b>2.2</b>	11.6	<b>5.4</b>	40.7	33.9	113.9	13.9	73°, 1.0	2.80	4.02	6.16	3.96	<b>56.5</b>	<b>56.6</b>
13	9.6	<b>11.5</b>	18.4	<b>11.6</b>	48.6	41.1	115.2	15.2	73°, 1.0	3.35	6.03	6.16	3.96	<b>98.5</b>	<b>67.0</b>
14	22.7	<b>26.4</b>	25.6	<b>18.6</b>	55.2	46.5	116.3	16.3	73°, 1.0	4.00	8.58	6.16	3.96	<b>156.2</b>	<b>74.4</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u42NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

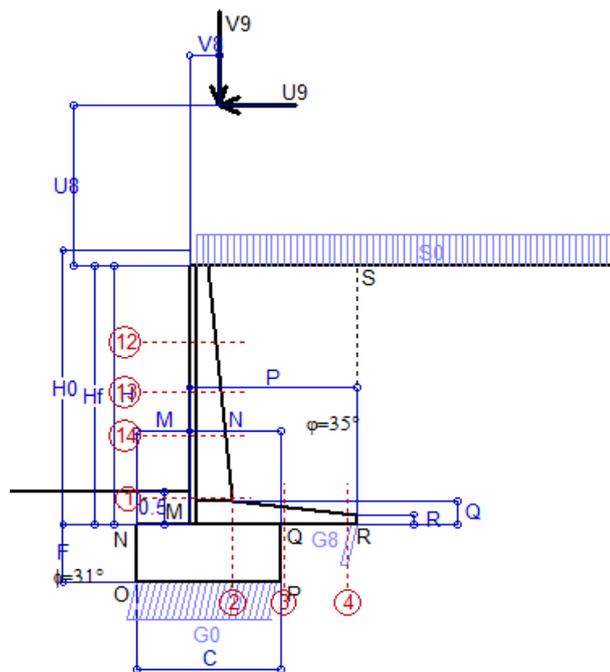
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.90	
	lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	340.7	207.7
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12.22°	5.66°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	73.8	20.6
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.20	2.20
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.10	1.10
	D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.40	1.40
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>374.39</b>	<b>486.89</b>
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.18	1.18
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.61	0.81
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>318.47</b>	<b>425.82</b>
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.19	1.19
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.59	0.80
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>273.41</b>	<b>392.31</b>
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.53	0.78
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.966	1.305
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1518.4</b>	<b>2392.5</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	340.7	207.7
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u42NM</b>	$H_0 = 4.25$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.37$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.50$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 7.625$ kN/cad
$V_b = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	50.7	113.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32.5	94.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	41.7	64.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	285.2	607.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	9.2	67.7	4.5	5.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.4	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	64.3	70.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 94.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 276.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 395.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 748.4</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 18.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.10$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 377.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.171$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.5^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (395.7 * 0.6) / 1.1 = 215.8 > E_d = 94.8$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (748.4) / 1.15 = 650.8 > E_d = 276$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (412.6) / 1.15 = 358.8 > E_d = 192.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 189$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 124$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 7.79

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	176.2	<b>176.2</b>	58.3	<b>52.5</b>	65.3	57.8	117.5	17.5	45°, 1.0	4.99	11.12	6.16	6.96	<b>254.5</b>	<b>181.7</b>	
2	114.5	<b>114.5</b>	0.0	<b>130.8</b>	36.5	31.5	125.0	125.0	45°, 1.0	5.67	18.22	5.34	12.77	<b>208.7</b>	<b>200.3</b>	
3	75.3	<b>75.3</b>	0.0	<b>76.4</b>	28.0	22.9	125.0	125.0	-	4.69	14.78	5.34	9.00	<b>123.1</b>	<b>155.6</b>	
4	-0.6	<b>-0.6</b>	0.0	<b>0.6</b>	16.7	11.4	125.0	125.0	-	2.81	4.73	5.34	0.00	<b>-28.8</b>	<b>72.1</b>	
12	48.4	<b>51.3</b>	19.1	<b>11.6</b>	40.7	33.9	113.9	13.9	73°, 1.0	2.84	4.02	6.16	3.96	<b>57.1</b>	<b>54.1</b>	
13	75.5	<b>81.0</b>	29.9	<b>22.3</b>	48.6	41.1	115.2	15.2	73°, 1.0	3.41	6.03	6.16	3.96	<b>99.7</b>	<b>63.6</b>	
14	109.4	<b>118.1</b>	40.8	<b>33.0</b>	55.2	46.5	116.3	16.3	73°, 1.0	4.07	8.58	6.16	3.96	<b>158.2</b>	<b>70.3</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

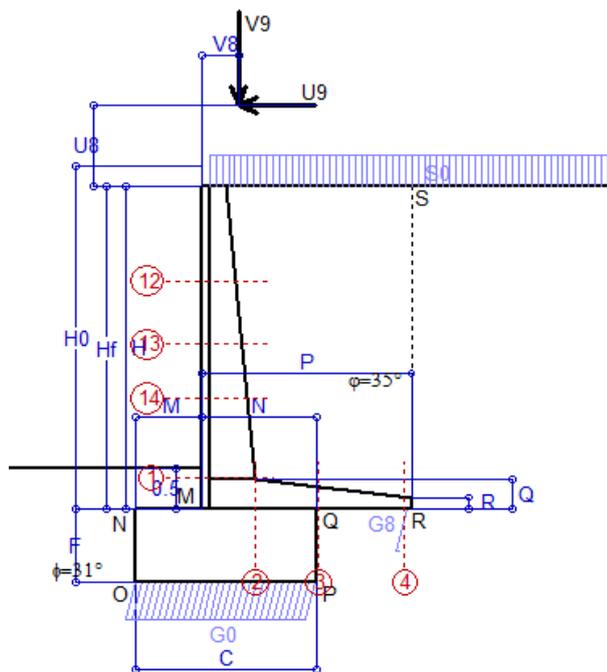
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u42NM</b>	$H_0 = 4.25$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.37$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	39.0	87.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	21.7	62.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	32.0	49.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	211.5	451.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	67.4	3.0	3.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	49.5	54.4
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 74.0</math></b>	<b><math>M_9 = 218.0</math></b>	<b><math>P_9 = 296.1</math></b>	<b><math>M_8 = 558.9</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 7.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.05$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 288.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.131$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 14.0^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (296.1 * 0.6) / 1.1 = 161.5 > Ed = 74$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (558.9) / 1.15 = 486.0 > Ed = 218$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (307.2) / 1.15 = 267.1 > Ed = 152.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 142$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 97$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 6.15

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	141.7	141.7	43.0	41.7	65.3	57.8	117.5	17.5	45°, 1.0	4.92	11.12	6.16	6.96	251.9	186.5
2	94.4	94.4	0.0	104.4	36.5	31.5	125.0	125.0	45°, 1.0	5.67	18.22	5.34	12.77	208.7	200.3
3	64.7	64.7	0.0	60.4	28.0	22.9	125.0	125.0	-	4.69	14.78	5.34	9.00	123.1	155.6
4	-0.1	-0.1	0.0	0.2	15.9	10.7	125.0	125.0	-	2.69	4.40	5.34	0.00	-26.8	68.8
12	35.5	38.2	13.7	13.9	40.7	33.9	113.9	13.9	73°, 1.0	2.81	4.02	6.16	3.96	56.7	55.5
13	59.6	64.3	21.7	20.6	48.6	41.1	115.2	15.2	73°, 1.0	3.37	6.03	6.16	3.96	98.9	65.7
14	87.9	95.0	29.8	27.7	55.2	46.5	116.3	16.3	73°, 1.0	4.02	8.58	6.16	3.96	156.7	73.1

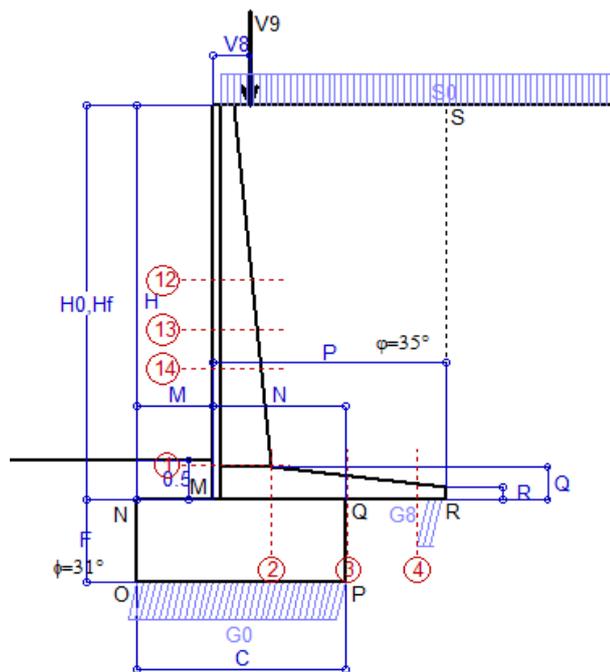
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79.3	215.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40.6	144.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	93.3
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	389.1	955.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.6	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	88.7	115.3
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 123.6</b>	<b>M<sub>9</sub> = 360.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 534.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1170.9</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 52.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 481.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.185$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.0^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (534 \cdot 0.6) / 1.1 = 291.3$	$> Ed = 123.6$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1170.9) / 1.15 = 1018.2$	$> Ed = 360.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (632.5) / 1.15 = 550.0$	$> Ed = 233.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 240$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 152$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kn.m	kn.m	kn	kn	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kn.m	kn	
1	195.4	<b>195.4</b>	77.4	<b>75.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.97	14.51	4.59	7.85	<b>371.9</b>	<b>228.5</b>	
2	127.0	<b>127.0</b>	0.0	<b>130.4</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	65.5	<b>65.5</b>	0.0	<b>79.6</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-4.5	<b>-4.5</b>	0.0	<b>4.2</b>	19.3	14.0	125.0	125.0	-	3.17	5.94	5.34	0.00	<b>-35.3</b>	<b>86.6</b>	
12	33.4	<b>38.3</b>	32.3	<b>27.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.41	6.28	4.59	3.96	<b>104.7</b>	<b>63.8</b>	
13	62.0	<b>70.0</b>	42.9	<b>38.3</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.12	8.83	4.59	3.96	<b>164.8</b>	<b>70.6</b>	
14	92.2	<b>103.2</b>	52.2	<b>47.5</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.75	11.37	4.59	3.96	<b>227.5</b>	<b>74.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	165.64	0.00	0.00
27.10	96.20	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	71.76
0.00	0.00	290.36	713.93
0.00	0.00	3.00	4.20
2.80	0.87	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 90.87</math></b>	<b><math>M_9 = 262.71</math></b>	<b><math>P_9 = 401.39</math></b>	<b><math>M_8 = 878.62</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.795  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.650  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 42.91$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 358.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.138$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.65

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	142.1	57.3	76.1	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	146	4.44	38	<b>0.102</b>
2	92.4	0.0	128.1	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	130	5.79	41	<b>0.000</b>
3	44.8	0.0	81.5	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	119	5.69	41	<b>0.000</b>
4	-4.1	0.0	0.0	125.0	19.7	14.4	6.11	5.34	53	2.07	41	<b>0.000</b>
12	23.7	23.5	24.9	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	84	2.27	38	<b>0.000</b>
13	44.4	31.4	36.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	101	2.92	38	<b>0.000</b>
14	66.4	38.3	46.9	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	110	3.42	38	<b>0.061</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

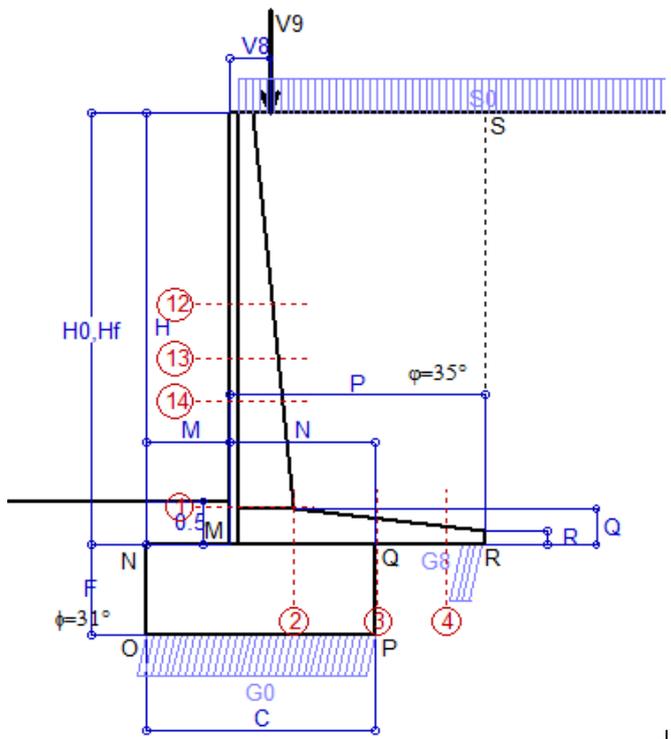
$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	165.64	0.00	0.00
20.32	72.15	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	71.76
0.00	0.00	275.86	679.13
0.00	0.00	3.00	4.20
2.79	0.87	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 84.09</math></b>	<b><math>M_9 = 238.66</math></b>	<b><math>P_9 = 386.89</math></b>	<b><math>M_8 = 843.82</math></b>



- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.968  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.761  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 46.62$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.26$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 340.27$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.131$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.3^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.06

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	127.3	54.6	69.8	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	130	3.99	38	<b>0.084</b>
2	82.8	0.0	114.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	116	5.19	41	<b>0.000</b>
3	35.8	0.0	71.3	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	95	4.54	41	<b>0.000</b>
4	-5.4	0.0	0.0	125.0	20.3	15.0	6.39	5.34	67	2.55	41	<b>0.000</b>
12	20.1	22.1	21.8	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	70	1.93	38	<b>0.000</b>
13	38.4	29.7	32.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	87	2.54	38	<b>0.000</b>
14	58.2	36.3	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	96	3.01	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m2
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m3
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	165.64	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	39.78	71.76
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	232.36	574.73
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	4.20
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.75	0.87	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	68.25	88.72
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 63.72</math></b>	<b><math>M_9 = 166.51</math></b>	<b><math>P_9 = 343.39</math></b>	<b><math>M_8 = 739.42</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.831  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 3.233  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 57.63$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.32$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 285.76$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.110$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 10.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 2.30

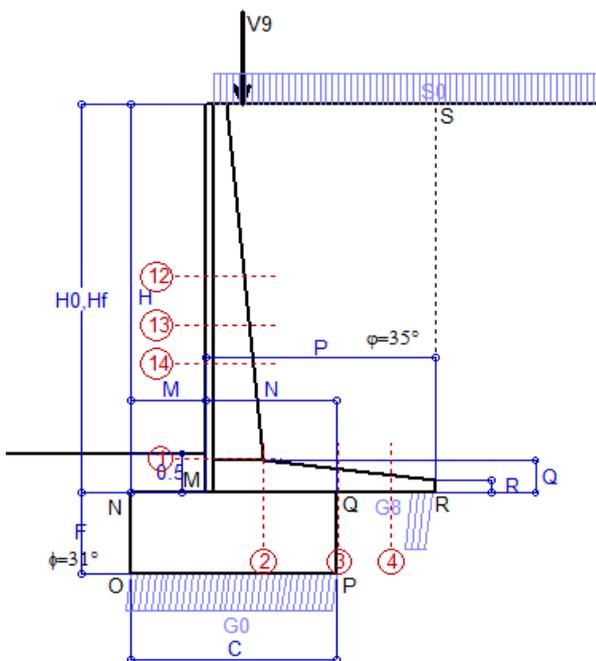
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	82.9	46.4	50.9	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	82	2.63	38	<b>0.000</b>
2	53.9	0.0	74.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	76	3.38	41	<b>0.000</b>
3	9.5	0.0	40.7	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	25	1.21	41	<b>0.000</b>
4	-11.3	0.0	0.0	125.0	22.6	17.3	7.40	5.34	123	4.27	41	<b>0.000</b>
12	9.2	18.1	12.5	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	29	0.92	38	<b>0.000</b>
13	20.5	24.5	20.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	44	1.40	38	<b>0.000</b>
14	33.6	30.2	28.1	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	53	1.77	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Dati

$H_m = 5.00$  m  
 $C = 2.60$  m  
 $F = 1.05$  m  
 $M = 0.95$  m  
 $N = 1.65$  m  
 $P = 2.90$  m  
 $Q = 0.41$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

Acceleraz orizz. al suolo  
 Prefabbricato tipo u50NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 5.00$  m  
 $H = 5.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $I_9 = 0.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.274$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H = 5.00$  m  
 $O_3 = 5.81^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.07$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	61.3	166.4	6.2	24.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.4	19.3	0.6	2.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	2.4	39.2	70.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	6.4	23.9	240.6	594.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	4.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.2	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.9	1.0	67.3	87.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-33.0*	-17.1*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>79.3</b>	<b>214.0</b>	<b>356.9</b>	<b>782.8</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 53.8$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.30$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 303.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.117$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 7.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (356.9 * 0.6 + 33) / 1.0 = 247.2 > E_d = 79.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 152$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 84$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $3.42$   
 $K_0 = 0.260$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN		
1	101.5	<b>101.5</b>	50.2	<b>45.6</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.6</b>	<b>236.7</b>	
2	66.0	<b>66.0</b>	0.0	<b>67.7</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	18.2	<b>18.2</b>	0.0	<b>41.3</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-8.9	<b>-8.9</b>	0.0	<b>7.0</b>	21.8	16.5	125.0	125.0	-	3.25	7.02	5.34	0.00	<b>-39.8</b>	<b>101.6</b>	
12	13.1	<b>15.5</b>	19.6	<b>13.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>103.3</b>	<b>67.5</b>	
13	27.3	<b>31.4</b>	26.5	<b>20.4</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.04	8.83	4.59	3.96	<b>162.6</b>	<b>75.1</b>	
14	43.2	<b>49.1</b>	32.7	<b>26.6</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.6</b>	<b>79.8</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

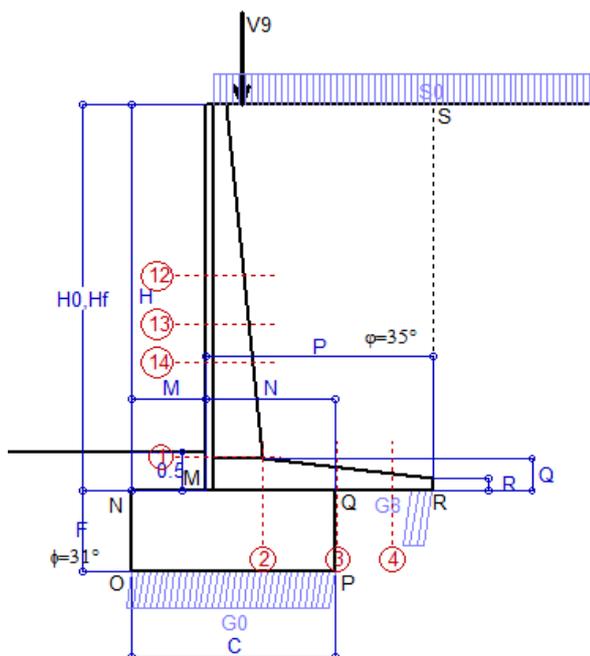
Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 5.00$  m  
 $C = 2.60$  m  
 $F = 1.05$  m  
 $M = 0.95$  m  
 $N = 1.65$  m  
 $P = 2.90$  m  
 $Q = 0.41$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u50NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 5.00$  m  
 $H = 5.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.277$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H = 5.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.05$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	61.6	167.4	9.4	36.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.5	19.4	0.8	3.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	3.6	38.9	70.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	9.7	36.0	238.9	590.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	4.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.4	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.8	1.5	66.8	86.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-32.8*	-16.9*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>84.7</b>	<b>228.9</b>	<b>357.9</b>	<b>790.6</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 50.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.28$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 307.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.118$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 8.3^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (790.6 + 16.9) / 1.0 = 807.6 > E_d = 228.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (427.3) / 1.0 = 427.3 > E_d = 144.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 153$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 88$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $3.57$   
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	105.4	<b>105.4</b>	51.0	<b>47.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.7</b>	<b>236.2</b>
2	68.5	<b>68.5</b>	0.0	<b>70.3</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>
3	22.9	<b>22.9</b>	0.0	<b>43.8</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>
4	-7.7	<b>-7.7</b>	0.0	<b>6.2</b>	21.3	16.0	125.0	125.0	-	3.23	6.81	5.34	0.00	<b>-38.9</b>	<b>98.7</b>
12	13.8	<b>16.2</b>	19.8	<b>14.0</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>103.3</b>	<b>67.3</b>
13	28.5	<b>32.7</b>	26.9	<b>21.2</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.04	8.83	4.59	3.96	<b>162.7</b>	<b>74.9</b>
14	44.9	<b>51.1</b>	33.2	<b>27.6</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.7</b>	<b>79.5</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u50NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

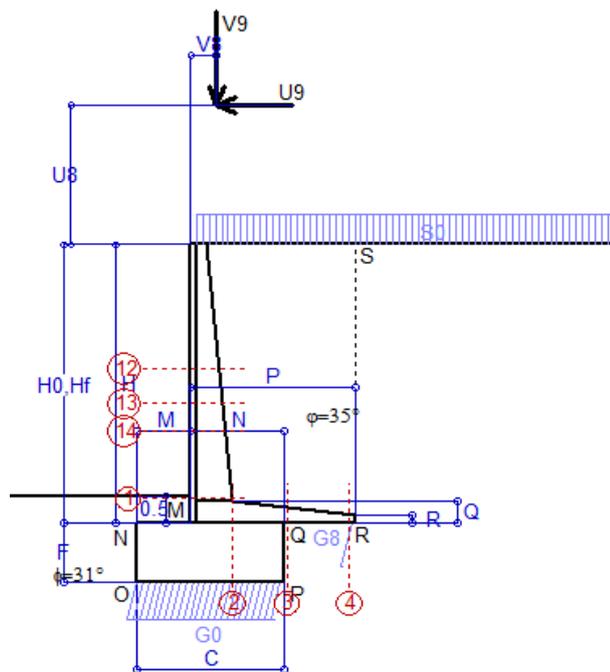
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.05	
	lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>481.2</b>	<b>303.1</b>
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.03°	7.38°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	111.3	39.3
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.60	2.60
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.30	1.30
	D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.55	1.55
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>395.14</b>	<b>498.42</b>
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.17	1.17
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.59	0.76
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>302.46</b>	<b>391.78</b>
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.18	1.18
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.57	0.75
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>302.98</b>	<b>421.90</b>
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.50	0.71
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	1.001	1.312
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1858.2</b>	<b>2842.9</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	481.2	303.1
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_V = 2.50$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 7.625$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79.3	215.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40.6	144.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	93.3
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	389.1	955.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	9.2	78.2	4.5	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.6	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	88.7	115.3
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 132.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 439.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 534.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1170.9</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 16.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.07$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 517.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.199$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 14.0^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (534 \cdot 0.6) / 1.1 = 291.3 > Ed = 132.7$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1170.9) / 1.15 = 1018.2 > Ed = 439$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (632.5) / 1.15 = 550.0 > Ed = 302.4$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 257$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 171$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 13.92

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kn.m	kn.m	kn	kn	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kn.m	kn	
1	275.3	<b>275.3</b>	77.4	<b>73.8</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.97	14.51	4.59	7.85	<b>371.9</b>	<b>228.5</b>	
2	179.0	<b>179.0</b>	0.0	<b>183.7</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	115.2	<b>115.2</b>	0.0	<b>98.5</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-0.4	<b>-0.4</b>	0.0	<b>0.5</b>	16.4	11.1	125.0	125.0	-	2.76	4.63	5.34	0.00	<b>-28.0</b>	<b>70.5</b>	
12	87.4	<b>93.8</b>	32.3	<b>25.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.41	6.28	4.59	3.96	<b>104.7</b>	<b>63.8</b>	
13	123.2	<b>132.9</b>	42.9	<b>36.3</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.12	8.83	4.59	3.96	<b>164.8</b>	<b>70.6</b>	
14	158.9	<b>171.8</b>	52.2	<b>45.3</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.75	11.37	4.59	3.96	<b>227.5</b>	<b>74.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

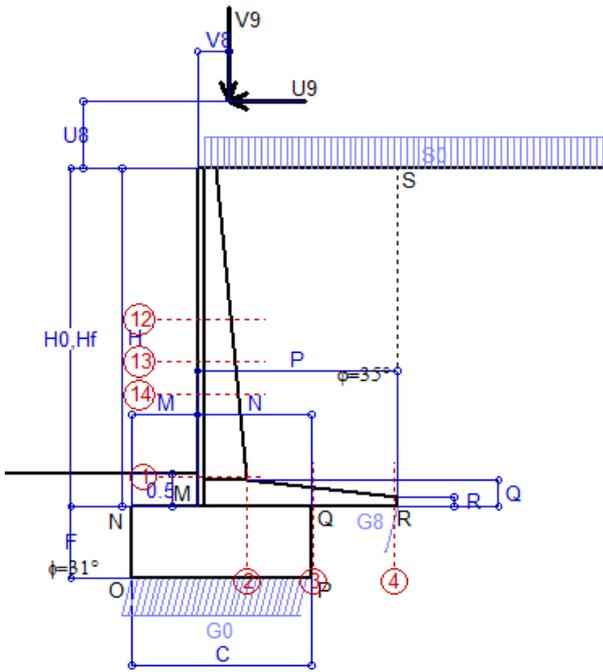
programma Tensiter 'Muri 2018' vers. 1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	61.0	165.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.1	96.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	71.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	290.4	713.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	80.6	3.0	4.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	68.2	88.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 102.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 343.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 401.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 878.6</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 6.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.03$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 395.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.152$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 14.3^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (401.4 * 0.6) / 1.1 = 218.9 > Ed = 102.3$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (878.6) / 1.15 = 764.0 > Ed = 343.3$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (473.4) / 1.15 = 411.7 > Ed = 238$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 195$  kN

Lato monte (punto Q)  $G_7 = 132$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 10.97

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. trasmata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	219.8	<b>219.8</b>	57.3	<b>57.1</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.87	14.51	4.59	7.85	<b>368.0</b>	<b>234.8</b>
2	146.3	<b>146.3</b>	0.0	<b>145.4</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>
3	96.3	<b>96.3</b>	0.0	<b>76.9</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>
4	-0.1	<b>-0.1</b>	0.0	<b>0.1</b>	15.6	10.3	125.0	125.0	-	2.65	4.31	5.34	0.00	<b>-26.1</b>	<b>67.5</b>
12	69.7	<b>75.0</b>	23.5	<b>22.6</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.37	6.28	4.59	3.96	<b>103.7</b>	<b>66.1</b>
13	99.2	<b>107.1</b>	31.4	<b>29.9</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.06	8.83	4.59	3.96	<b>163.3</b>	<b>73.6</b>
14	128.0	<b>138.3</b>	38.3	<b>36.3</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.69	11.37	4.59	3.96	<b>225.4</b>	<b>78.3</b>

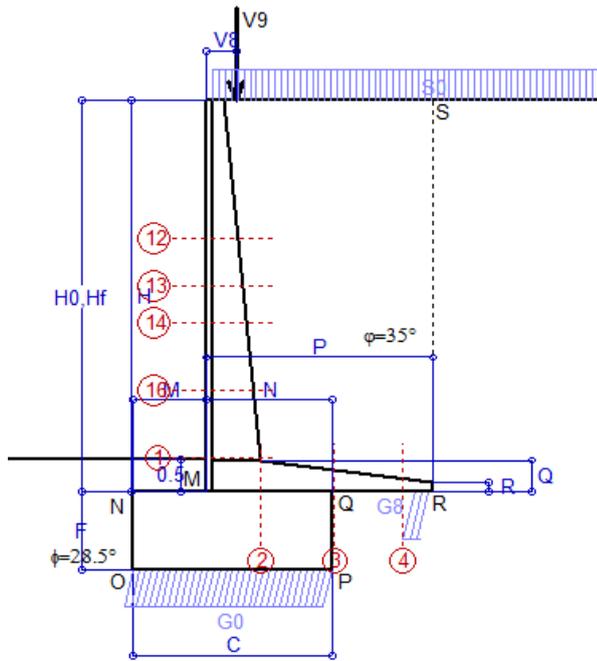
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	114.1	365.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	48.8	204.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	143.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	530.8	1 519.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	7.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	175.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>167.4</b>	<b>571.8</b>	<b>719.7</b>	<b>1 844.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 74.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.27$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 645.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.215$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.1^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (719.7 * 0.543) / 1.1 = 355.3$	$> Ed = 167.4$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (1844.8) / 1.15 = 1604.1$	$> Ed = 571.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (1006.2) / 1.15 = 875.0$	$> Ed = 374.6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 324$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 204$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	317.3	<b>317.3</b>	100.9	<b>100.2</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.53	20.80	4.59	8.58	<b>597.7</b>	<b>280.1</b>	
2	206.2	<b>206.2</b>	0.0	<b>187.5</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>	
3	106.9	<b>106.9</b>	0.0	<b>106.8</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>	
4	-8.2	<b>-8.2</b>	0.0	<b>7.6</b>	20.6	15.2	125.0	125.0	-	3.70	9.09	6.16	0.00	<b>-43.8</b>	<b>94.1</b>	
12	29.8	<b>34.3</b>	30.8	<b>25.9</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.37	6.28	4.59	3.96	<b>101.3</b>	<b>62.0</b>	
13	62.0	<b>69.9</b>	42.9	<b>38.2</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.22	9.42	4.59	3.96	<b>174.0</b>	<b>70.2</b>	
14	97.6	<b>109.2</b>	53.6	<b>49.0</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.99	12.57	4.59	3.96	<b>252.5</b>	<b>75.2</b>	
16	190.3	<b>211.5</b>	76.1	<b>72.8</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.49	18.25	4.59	5.07	<b>440.8</b>	<b>117.3</b>	

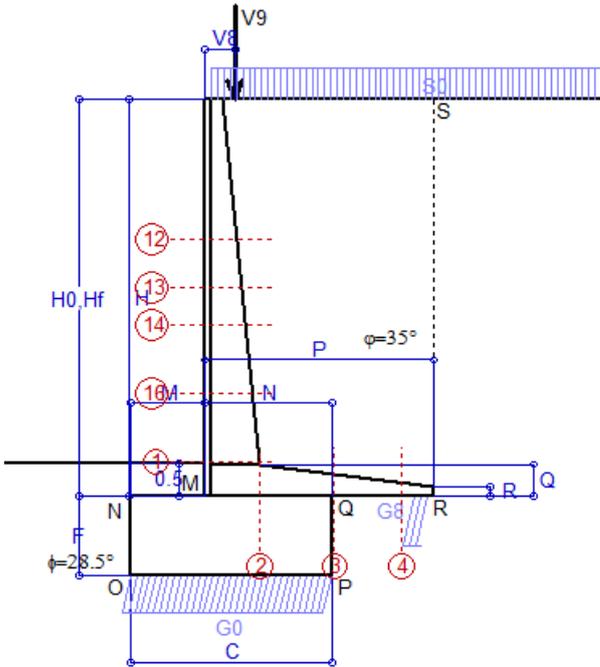
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	280.96	0.00	0.00
32.52	136.58	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	110.08
0.00	0.00	397.84	1 139.30
0.00	0.00	3.00	4.65
3.44	1.28	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b><math>S_9 = 123.76</math></b>	<b><math>M_9 = 418.82</math></b>	<b><math>P_9 = 542.73</math></b>	<b><math>M_8 = 1 389.03</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.80	280.96	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32.52	136.58	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	51.89	110.08
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	397.84	1 139.30
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	4.65
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.44	1.28	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	90.00	135.00
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>				

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.768
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	2.381
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 60.35 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $. Q_8 =$	0.28 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 482.38 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $. C_8 =$	3.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.161 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	12.8°

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 7.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	232.4	75.1	104.6	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	149	5.17	40	<b>0.108</b>
2	151.1	0.0	186.3	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	133	6.32	42	<b>0.120</b>
3	74.0	0.0	114.4	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	124	6.45	42	<b>0.100</b>
4	-7.3	0.0	0.0	125.0	21.1	15.7	9.30	6.16	75	3.07	42	<b>0.000</b>
12	21.2	22.3	23.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	78	2.14	38	<b>0.000</b>
13	44.4	31.3	36.5	116.1	54.4	46.9	9.42	4.59	96	2.87	38	<b>0.000</b>
14	70.4	39.4	48.7	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	105	3.42	38	<b>0.058</b>
16	138.5	56.3	74.9	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	119	4.20	38	<b>0.077</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	280.96	0.00	0.00
24.39	102.43	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	110.08
0.00	0.00	380.84	1 091.70
0.00	0.00	3.00	4.65
3.43	1.28	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b>S<sub>9</sub> = 115.62</b>	<b>M<sub>9</sub> = 384.68</b>	<b>P<sub>9</sub> = 525.73</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 341.43</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.80	280.96	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	24.39	102.43	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	51.89	110.08
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	380.84	1 091.70
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1	0.00	0.00	3.00	4.65
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.43	1.28	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	90.00	135.00
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>				

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.923  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.469  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 65.04$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.30$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 460.69$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.154$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.4^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 6.53

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

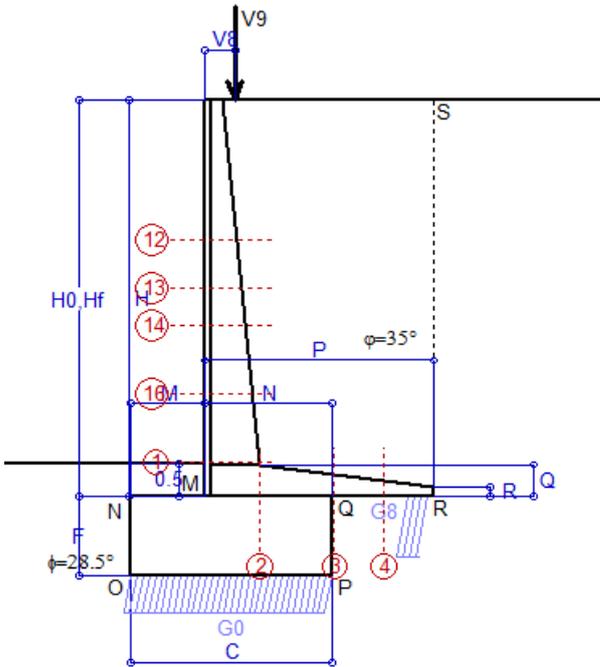
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	210.8	71.8	97.0	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	134	4.70	40	<b>0.094</b>
2	137.0	0.0	169.0	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	121	5.73	42	<b>0.095</b>
3	60.7	0.0	101.9	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	102	5.29	42	<b>0.000</b>
4	-9.3	0.0	0.0	125.0	21.8	16.4	9.66	6.16	92	3.63	42	<b>0.000</b>
12	17.9	21.0	20.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	64	1.81	38	<b>0.000</b>
13	38.4	29.6	32.5	116.1	54.4	46.9	9.42	4.59	82	2.50	38	<b>0.000</b>
14	61.8	37.3	43.9	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	92	3.02	38	<b>0.041</b>
16	124.0	53.6	68.6	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	106	3.77	38	<b>0.064</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.80	280.96	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	51.89	110.08
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	329.84	948.90
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	4.65
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.40	1.28	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	90.00	135.00
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 91.21</b>	<b>M<sub>9</sub> = 282.24</b>	<b>P<sub>9</sub> = 474.73</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 198.63</b>

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
	87.80	280.96	0.00	0.00
	0.00	0.00	51.89	110.08
	0.00	0.00	329.84	948.90
	0.00	0.00	3.00	4.65
	3.40	1.28	0.00	0.00
	0.00	0.00	90.00	135.00
	<b>S<sub>9</sub> = 91.21</b>	<b>M<sub>9</sub> = 282.24</b>	<b>P<sub>9</sub> = 474.73</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 198.63</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3.647
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	2.826
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 78.98 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$	0.37 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 395.75 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$	3.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.132 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	10.9°

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.01

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

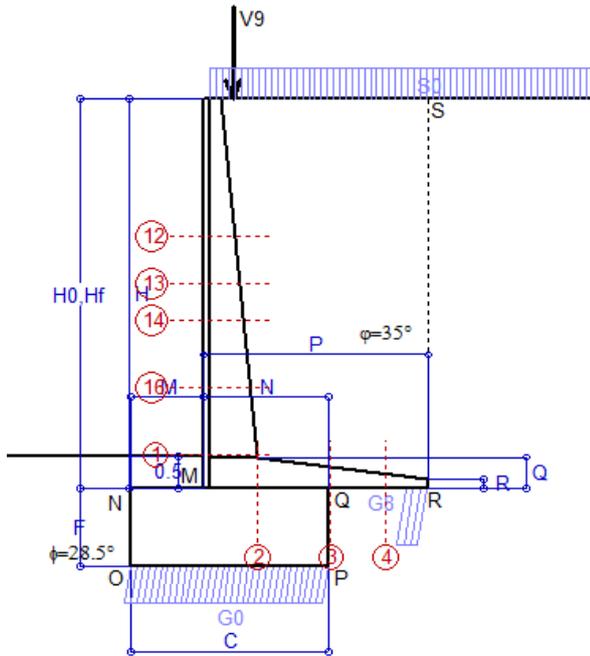
$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	146.2	61.9	74.2	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	91	3.30	40	<b>0.047</b>
2	95.0	0.0	117.2	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	84	3.98	42	<b>0.000</b>
3	21.7	0.0	64.4	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	36	1.89	42	<b>0.000</b>
4	-17.7	0.0	0.0	125.0	24.3	18.9	10.90	6.16	154	5.54	42	<b>0.000</b>
12	7.9	17.2	11.4	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	25	0.84	38	<b>0.000</b>
13	20.5	24.4	20.5	116.1	54.4	46.9	9.42	4.59	41	1.37	38	<b>0.000</b>
14	36.1	31.1	29.5	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	51	1.80	38	<b>0.000</b>
16	80.5	45.5	49.9	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	67	2.49	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Dati

$H_m = 6.00$  m  
 $C = 3.00$  m  
 $F = 1.20$  m  
 $M = 1.10$  m  
 $N = 1.90$  m  
 $P = 3.40$  m  
 $Q = 0.48$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u60NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 6.00$  m  
 $H = 6.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $l_g = 0.0\%$   
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 $K_1 = 0.274$   
 $H = 6.00$  m  
 $O_3 = 5.81^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 28.5^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  
 $K_3 = 0.260$   
 $K_p = 2.78$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	88.2	282.3	9.0	40.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.5	27.4	0.7	3.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.4	3.6	51.2	108.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	9.1	40.1	338.7	973.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	4.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.9	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.5	1.5	88.8	133.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-35.3*	-20.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 111.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 356.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 491.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1263.0</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 71.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.33$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 419.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_t = 0.140$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 8.8^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (491.2 * 0.543 + 35.3) / 1.0 = 302.1 > E_d = 111.7$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 211$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 120$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.260$   
 Freccia in cima al pannello mm  $5.62$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	174.6	<b>174.6</b>	66.8	<b>63.6</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.38	20.80	4.59	8.58	<b>590.0</b>	<b>290.3</b>
2	113.5	<b>113.5</b>	0.0	<b>103.2</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>
3	38.4	<b>38.4</b>	0.0	<b>61.5</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>
4	-13.4	<b>-13.4</b>	0.0	<b>10.6</b>	23.1	17.7	125.0	125.0	-	3.73	10.30	6.16	0.00	<b>-49.0</b>	<b>109.2</b>
12	11.5	<b>13.6</b>	18.6	<b>12.5</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.59	3.96	<b>100.1</b>	<b>65.6</b>
13	27.3	<b>31.4</b>	26.5	<b>20.4</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.15	9.42	4.59	3.96	<b>171.9</b>	<b>74.6</b>
14	46.2	<b>52.5</b>	33.7	<b>27.7</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.90	12.57	4.59	3.96	<b>249.6</b>	<b>80.4</b>
16	98.5	<b>110.9</b>	49.2	<b>44.1</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.59	5.07	<b>435.9</b>	<b>124.3</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

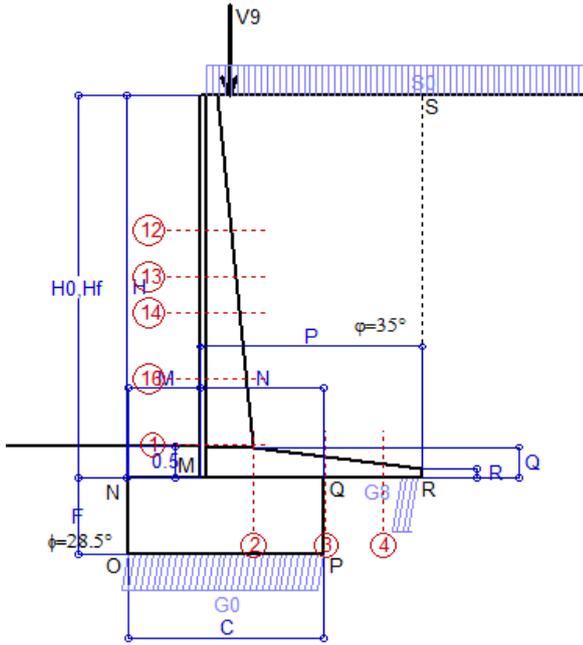
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 6.00$ m	<b>Acceleraz orizz. al suolo</b>	$a_g/g = 0.061$
$C = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 4.0$ kNm <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$P = 3.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$Q = 0.48$ m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.073$
$U_v = 0.00$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.57$
$V_8 = 0.45$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$U_1 = 0.0$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 0.0\%$
	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.277$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 8.64^\circ$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_3 = 0.269$
(Dati: $\phi = 28.50^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$ )	$K_p = 2.75$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	88.7	283.9	13.5	60.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.6	27.6	1.0	4.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.2	5.4	50.8	107.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	13.7	60.3	336.3	966.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	4.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.2	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.2	88.1	132.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-35.0*	-19.8*	0.0*	0.0*
*non sommati				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 119.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 380.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 492.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1276.2</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 66.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.31$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 426.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.142$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 9.7^\circ$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1276.2 + 19.8) / 1.0 = 1296.1$	$> Ed = 380.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (699) / 1.0 = 699.0$	$> Ed = 243.8$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 212$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 126$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	181.2	<b>181.2</b>	68.0	<b>65.9</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.38	20.80	4.59	8.58	<b>590.3</b>	<b>289.6</b>	
2	117.8	<b>117.8</b>	0.0	<b>107.1</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>	
3	46.2	<b>46.2</b>	0.0	<b>64.4</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>	
4	-11.5	<b>-11.5</b>	0.0	<b>9.4</b>	22.5	17.1	125.0	125.0	-	3.72	10.01	6.16	0.00	<b>-47.7</b>	<b>105.5</b>	
12	12.0	<b>14.2</b>	18.8	<b>13.0</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.59	3.96	<b>100.1</b>	<b>65.4</b>	
13	28.5	<b>32.7</b>	26.8	<b>21.2</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.15	9.42	4.59	3.96	<b>172.0</b>	<b>74.4</b>	
14	48.1	<b>54.6</b>	34.2	<b>28.7</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.90	12.57	4.59	3.96	<b>249.7</b>	<b>80.1</b>	
16	102.4	<b>115.2</b>	50.0	<b>45.7</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.38	18.25	4.59	5.07	<b>436.1</b>	<b>123.8</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u60NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

Natura di terreno di fondazione		Unità ALF (alluvioni a grana fina)			
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$	0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0		
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

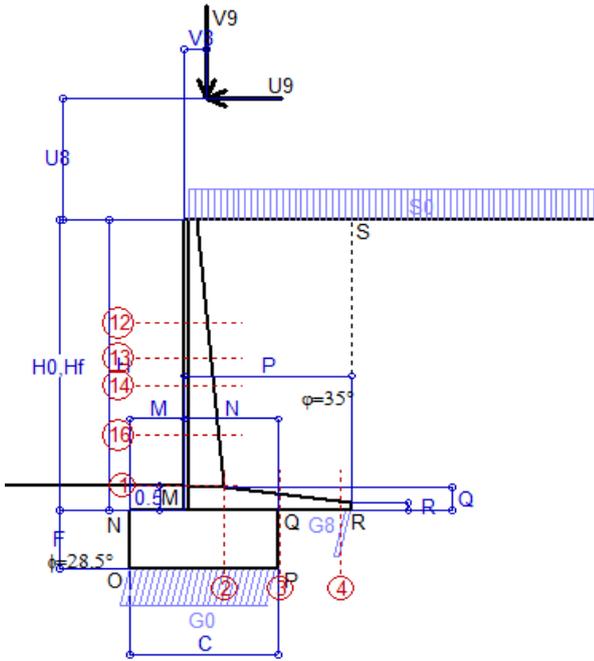
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.20		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>645.0</b>	<b>419.5</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.09°	8.84°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	150.0	65.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.00	3.00
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.50	1.50
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.70	1.70
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>320.20</b>	<b>380.72</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.59	0.71
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.56	0.69
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>214.51</b>	<b>280.67</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.45	0.60
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.535	0.661
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1145.8</b>	<b>1653.5</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	645.0	419.5
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_v = 2.50$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 7.625$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	114.1	365.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	48.8	204.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	143.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	530.8	1 519.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	9.2	88.8	4.5	7.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	175.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>176.5</b>	<b>660.5</b>	<b>719.7</b>	<b>1 844.8</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 39.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 680.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.227$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.8^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (719.7 * 0.543) / 1.1 = 355.3$	$> E_d = 176.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (1844.8) / 1.15 = 1604.1$	$> E_d = 660.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (1006.2) / 1.15 = 875.0$	$> E_d = 452.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 341$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 222$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	407.9	<b>407.9</b>	100.9	<b>98.8</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.53	20.80	4.59	8.58	<b>597.7</b>	<b>280.1</b>	
2	265.1	<b>265.1</b>	0.0	<b>241.0</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>	
3	163.7	<b>163.7</b>	0.0	<b>123.0</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>	
4	-2.3	<b>-2.3</b>	0.0	<b>2.6</b>	18.0	12.6	125.0	125.0	-	3.62	7.77	6.16	0.00	<b>-37.4</b>	<b>80.6</b>	
12	82.7	<b>88.6</b>	30.8	<b>23.8</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.37	6.28	4.59	3.96	<b>101.3</b>	<b>62.0</b>	
13	123.1	<b>132.8</b>	42.9	<b>36.1</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.22	9.42	4.59	3.96	<b>174.0</b>	<b>70.2</b>	
14	165.3	<b>178.7</b>	53.6	<b>46.7</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.99	12.57	4.59	3.96	<b>252.5</b>	<b>75.2</b>	
16	269.7	<b>293.2</b>	76.1	<b>70.8</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.49	18.25	4.59	5.07	<b>440.8</b>	<b>117.3</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

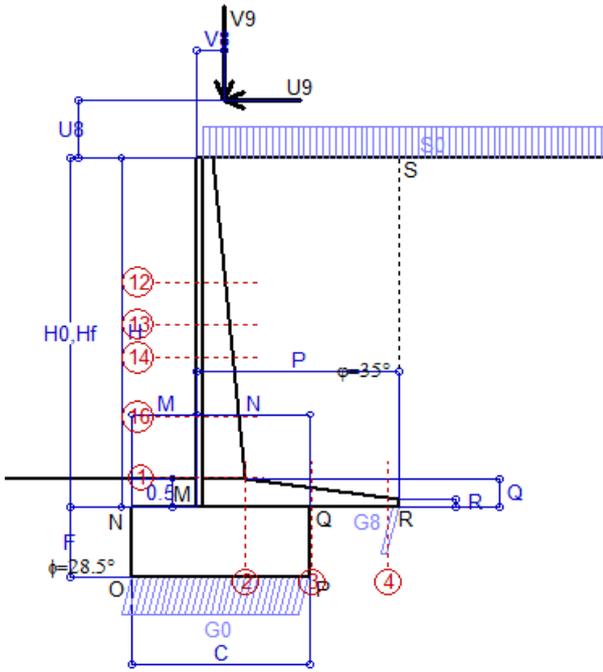
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m =$	6.00 m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	3.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.00 m
$F =$	1.20 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 =$	20.0 kN/m <sup>2</sup>
$M =$	1.10 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi =$	35°
$N =$	1.90 m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 =$	18.0 kN/m <sup>3</sup>
$P =$	3.40 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 =$	25.0 kN/m <sup>3</sup>
$Q =$	0.48 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.54
$U_V =$	1.00 m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	3.75 kN/cad
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 =$	0.0%

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.271
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.244

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.8	281.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32.5	136.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	51.9	110.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	397.8	1 139.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	93.7	3.0	4.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.4	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	90.0	135.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	135.2	512.6	542.7	1 389.0

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	23.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.11 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	519.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	3.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$				<b>0.173 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .	$\beta =$				<b>14.0°</b>

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (542.7 * 0.543) / 1.1 = 267.9 > E_d = 135.2$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (1389) / 1.15 = 1207.9 > E_d = 512.6$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (756) / 1.15 = 657.4 > E_d = 353.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 =$  259 kN

Lato monte (punto Q)  $G_7 =$  171 kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 14.90

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$  0.244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	322.7	<b>322.7</b>	75.1	<b>75.5</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.41	20.80	4.59	8.58	<b>591.8</b>	<b>288.3</b>
2	211.8	<b>211.8</b>	0.0	<b>190.0</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>
3	134.0	<b>134.0</b>	0.0	<b>95.2</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>
4	-1.1	<b>-1.1</b>	0.0	<b>1.3</b>	17.4	12.0	125.0	125.0	-	3.59	7.45	6.16	0.00	<b>-35.8</b>	<b>77.9</b>
12	65.7	<b>70.7</b>	22.3	<b>21.4</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.33	6.28	4.59	3.96	<b>100.5</b>	<b>64.2</b>
13	99.2	<b>107.0</b>	31.3	<b>29.8</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.17	9.42	4.59	3.96	<b>172.6</b>	<b>73.2</b>
14	133.1	<b>143.8</b>	39.4	<b>37.3</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.93	12.57	4.59	3.96	<b>250.4</b>	<b>78.9</b>
16	215.4	<b>233.8</b>	56.3	<b>54.8</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.40	18.25	4.59	5.07	<b>437.2</b>	<b>122.6</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

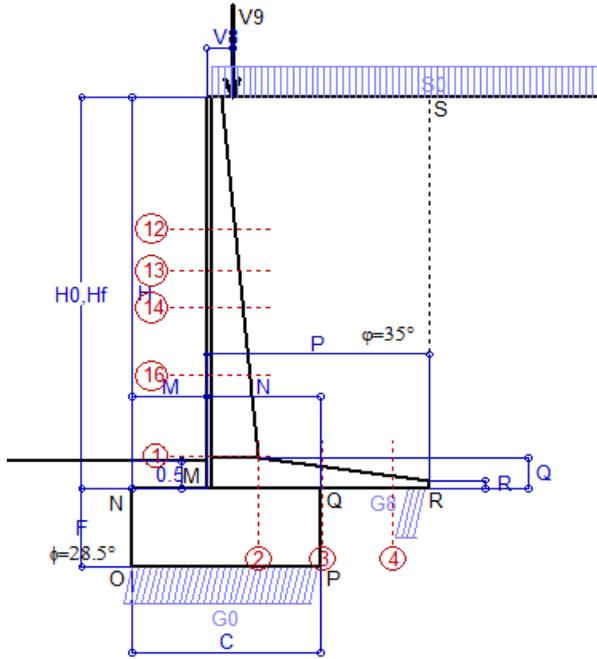
## **ALLEGATO 2**

**Schede di verifica dei muri di sostegno  $h = 7,00 \div 10,00$  m; con barriera integrata  $h = 3,00$  m; falda assente; categoria geotecnica ALF/LSA; fondazione diretta.**

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 7.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m2
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m3
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.540$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155.4	580.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56.9	278.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	212.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	694.5	2 303.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	7.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.7	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	150.1	247.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>217.9</b>	<b>861.5</b>	<b>934.3</b>	<b>2 771.4</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 121.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.37$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 813.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.246$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.1^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (934.3 * 0.54) / 1.1 = 458.7$	$> Ed = 217.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (2771.4) / 1.15 = 2409.9$	$> Ed = 861.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1504.3) / 1.15 = 1308.1$	$> Ed = 561.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 417$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 246$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	
1	479.9	<b>479.9</b>	127.6	<b>129.2</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	9.00	26.61	4.59	9.25	<b>857.0</b>	<b>336.7</b>	
2	311.9	<b>311.9</b>	0.0	<b>254.9</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>	
3	167.3	<b>167.3</b>	0.0	<b>144.0</b>	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	12.07	<b>372.3</b>	<b>237.3</b>	
4	-19.8	<b>-19.8</b>	0.0	<b>16.0</b>	23.4	18.0	125.0	125.0	-	3.91	11.26	7.10	0.00	<b>-55.1</b>	<b>111.1</b>	
12	38.3	<b>43.7</b>	34.3	<b>29.5</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.70	7.60	4.59	3.96	<b>127.2</b>	<b>64.5</b>	
13	76.7	<b>86.2</b>	47.5	<b>43.0</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.68	11.40	4.59	3.96	<b>219.1</b>	<b>72.8</b>	
14	124.2	<b>138.9</b>	60.6	<b>56.9</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.67	15.21	4.59	3.96	<b>331.8</b>	<b>81.0</b>	
16	254.0	<b>281.6</b>	88.9	<b>86.4</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.51	22.81	4.59	5.07	<b>592.4</b>	<b>124.7</b>	

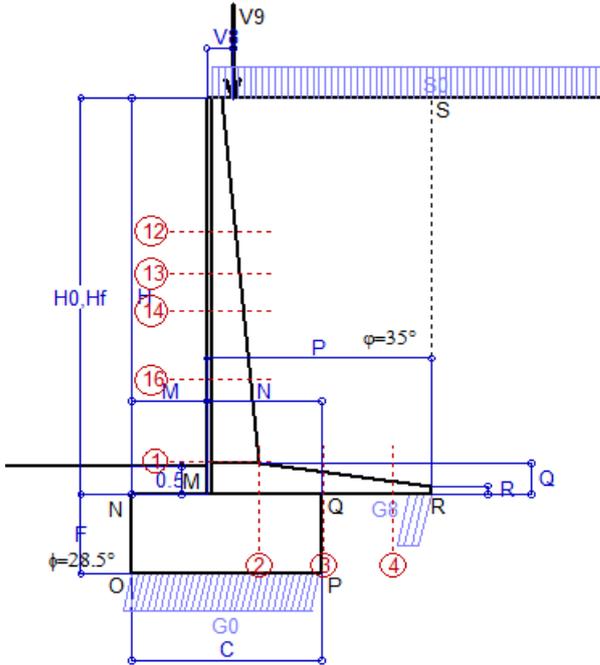
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 7.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.51	446.16	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	37.94	185.90	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	65.50	163.18
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	522.24	1 733.06
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	5.25
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.37	2.01	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	115.50	190.57
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 161.81</b>	<b>M<sub>9</sub> = 634.07</b>	<b>P<sub>9</sub> = 706.24</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 092.07</b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.754  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.357  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 96.34$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $. Q_8 = 0.38$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 609.90$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $. C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.185$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.9^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 10.46

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

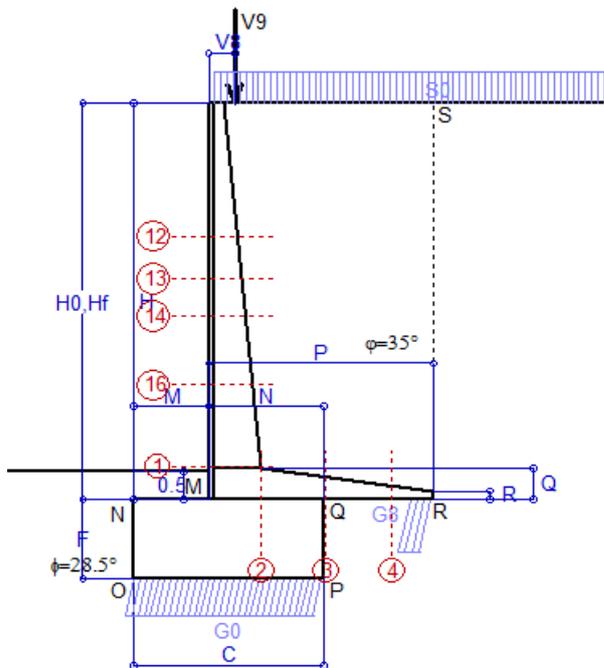
SEZIONE N°	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar- tecipazione cm	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr. KN m	Sforzo normale <sup>(2)</sup> KN	Taglio KN		totale H cm	utile Y cm	lato terrapieno cm <sup>2</sup>	lato facciata o inf. platea cm <sup>2</sup>	acciaio $\sigma_a$ Mpa	calcestr. $\sigma_c$ Mpa	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$ mm	apertura fessure mm
1	353.5	95.2	137.4	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	157	6.05	40	<b>0.120</b>
2	229.7	0.0	255.0	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	138	6.86	42	<b>0.142</b>
3	116.7	0.0	155.8	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	121	6.61	42	<b>0.112</b>
4	-17.0	0.0	0.0	125.0	23.9	18.4	11.52	7.10	132	5.15	42	<b>0.000</b>
12	27.3	24.9	27.1	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	80	2.33	38	<b>0.000</b>
13	55.1	34.8	41.7	116.3	56.6	49.1	11.40	4.59	95	3.03	38	<b>0.048</b>
14	89.9	44.6	56.8	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	102	3.50	38	<b>0.062</b>
16	185.7	66.0	90.4	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	119	4.57	38	<b>0.081</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 7.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	446.16	0.00	0.00
28.45	139.42	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	163.18
0.00	0.00	502.74	1 669.68
0.00	0.00	3.00	5.25
4.36	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
<b><math>S_9 = 152.32</math></b>	<b><math>M_9 = 587.60</math></b>	<b><math>P_9 = 686.74</math></b>	<b><math>M_8 = 2 028.69</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.895  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.435  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 101.36$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.40$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 585.38$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.177$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 9.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	323.9	91.4	128.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	144	5.56	40	<b>0.107</b>
2	210.5	0.0	233.7	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	126	6.28	42	<b>0.120</b>
3	97.4	0.0	141.1	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	101	5.52	42	<b>0.074</b>
4	-20.2	0.0	0.0	125.0	24.7	19.2	11.98	7.10	151	5.75	42	<b>0.000</b>
12	23.3	23.5	23.8	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	67	1.99	38	<b>0.000</b>
13	48.1	32.9	37.4	116.3	56.6	49.1	11.40	4.59	82	2.65	38	<b>0.000</b>
14	79.6	42.4	51.5	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	90	3.10	38	<b>0.048</b>
16	167.5	63.0	83.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	107	4.14	38	<b>0.069</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 7.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.51	446.16	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	65.50	163.18
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	444.24	1 479.56
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	5.25
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.36	2.01	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	115.50	190.57
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 123.87</b>	<b>M<sub>9</sub> = 448.17</b>	<b>P<sub>9</sub> = 628.24</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 838.57</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.520  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.739  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 116.25$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.46$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 511.99$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.155$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.2^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 6.09

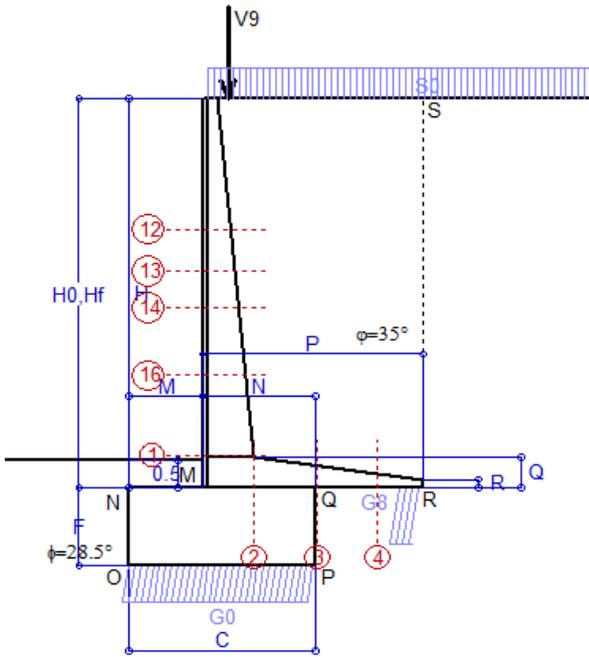
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	235.2	79.8	101.8	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	103	4.08	40	<b>0.066</b>
2	152.9	0.0	169.7	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	92	4.56	42	<b>0.000</b>
3	40.5	0.0	97.1	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	42	2.29	42	<b>0.000</b>
4	-33.1	0.0	0.0	125.0	27.3	21.8	13.52	7.10	219	7.67	42	<b>0.000</b>
12	11.0	19.2	13.9	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	29	0.99	38	<b>0.000</b>
13	26.8	27.3	24.3	116.3	56.6	49.1	11.40	4.59	43	1.52	38	<b>0.000</b>
14	48.4	35.5	35.7	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	53	1.92	38	<b>0.000</b>
16	113.1	53.9	62.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	70	2.83	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Dati

$H_m = 7.00$  m  
 $C = 3.30$  m  
 $F = 1.40$  m  
 $M = 1.30$  m  
 $N = 2.00$  m  
 $P = 3.90$  m  
 $Q = 0.55$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u70NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 7.00$  m  
 $H = 7.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.540$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $l_g = 0.0\%$   
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.274$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 7.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 5.81^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.78$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	120.1	448.2	12.2	63.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.6	37.4	0.8	4.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.8	5.2	64.6	160.9
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	12.3	63.0	453.5	1 509.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	5.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.8	2.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.2	2.2	113.9	187.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-44.1*	-27.9*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>149.8</b>	<b>558.1</b>	<b>648.0</b>	<b>1 930.7</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 106.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.42$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 541.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.164$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 9.3^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (648 * 0.54 + 44.1) / 1.0 = 394.0 > E_d = 149.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 277$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 150$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.260$   
 Freccia in cima al pannello mm  $8.25$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	276.1	<b>276.1</b>	86.0	<b>84.8</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.83	26.61	4.59	9.25	<b>846.2</b>	<b>349.1</b>
2	179.5	<b>179.5</b>	0.0	<b>146.7</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>
3	68.1	<b>68.1</b>	0.0	<b>89.1</b>	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	12.07	<b>372.3</b>	<b>237.3</b>
4	-25.8	<b>-25.8</b>	0.0	<b>18.3</b>	25.9	20.4	125.0	125.0	-	3.96	12.68	7.10	0.00	<b>-61.2</b>	<b>125.1</b>
12	15.5	<b>18.1</b>	20.8	<b>14.8</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.63	7.60	4.59	3.96	<b>125.7</b>	<b>68.3</b>
13	35.0	<b>40.0</b>	29.6	<b>23.6</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.60	11.40	4.59	3.96	<b>216.7</b>	<b>77.6</b>
14	60.8	<b>69.0</b>	38.5	<b>33.0</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.57	15.21	4.59	3.96	<b>328.4</b>	<b>86.9</b>
16	136.3	<b>152.9</b>	58.3	<b>53.9</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.38	22.81	4.59	5.07	<b>586.3</b>	<b>132.6</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

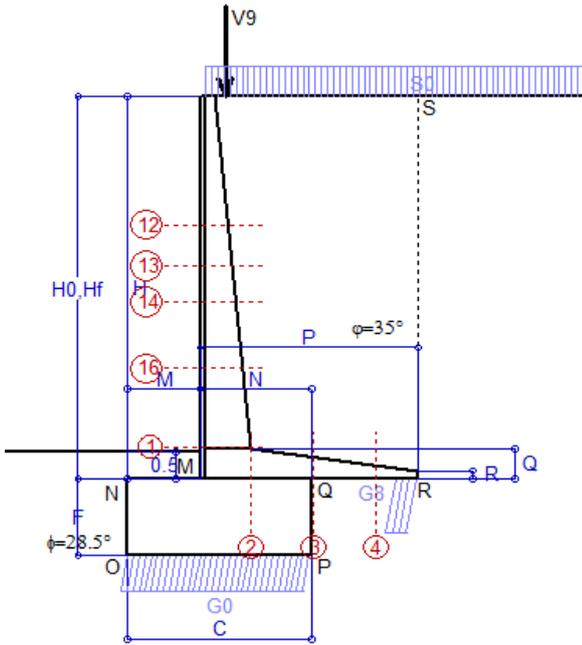
Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 7.00$  m  
 $C = 3.30$  m  
 $F = 1.40$  m  
 $M = 1.30$  m  
 $N = 2.00$  m  
 $P = 3.90$  m  
 $Q = 0.55$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u70NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 7.00$  m  
 $H = 7.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.540$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $I_9 = 0.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza agente su una sezione ideale R-S e l'orizzontale  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.277$   
 $H = 7.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 $K_3 = 0.269$   
 $K_p = 2.75$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	120.8	450.9	18.3	95.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.7	37.6	1.2	6.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.7	7.8	64.1	159.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	18.5	94.6	450.3	1498.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	5.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.1	2.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.8	3.4	113.1	186.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-43.7*	-27.7*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	159.6	596.4	650.0	1951.5

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezziera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 100.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.40$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 550.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_t = 0.167$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 10.1^\circ$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (1951.5 + 27.7) / 1.0 = 1979.2 > E_d = 596.4$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1066.9) / 1.0 = 1066.9 > E_d = 381.3$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 279$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 158$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $8.61$   
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	286.4	<b>286.4</b>	87.6	<b>87.8</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.83	26.61	4.59	9.25	<b>846.7</b>	<b>348.1</b>	
2	186.1	<b>186.1</b>	0.0	<b>152.1</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>	
3	81.0	<b>81.0</b>	0.0	<b>92.5</b>	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	12.07	<b>372.3</b>	<b>237.3</b>	
4	-22.6	<b>-22.6</b>	0.0	<b>16.6</b>	25.2	19.7	125.0	125.0	-	3.95	12.27	7.10	0.00	<b>-59.4</b>	<b>121.7</b>	
12	16.3	<b>19.0</b>	21.1	<b>15.4</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.64	7.60	4.59	3.96	<b>125.8</b>	<b>68.1</b>	
13	36.5	<b>41.7</b>	30.0	<b>24.5</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.60	11.40	4.59	3.96	<b>216.8</b>	<b>77.4</b>	
14	63.3	<b>71.8</b>	39.1	<b>34.2</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.58	15.21	4.59	3.96	<b>328.4</b>	<b>86.5</b>	
16	141.5	<b>158.7</b>	59.3	<b>55.8</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.39	22.81	4.59	5.07	<b>586.5</b>	<b>132.0</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u70NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

	Natura di terreno di fondazione	Unità ALF (Alluvioni a grana fina)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$ 0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

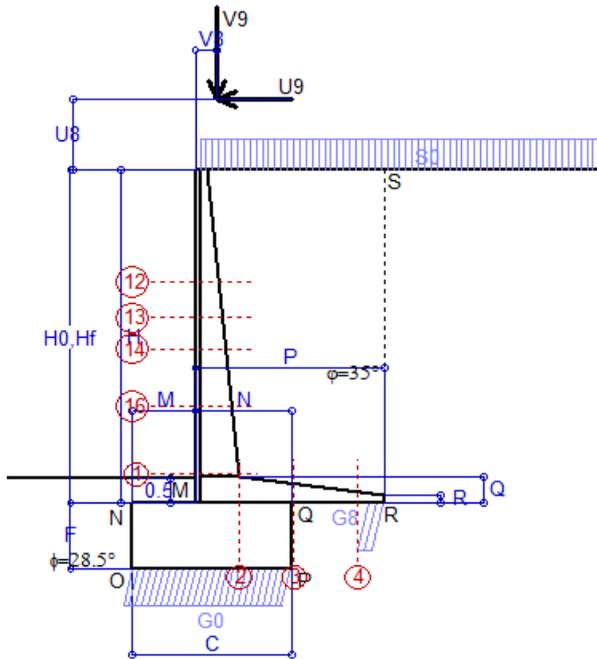
**Dati geometrici della fondazione:**

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.40	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>813.1</b>	<b>541.4</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.13°	9.27°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	189.7	88.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.30	3.30
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.65	1.65
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.90	1.90
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>358.04</b>	<b>418.78</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.59	0.70
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.56	0.68
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>235.31</b>	<b>300.40</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.45	0.59
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.593	0.719
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1398.6</b>	<b>1977.7</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	813.1	541.4
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto



### Dati

$H_m = 7.00$  m  
 $C = 3.30$  m  
 $F = 1.40$  m  
 $M = 1.30$  m  
 $N = 2.00$  m  
 $P = 3.90$  m  
 $Q = 0.55$  m  
 $U_v = 1.50$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $R = 0.15$  m

### Condizione di carico "Vento"

#### Prefabbricato tipo u70NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato  
 Angolo d'attrito della terra  
 Peso specifico della terra  
 Peso specifico del calcestruzzo  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilev. lontano dal muro

$H_0 = 7.00$  m  
 $H = 7.00$  m  
 $S_0 = 20.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35.00^\circ$   
 $P_0 = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 $Q_0 = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 $R_0 = 0.540$   
 $U_9 = 3.875$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $I_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)  $K_1 = 0.271$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 7.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 0.00^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155.4	580.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56.9	278.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	212.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	694.5	2 303.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	4.7	46.0	4.5	7.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.7	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	150.1	247.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>222.6</b>	<b>907.5</b>	<b>934.3</b>	<b>2 771.4</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 105.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.32$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 828.8$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . .  $\sigma_t = 0.251$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . .  $\beta = 13.4^\circ$   
**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $Rd = (934.3 * 0.54) / 1.1 = 458.7 > Ed = 222.6$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $Rd = (2771.4) / 1.15 = 2409.9 > Ed = 907.5$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $Rd = (1504.3) / 1.15 = 1308.1 > Ed = 601.2$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 424$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 254$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	525.5	<b>525.5</b>	127.6	<b>129.2</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	9.00	26.61	4.59	9.25	<b>857.0</b>	<b>336.7</b>	
2	341.6	<b>341.6</b>	0.0	<b>279.1</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>	
3	197.9	<b>197.9</b>	0.0	<b>150.8</b>	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	12.07	<b>372.3</b>	<b>237.3</b>	
4	-14.9	<b>-14.9</b>	0.0	<b>13.0</b>	22.3	16.9	125.0	125.0	-	3.89	10.61	7.10	0.00	<b>-52.3</b>	<b>104.3</b>	
12	60.7	<b>66.9</b>	34.3	<b>29.8</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.70	7.60	4.59	3.96	<b>127.2</b>	<b>64.5</b>	
13	103.5	<b>113.9</b>	47.5	<b>43.1</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.68	11.40	4.59	3.96	<b>219.1</b>	<b>72.8</b>	
14	154.8	<b>170.5</b>	60.6	<b>57.0</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.67	15.21	4.59	3.96	<b>331.8</b>	<b>81.0</b>	
16	291.6	<b>320.4</b>	88.9	<b>86.4</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.51	22.81	4.59	5.07	<b>592.4</b>	<b>124.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

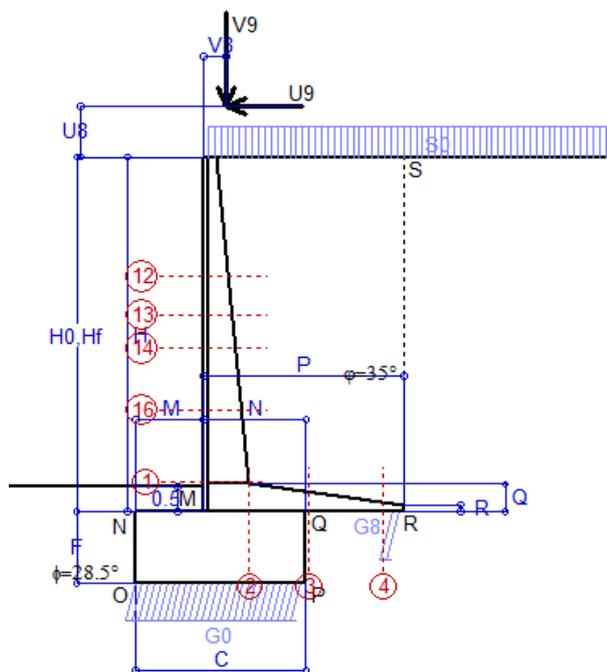
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 7.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.5	446.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	37.9	185.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	163.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	522.2	1 733.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	107.5	3.0	5.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.4	2.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	115.5	190.6
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 173.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 741.5</b>	<b>P<sub>9</sub> = 706.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 092.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 60.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.24$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 646.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.196$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.8^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (706.2 * 0.54) / 1.1 = 346.7 > E_d = 173.2$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (2092.1) / 1.15 = 1819.2 > E_d = 741.5$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1133.5) / 1.15 = 985.7 > E_d = 503.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 329$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 202$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 19.17

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	456.1	<b>456.1</b>	95.2	<b>97.0</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.86	26.61	4.59	9.25	<b>848.6</b>	<b>347.1</b>
2	299.9	<b>299.9</b>	0.0	<b>241.3</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>
3	189.0	<b>189.0</b>	0.0	<b>121.8</b>	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	12.07	<b>372.3</b>	<b>237.3</b>
4	-6.5	<b>-6.5</b>	0.0	<b>6.5</b>	20.5	15.1	125.0	125.0	-	3.86	9.53	7.10	0.00	<b>-47.7</b>	<b>95.3</b>
12	75.0	<b>80.8</b>	24.9	<b>23.8</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.65	7.60	4.59	3.96	<b>126.2</b>	<b>66.9</b>
13	113.5	<b>122.6</b>	34.8	<b>33.1</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.62	11.40	4.59	3.96	<b>217.4</b>	<b>76.1</b>
14	157.4	<b>170.6</b>	44.6	<b>43.3</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.60	15.21	4.59	3.96	<b>329.3</b>	<b>85.2</b>
16	269.7	<b>293.0</b>	66.0	<b>64.8</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.41	22.81	4.59	5.07	<b>587.8</b>	<b>130.9</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

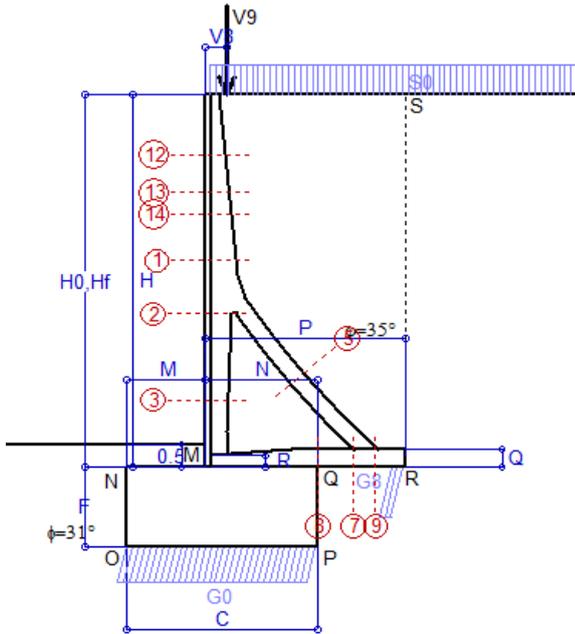
programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202.9	886.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	370.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	95.7	276.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	843.4	3,221.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	9.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	10.9	5.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 278.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,261.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,164.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3,949.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 108.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1055.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.264$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.5^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (1164.5 * 0.6) / 1.1 = 635.2$	$> E_d = 278.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (3949.8) / 1.15 = 3434.6$	$> E_d = 1261.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (1950.9) / 1.15 = 1696.5$	$> E_d = 801.3$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 533$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 301$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{EdU}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	107.3	120.7	57.0	52.4	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.12	12.60	4.15	4.02	278.3	83.3
2	62.3	72.1	311.8	-82.5	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.22	6.57	6.50	10.44	181.4	-178.1
3	-32.1	-32.1	358.3	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.81	4.02	6.50	4.54	-180.2	78.6
5	-16.9	-16.9	-304.8	28.3	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.16	9.11	10.05	5.69	-57.9	55.7
7	-47.1	-35.4	196.0	-92.0	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.67	11.12	6.47	10.66	-120.5	-202.7
8	-38.6	-38.6	196.0	23.9	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.63	7.10	6.47	4.30	-120.4	202.7
9	37.4	37.4	0.0	49.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	7.9	9.7	18.9	14.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.63	4.02	4.15	4.02	55.3	53.5
13	28.5	32.9	30.4	25.3	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.22	6.03	4.15	4.02	99.0	63.7
14	46.8	53.4	38.0	32.9	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.78	8.04	4.15	4.02	146.6	70.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{Ed} = M_{EdU}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.09	681.59	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.36	247.14	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	73.58	212.65
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	635.82	2,429.89
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	6.30
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.39	3.88	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	170.00	340.00
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 207.84</b>	<b>M<sub>9</sub> = 932.61</b>	<b>P<sub>9</sub> = 882.40</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2,988.84</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.09	681.59	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.36	247.14	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	73.58	212.65
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	635.82	2,429.89
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	6.30
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.39	3.88	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	170.00	340.00
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 207.84</b>	<b>M<sub>9</sub> = 932.61</b>	<b>P<sub>9</sub> = 882.40</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2,988.84</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.499
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.547
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	88.41 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0.31 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	793.99 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$ 4.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.198 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	13.3°

#### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	77.4	42.0	51.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	104	3.21	38	<b>0.000</b>
2	44.2	235.5	-62.8	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	34	2.94	38	<b>0.000</b>
3	-25.7	272.4	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-4	3.65	38	<b>0.000</b>
5	-10.4	-224.4	20.8	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	161	0.00	38	<b>0.115</b>
7	-40.0	144.3	-72.3	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	74	3.66	40	<b>0.000</b>
8	-35.9	144.3	15.4	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	55	3.15	40	<b>0.000</b>
9	28.4	0.0	37.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	77	2.44	40	<b>0.000</b>
12	5.6	13.5	11.2	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	34	0.96	38	<b>0.000</b>
13	20.2	22.0	22.6	122.3	48.3	40.8	6.03	4.15	75	1.97	38	<b>0.000</b>
14	33.4	27.7	30.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	84	2.33	38	<b>0.000</b>

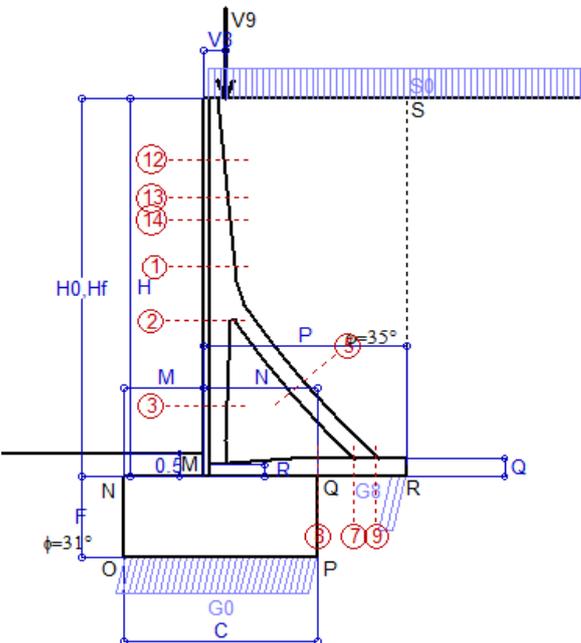
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.09	681.59	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32.52	185.36	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	73.58	212.65
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	614.82	2,351.14
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	6.30
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.34	3.87	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	170.00	340.00
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 196.95</math></b>	<b><math>M_9 = 870.82</math></b>	<b><math>P_9 = 861.40</math></b>	<b><math>M_8 = 2,910.09</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.616  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.624  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 93.72$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.33$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 767.68$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 3.98$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.193$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.9^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.49

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	68.2	39.8	46.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	91	2.84	38	<b>0.000</b>
2	36.4	220.1	-58.7	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	19	2.40	38	<b>0.000</b>
3	-27.8	254.9	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-3	3.76	38	<b>0.000</b>
5	-10.0	-207.9	20.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	151	0.00	38	<b>0.104</b>
7	-44.1	133.6	-71.9	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	99	4.26	40	<b>0.000</b>
8	-41.2	133.6	13.4	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	86	3.93	40	<b>0.000</b>
9	27.7	0.0	36.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	75	2.38	40	<b>0.000</b>
12	4.4	12.7	9.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	25	0.76	38	<b>0.000</b>
13	17.0	20.8	19.7	122.3	48.3	40.8	6.03	4.15	62	1.67	38	<b>0.000</b>
14	28.7	26.1	27.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	72	2.01	38	<b>0.000</b>

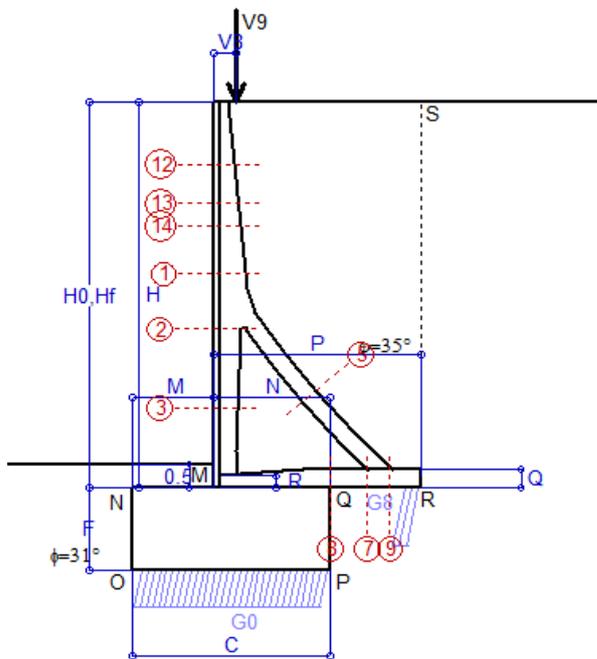
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	551.82	2,114.89
0.00	0.00	3.00	6.30
8.19	3.85	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 164.28</math></b>	<b><math>M_9 = 685.44</math></b>	<b><math>P_9 = 798.40</math></b>	<b><math>M_8 = 2,673.84</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.116  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.916  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 97.91$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 700.49$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 3.81$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.184$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.6^\circ$

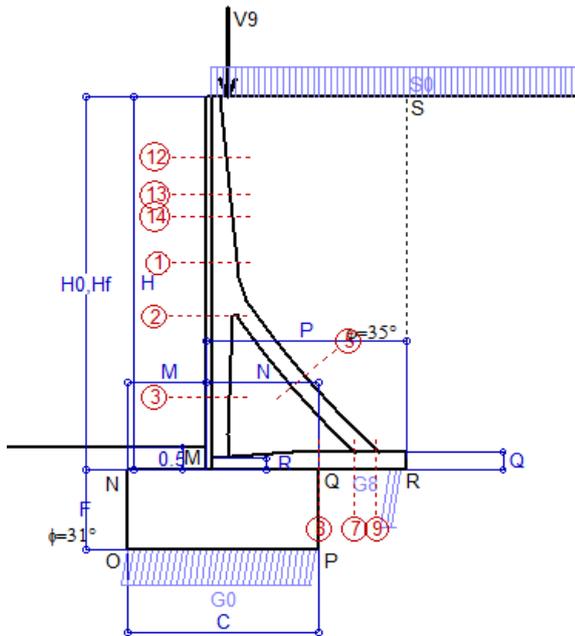
## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	40.5	33.4	31.6	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	52	1.72	38	<b>0.000</b>
2	13.0	173.6	-46.6	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	1.13	38	<b>0.000</b>
3	-34.6	202.5	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	1	4.26	38	<b>0.000</b>
5	-8.8	-158.4	17.4	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	120	0.00	38	<b>0.072</b>
7	-45.3	101.8	-56.0	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	129	4.63	40	<b>0.000</b>
8	-34.6	101.8	22.4	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	80	3.39	40	<b>0.000</b>
9	25.4	0.0	33.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	69	2.18	40	<b>0.000</b>
12	0.7	10.4	4.0	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	1	0.12	38	<b>0.000</b>
13	7.4	17.0	10.9	122.3	48.3	40.8	6.03	4.15	23	0.76	38	<b>0.000</b>
14	14.4	21.5	16.3	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	33	1.04	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

- $H_m = 8.00$  m
- $C = 4.00$  m
- $F = 1.70$  m
- $M = 1.65$  m
- $N = 2.35$  m
- $P = 4.20$  m
- $Q = 0.40$  m
- $U_v = 0.00$  m
- $V_8 = 0.45$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.25$  m

Acceleraz orizz. al suolo  
 Prefabbricato tipo u80TM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 8.00$  m
- $H = 8.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.600$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $U_9 = 0.00$  kN/cad
- $V_9 = 3.75$  kN/cad
- $I_9 = 0.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.274$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 8.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 5.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.07$
- (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	156.8	684.8	16.0	93.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.7	49.7	0.9	5.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.0	7.2	72.6	209.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	15.3	90.3	560.7	2,147.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	9.6	4.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.7	4.0	167.6	335.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-66.6*	-48.8*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 197.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 840.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 820.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2,797.5</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 107.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.37$  m
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 713.3$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.00$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.178$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 9.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (820.8 * 0.6 + 66.6) / 1.0 = 559.1 > E_d = 197.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 362$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 184$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.260$       Freccia in cima al pannello mm  $0.32$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	51.7	59.1	36.1	29.9	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	274.8	89.1
2	20.7	26.9	197.8	-56.4	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.71	6.57	6.50	10.44	163.5	-182.4
3	-34.9	-34.9	230.4	1.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	9.46	4.02	6.50	4.54	-150.9	70.1
5	-11.0	-11.0	-184.7	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	6.12	9.11	10.05	5.69	-72.0	55.7
7	-56.3	-45.2	118.7	-81.6	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.36	11.12	6.47	10.66	-107.7	-192.6
8	-64.2	-64.2	118.7	0.0	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.28	7.10	6.47	4.30	-107.3	192.6
9	26.2	26.2	0.0	34.8	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	2.0	2.7	11.2	5.7	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	56.2
13	10.9	13.0	18.4	12.2	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.16	6.03	4.15	4.02	97.6	67.4
14	19.8	23.1	23.3	17.0	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.71	8.04	4.15	4.02	144.7	74.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

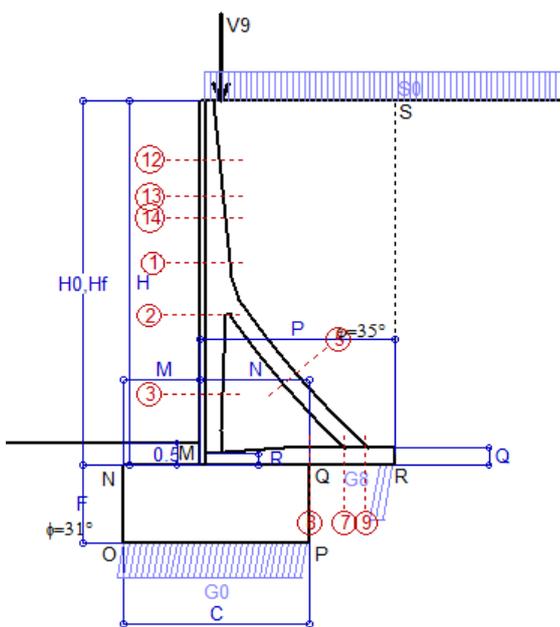
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 8.00$  m  
 $C = 4.00$  m  
 $F = 1.70$  m  
 $M = 1.65$  m  
 $N = 2.35$  m  
 $P = 4.20$  m  
 $Q = 0.40$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

#### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u80TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 8.00$  m  
 $H = 8.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

#### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.277$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H = 8.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.05$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	157.7	688.8	24.0	140.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.8	50.0	1.3	7.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.1	10.8	72.0	208.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	23.0	135.6	556.8	2,132.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	10.3	4.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.1	6.0	166.5	332.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-66.0*	-48.4*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 209.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 895.7</b>	<b>P<sub>9</sub> = 823.6</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2,828.0</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 98.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 725.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.00$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.181$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 9.9^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (2828 + 48.4) / 1.0 = 2876.4 > E_d = 895.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1410.8) / 1.0 = 1410.8 > E_d = 557.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 365$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 194$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.36$   
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	53.9	61.5	36.7	31.0	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	274.9	88.8	
2	21.8	28.2	204.0	-58.3	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.74	6.57	6.50	10.44	164.5	-182.1	
3	-35.8	-35.8	237.8	1.6	44.3	39.3	22.5	22.5	-	9.55	4.02	6.50	4.54	-152.7	70.6	
5	-11.0	-11.0	-191.7	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	6.06	9.11	10.05	5.69	-71.2	55.7	
7	-49.8	-39.9	123.2	-75.2	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.38	11.12	6.47	10.66	-108.4	-193.2	
8	-52.4	-52.4	123.2	6.1	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.30	7.10	6.47	4.30	-108.1	193.2	
9	26.3	26.3	0.0	34.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	2.2	2.9	11.3	6.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	56.1	
13	11.5	13.6	18.6	12.7	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.17	6.03	4.15	4.02	97.6	67.2	
14	20.7	24.1	23.6	17.6	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.71	8.04	4.15	4.02	144.7	74.5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u80TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

	Natura di terreno di fondazione	Unità LSA (limo sabbioso argilloso)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

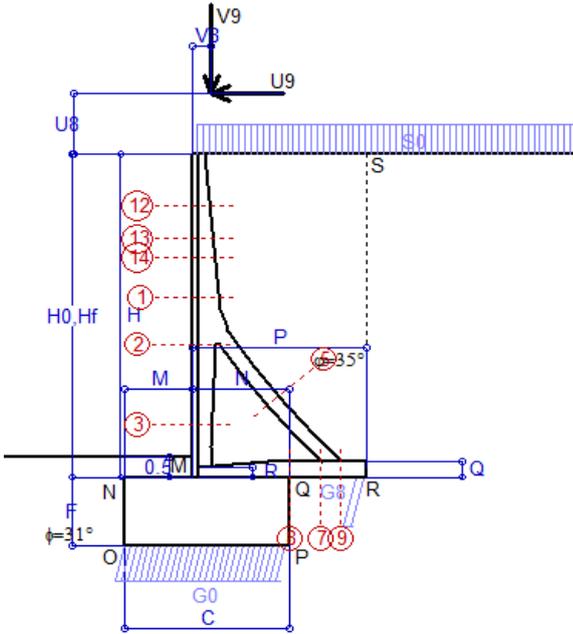
**Dati geometrici della fondazione:**

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.70	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>1055.7</b>	<b>713.3</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.47°	9.04°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	252.8	113.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.00	4.00
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.00	2.00
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.20	2.20
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>542.98</b>	<b>653.00</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.58	0.71
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>292.12</b>	<b>359.70</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.56	0.69
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>441.12</b>	<b>580.38</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.47	0.63
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	1.276	1.593
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>3646.3</b>	<b>5310.3</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1055.7	713.3
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Dati

$H_m = 8.00$  m  
 $C = 4.00$  m  
 $F = 1.70$  m  
 $M = 1.65$  m  
 $N = 2.35$  m  
 $P = 4.20$  m  
 $Q = 0.40$  m  
 $U_V = 1.50$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $R = 0.25$  m

### Prefabbricato tipo u80TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato  
 Angolo d'attrito della terra  
 Peso specifico della terra  
 Peso specifico del calcestruzzo  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilev. lontano dal muro

### Condizione di carico "Vento"

$H_0 = 8.00$  m  
 $H = 8.00$  m  
 $S_0 = 20.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35.00^\circ$   
 $P_0 = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 $Q_0 = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 $R_0 = 0.600$   
 $U_9 = 3.875$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)  $K_1 = 0.271$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 8.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 0.00^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202.9	886.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	370.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	95.7	276.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	843.4	3,221.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	4.7	52.1	4.5	9.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	10.9	5.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 283.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,313.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,164.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3,949.8</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 92.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.25$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1071.9$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $C_8 = 4.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.268$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 13.7^\circ$   
**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1164.5 * 0.6) / 1.1 = 635.2 > E_d = 283.5$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (3949.8) / 1.15 = 3434.6 > E_d = 1313.9$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1950.9) / 1.15 = 1696.5 > E_d = 845.4$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 541$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 310$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato com- presso cm	b <sub>w</sub> larghez- za taglio cm	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm <sup>2</sup>	A2 lato facc. o inf. platea cm <sup>2</sup>	A4 staffe cm <sup>2</sup> /m	M <sub>Rd</sub> baricen- trico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN
1	136.6	<b>151.0</b>	57.0	<b>52.7</b>	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.12	12.60	4.15	4.02	<b>278.3</b>	<b>83.3</b>
2	88.3	<b>98.9</b>	327.3	<b>-84.4</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.29	6.57	6.50	10.44	<b>183.9</b>	<b>-178.1</b>
3	-20.5	<b>-20.5</b>	377.6	<b>0.0</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	12.31	4.02	6.50	4.54	<b>-184.2</b>	<b>79.9</b>
5	-16.9	<b>-16.9</b>	-325.1	<b>28.3</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.99	9.11	10.05	5.69	<b>-55.5</b>	<b>55.7</b>
7	-35.9	<b>-24.9</b>	208.9	<b>-87.2</b>	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.72	11.12	6.47	10.66	<b>-122.7</b>	<b>-204.4</b>
8	-23.6	<b>-23.6</b>	208.9	<b>28.7</b>	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.69	7.10	6.47	4.30	<b>-122.5</b>	<b>204.4</b>
9	37.4	<b>37.4</b>	0.0	<b>49.7</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	<b>145.7</b>	<b>177.8</b>
12	24.0	<b>26.4</b>	18.9	<b>14.7</b>	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.63	4.02	4.15	4.02	<b>55.3</b>	<b>53.5</b>
13	49.3	<b>54.4</b>	30.4	<b>25.7</b>	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.22	6.03	4.15	4.02	<b>99.0</b>	<b>63.7</b>
14	70.3	<b>77.7</b>	38.0	<b>33.3</b>	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.78	8.04	4.15	4.02	<b>146.6</b>	<b>70.3</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

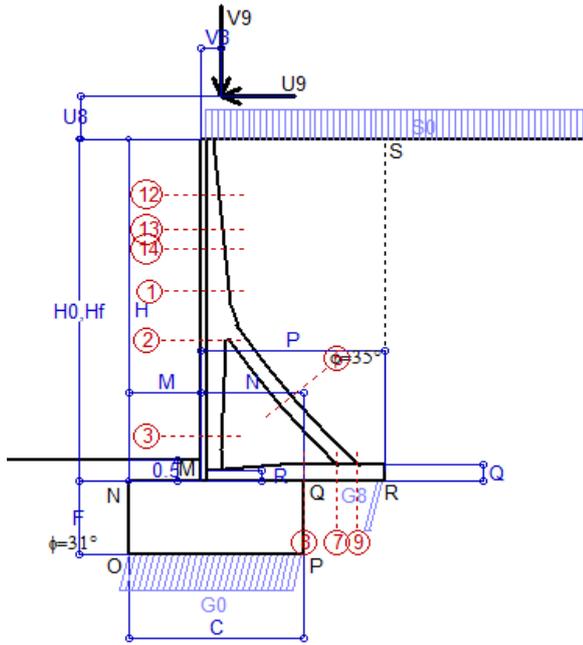
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_y = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_s = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 8.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.1	681.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.4	247.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.6	212.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	635.8	2,429.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	122.3	3.0	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.4	3.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	170.0	340.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 219.3</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1,054.9</b>	<b>P<sub>g</sub> = 882.4</b>	<b>M<sub>g</sub> = 2,988.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 50.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 831.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.208$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.0^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (882.4 * 0.6) / 1.1 = 481.3 > E_d = 219.3$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (2988.8) / 1.15 = 2599.0 > E_d = 1054.9$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (1473.4) / 1.15 = 1281.2 > E_d = 692.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 418$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 244$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 6.74

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	141.9	<b>154.1</b>	42.0	<b>40.3</b>	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	<b>275.8</b>	<b>87.5</b>
2	101.4	<b>110.5</b>	271.6	<b>-66.2</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.04	6.57	6.50	10.44	<b>175.1</b>	<b>-181.4</b>
3	-1.9	<b>-1.9</b>	317.4	<b>0.0</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.75	4.02	6.50	4.54	<b>-171.5</b>	<b>75.9</b>
5	-12.7	<b>-12.7</b>	-271.5	<b>21.2</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.43	9.11	10.05	5.69	<b>-61.8</b>	<b>55.7</b>
7	-12.8	<b>-5.1</b>	174.5	<b>-61.2</b>	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.59	11.12	6.47	10.66	<b>-117.0</b>	<b>-199.9</b>
8	0.4	<b>0.4</b>	174.5	<b>26.5</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.69	7.10	6.47	4.30	<b>125.2</b>	<b>200.7</b>
9	32.9	<b>32.9</b>	0.0	<b>43.6</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	<b>145.7</b>	<b>177.8</b>
12	37.9	<b>40.7</b>	13.5	<b>13.7</b>	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.60	4.02	4.15	4.02	<b>54.8</b>	<b>54.9</b>
13	64.1	<b>69.1</b>	22.0	<b>20.9</b>	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.18	6.03	4.15	4.02	<b>98.0</b>	<b>66.0</b>
14	83.8	<b>90.6</b>	27.7	<b>26.4</b>	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.73	8.04	4.15	4.02	<b>145.3</b>	<b>73.2</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

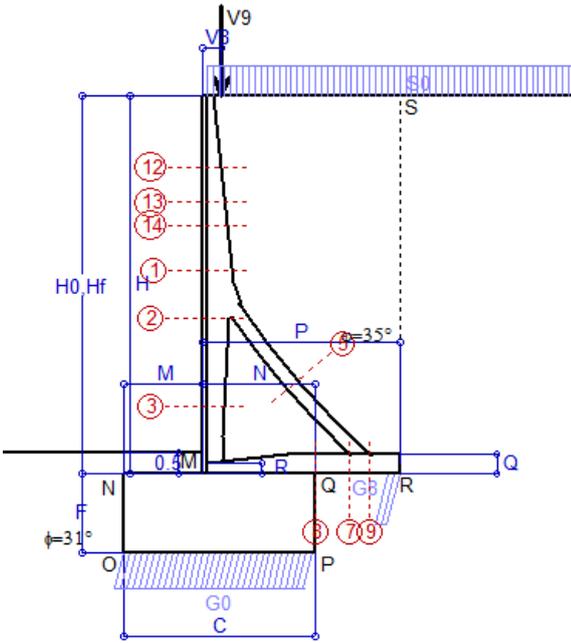
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.85$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_V = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 9.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	256.8	1 258.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	73.2	468.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	113.2	366.6
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1 037.3	4 407.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	10.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	14.4	7.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	277.9	625.2
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 344.4</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 733.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 432.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5 409.2</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 123.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1309.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.291$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.5^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1432.9 * 0.6) / 1.1 = 781.6 > E_d = 344.4$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (5409.2) / 1.15 = 4703.6 > E_d = 1733.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (2647.2) / 1.15 = 2301.9 > E_d = 1099.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 658$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 374$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 3.76

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN		
1	159.2	<b>178.3</b>	70.0	<b>66.2</b>	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.10	16.46	4.84	5.03	<b>400.9</b>	<b>117.7</b>	
2	94.5	<b>108.2</b>	381.5	<b>-101.2</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.04	8.23	8.64	10.77	<b>250.8</b>	<b>-203.1</b>	
3	-41.0	<b>-41.0</b>	438.9	<b>0.0</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	14.99	5.09	8.64	4.59	<b>-243.9</b>	<b>93.1</b>	
5	-23.4	<b>-23.4</b>	-376.7	<b>35.8</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.46	10.30	12.25	6.01	<b>-69.5</b>	<b>59.0</b>	
7	-54.6	<b>-38.2</b>	242.1	<b>-107.5</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.23	12.60	7.60	11.01	<b>-162.1</b>	<b>-226.2</b>	
8	-43.0	<b>-43.0</b>	242.1	<b>21.7</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.26	8.04	7.60	4.02	<b>-162.2</b>	<b>226.2</b>	
9	50.2	<b>50.2</b>	0.0	<b>60.6</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	<b>188.2</b>	<b>194.8</b>	
12	16.3	<b>19.3</b>	24.2	<b>19.3</b>	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	3.00	5.09	4.84	4.02	<b>77.0</b>	<b>59.1</b>	
13	45.9	<b>52.4</b>	37.5	<b>32.7</b>	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.86	8.23	4.84	4.02	<b>150.8</b>	<b>70.8</b>	
14	74.3	<b>84.0</b>	47.3	<b>42.6</b>	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.51	10.78	4.84	4.02	<b>216.8</b>	<b>76.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	968.00	0.00	0.00
48.78	312.18	0.00	0.00
0.00	0.00	87.09	282.03
0.00	0.00	783.59	3 330.24
0.00	0.00	3.00	6.90
11.10	5.56	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 257.43</math></b>	<b><math>M_9 = 1 285.74</math></b>	<b><math>P_9 = 1 087.44</math></b>	<b><math>M_8 = 4 100.11</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.466  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.534  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 100.87$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.31$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 986.56$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.219$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.3^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.51

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.24$

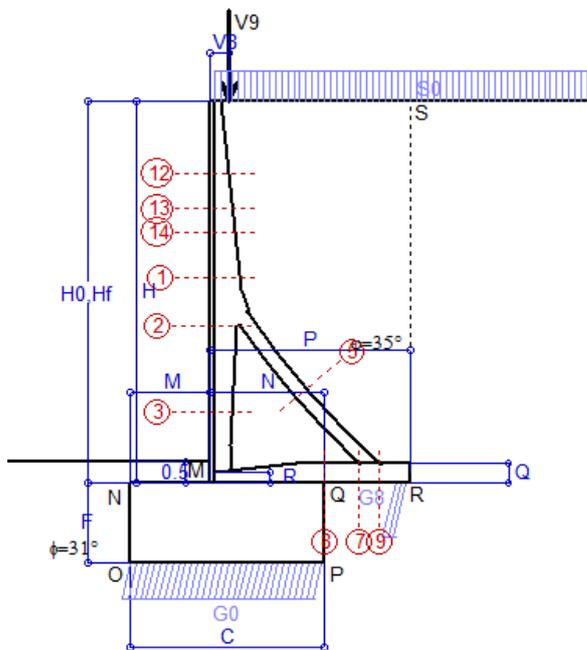
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi$ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	115.5	51.7	66.4	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	109	3.60	38	<b>0.059</b>
2	67.8	288.7	-78.9	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	45	3.61	38	<b>0.000</b>
3	-32.9	334.2	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-5	4.07	38	<b>0.000</b>
5	-14.2	-278.3	26.0	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	169	0.00	38	<b>0.107</b>
7	-47.1	178.9	-84.7	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	49	3.04	40	<b>0.000</b>
8	-41.2	178.9	13.3	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	32	2.47	40	<b>0.000</b>
9	38.2	0.0	46.0	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	80	2.52	40	<b>0.000</b>
12	11.5	17.5	16.4	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	54	1.45	38	<b>0.000</b>
13	32.7	27.3	30.2	123.0	52.8	46.3	8.23	4.84	80	2.25	38	<b>0.000</b>
14	53.3	34.6	40.8	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	92	2.73	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	968.00	0.00	0.00
36.58	234.14	0.00	0.00
0.00	0.00	87.09	282.03
0.00	0.00	760.34	3 233.17
0.00	0.00	3.00	6.90
11.04	5.54	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 245.17</math></b>	<b><math>M_9 = 1 207.68</math></b>	<b><math>P_9 = 1 064.19</math></b>	<b><math>M_8 = 4 003.04</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.573  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.604  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 110.08$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 954.11$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.212$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.0^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.01

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

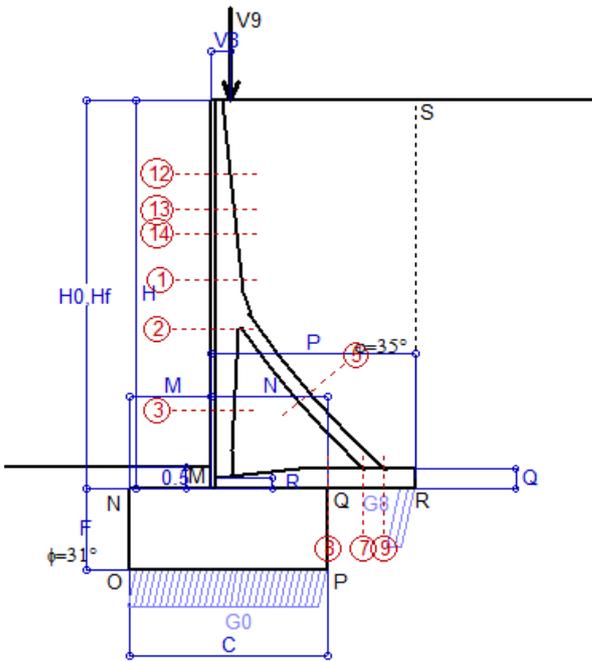
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	102.9	49.2	60.6	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	96	3.22	38	<b>0.044</b>
2	57.3	271.1	-74.2	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	30	3.04	38	<b>0.000</b>
3	-35.9	314.3	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-4	4.20	38	<b>0.000</b>
5	-13.7	-259.4	25.1	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	159	0.00	38	<b>0.105</b>
7	-55.4	166.8	-87.8	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	83	3.93	40	<b>0.000</b>
8	-54.0	166.8	7.8	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	78	3.83	40	<b>0.000</b>
9	37.3	0.0	44.9	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	78	2.46	40	<b>0.000</b>
12	9.5	16.4	14.0	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	43	1.20	38	<b>0.000</b>
13	28.0	25.8	26.6	123.0	52.8	46.3	8.23	4.84	68	1.94	38	<b>0.000</b>
14	46.5	32.8	36.5	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	79	2.39	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 9.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	968.00	0.00	0.00
0.00	0.00	87.09	282.03
0.00	0.00	690.59	2 941.96
0.00	0.00	3.00	6.90
10.83	5.51	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 208.38</math></b>	<b><math>M_9 = 973.51</math></b>	<b><math>P_9 = 994.44</math></b>	<b><math>M_8 = 3 711.83</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.015  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.863  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 118.01$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.36$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 876.43$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $.C_8 = 4.35$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.202$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.8^\circ$

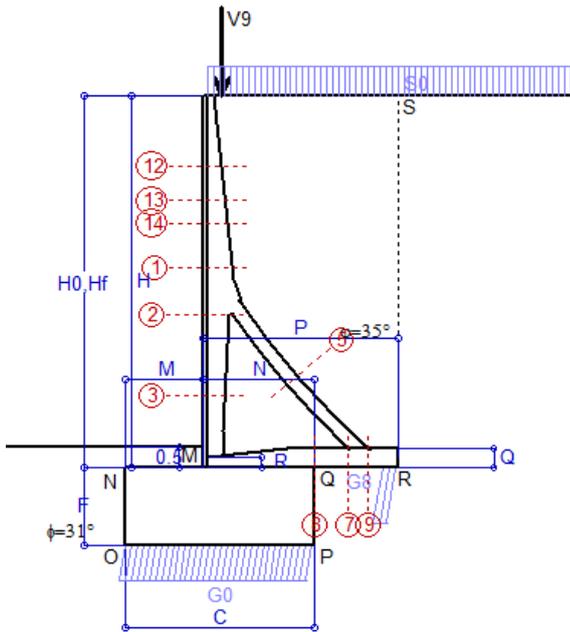
## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	65.2	41.7	43.2	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	59	2.07	38	<b>0.000</b>
2	25.8	218.3	-60.2	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	1	1.52	38	<b>0.000</b>
3	-45.2	254.7	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	0	4.74	38	<b>0.000</b>
5	-12.2	-203.0	22.2	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	130	0.00	38	<b>0.088</b>
7	-59.8	130.5	-72.7	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	120	4.56	40	<b>0.000</b>
8	-51.1	130.5	15.9	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	90	3.81	40	<b>0.000</b>
9	34.6	0.0	41.6	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	73	2.28	40	<b>0.000</b>
12	3.2	13.4	7.0	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	11	0.44	38	<b>0.000</b>
13	14.0	21.2	16.0	123.0	52.8	46.3	8.23	4.84	31	1.00	38	<b>0.000</b>
14	25.8	27.2	23.6	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	42	1.36	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

$H_m = 9.00$  m  
 $C = 4.50$  m  
 $F = 1.90$  m  
 $M = 1.85$  m  
 $N = 2.65$  m  
 $P = 4.65$  m  
 $Q = 0.45$  m  
 $U_y = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u90TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 9.00$  m  
 $H = 9.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m2  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $I_g = 0.0\%$   
 $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.274$

agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$H = 9.00$  m  
 $O_3 = 5.81^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.260$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 3.07$

(Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	198.5	972.5	20.2	131.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.8	62.7	1.0	6.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.4	9.4	85.9	278.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	19.1	126.8	699.4	2977.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.7	6.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	5.9	5.6	210.8	474.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-79.2*	-63.4*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>248.4</b>	<b>1 183.2</b>	<b>1 020.2</b>	<b>3 874.8</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 122.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.38$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 897.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_f = 0.199$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 9.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1020.2 * 0.6 + 79.2) / 1.0 = 691.4 > E_d = 248.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 452$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 234$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.83$   
 $K_0 = 0.260$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato compresso cm	b <sub>w</sub> larghezza taglio cm	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm2	A2 lato facc. o inf. platea cm2	A4 staffe cm2/m	M <sub>Rd</sub> baricentrico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN	
1	80.9	91.9	45.1	39.4	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.99	16.46	4.84	5.03	396.3	124.5	
2	36.6	45.4	247.2	-70.9	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.46	8.23	8.64	10.77	227.1	-208.1	
3	-45.4	-45.4	288.0	1.2	47.9	42.8	22.5	22.5	-	11.08	5.09	8.64	4.59	-210.4	82.6	
5	-15.6	-15.6	-234.6	23.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.49	10.30	12.25	6.01	-85.8	59.0	
7	-68.1	-52.8	150.8	-95.5	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.86	12.60	7.60	11.01	-144.8	-214.1	
8	-76.5	-76.5	150.8	0.0	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.85	8.04	7.60	4.02	-144.8	214.1	
9	35.5	35.5	0.0	42.9	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
12	5.5	6.7	14.5	8.6	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	76.1	62.3	
13	19.3	22.6	23.0	16.8	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.79	8.23	4.84	4.02	149.0	75.3	
14	33.9	39.0	29.5	23.3	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	214.3	81.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

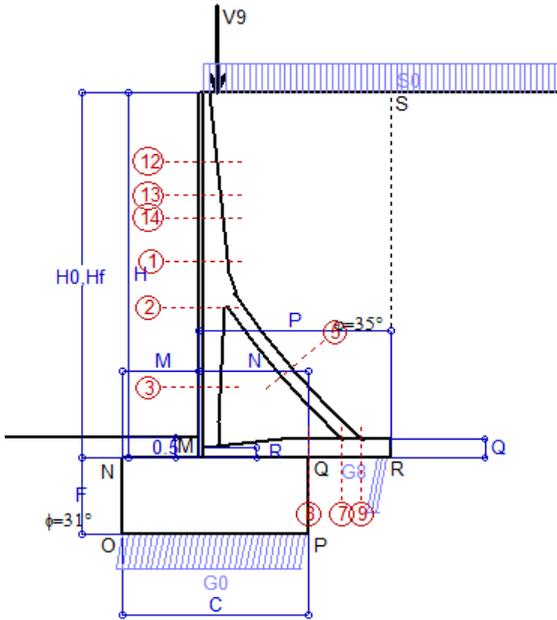
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dai km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 9.00$  m  
 $C = 4.50$  m  
 $F = 1.90$  m  
 $M = 1.85$  m  
 $N = 2.65$  m  
 $P = 4.65$  m  
 $Q = 0.45$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

#### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u90TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 9.00$  m  
 $H = 9.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $l_g = 0.0\%$   
 $l_b = 0.0\%$

#### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.277$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 9.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.05$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	199.6	978.2	30.3	197.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.9	63.1	1.5	9.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.6	14.2	85.3	276.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	28.7	190.4	694.4	2956.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	13.7	6.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	8.9	8.4	209.3	470.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-78.6*	-62.9*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>264.5</b>	<b>1260.9</b>	<b>1023.9</b>	<b>3917.7</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 111.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 912.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.203$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 10.3^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (3917.7 + 62.9) / 1.0 = 3980.5 > E_d = 1260.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1939.8) / 1.0 = 1939.8 > E_d = 786.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 456$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 247$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm      0.90  
 Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)       $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	84.2	<b>95.6</b>	45.8	<b>40.9</b>	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.99	16.46	4.84	5.03	<b>396.4</b>	<b>124.1</b>	
2	38.3	<b>47.4</b>	255.1	<b>-73.4</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.50	8.23	8.64	10.77	<b>228.5</b>	<b>-207.8</b>	
3	-46.7	<b>-46.7</b>	297.3	<b>1.8</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	11.31	5.09	8.64	4.59	<b>-212.6</b>	<b>83.3</b>	
5	-15.6	<b>-15.6</b>	-243.4	<b>23.8</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.43	10.30	12.25	6.01	<b>-84.8</b>	<b>59.0</b>	
7	-58.7	<b>-45.0</b>	156.4	<b>-87.2</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.89	12.60	7.60	11.01	<b>-145.9</b>	<b>-214.9</b>	
8	-59.8	<b>-59.8</b>	156.4	<b>4.4</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.87	8.04	7.60	4.02	<b>-145.9</b>	<b>214.9</b>	
9	35.7	<b>35.7</b>	0.0	<b>43.0</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	<b>188.2</b>	<b>194.8</b>	
12	5.8	<b>7.1</b>	14.6	<b>9.0</b>	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	<b>76.1</b>	<b>62.2</b>	
13	20.2	<b>23.6</b>	23.3	<b>17.5</b>	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.79	8.23	4.84	4.02	<b>149.0</b>	<b>75.1</b>	
14	35.4	<b>40.7</b>	29.9	<b>24.2</b>	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	<b>214.3</b>	<b>81.6</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

### Prefabbricato tipo u90TM

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

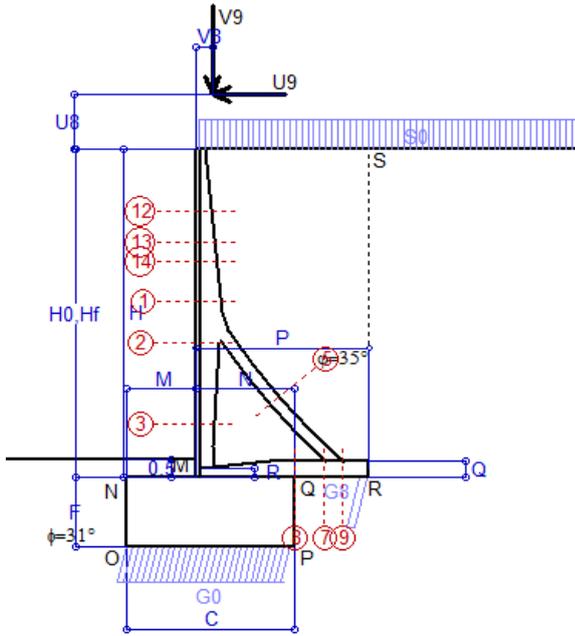
#### Dati geometrici della fondazione:

	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.90	
	I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	1309.1	897.6
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.52°	9.41°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	314.7	148.8
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.50	4.50
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.25	2.25
	D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.40	2.40
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	588.52	698.08
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.15	1.15
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.58	0.70
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	0.984
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	290.12	352.00
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.16	1.16
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.56	0.68
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	0.991
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	491.52	635.33
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.47	0.62
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	0.984
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	1.370	1.685
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	Capacità portante, tenuto conto di γ <sub>R</sub>	kN	4404.1	6320.3
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1309.1	897.6
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Dati

$H_m = 9.00$  m  
 $C = 4.50$  m  
 $F = 1.90$  m  
 $M = 1.85$  m  
 $N = 2.65$  m  
 $P = 4.65$  m  
 $Q = 0.45$  m  
 $U_v = 1.50$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $R = 0.25$  m

### Condizione di carico "Vento"

**Prefabbricato tipo u90TM**  
 $H_0 = 9.00$  m  
 Altezza della terra contro il pannello  $H = 9.00$  m  
 Sovraccarico sul rilevato  $S_0 = 20.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 Angolo d'attrito della terra  $\varphi = 35.00^\circ$   
 Peso specifico della terra  $P_0 = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 Peso specifico del calcestruzzo  $Q_0 = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  $R_0 = 0.600$   
 Forza orizzontale concentrata  $U_9 = 3.875$  kN/cad  
 Forza verticale concentrata in cima  $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 Pendenza del rilev. lontano dal muro  $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)  $K_1 = 0.271$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 9.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 0.00^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	256.8	1,258.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	73.2	468.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	113.2	366.6
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1,037.3	4,407.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	4.7	57.7	4.5	10.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	14.4	7.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	277.9	625.2
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 349.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,791.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,432.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5,409.2</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 107.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.26$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1325.3$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.295$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 13.7^\circ$   
**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1432.9 * 0.6) / 1.1 = 781.6 > E_d = 349.1$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (5409.2) / 1.15 = 4703.6 > E_d = 1791.6$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (2647.2) / 1.15 = 2301.9 > E_d = 1148.5$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 665$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 382$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	192.0	<b>212.2</b>	70.0	<b>66.4</b>	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.10	16.46	4.84	5.03	<b>400.9</b>	<b>117.7</b>
2	123.5	<b>138.0</b>	396.9	<b>-102.5</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.10	8.23	8.64	10.77	<b>253.5</b>	<b>-203.1</b>
3	-28.1	<b>-28.1</b>	458.0	<b>0.0</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	15.48	5.09	8.64	4.59	<b>-247.8</b>	<b>94.4</b>
5	-23.4	<b>-23.4</b>	-396.8	<b>35.8</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.31	10.30	12.25	6.01	<b>-67.2</b>	<b>59.0</b>
7	-41.8	<b>-26.3</b>	255.0	<b>-102.7</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.28	12.60	7.60	11.01	<b>-164.6</b>	<b>-227.9</b>
8	-26.1	<b>-26.1</b>	255.0	<b>26.5</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.32	8.04	7.60	4.02	<b>-164.7</b>	<b>227.9</b>
9	50.2	<b>50.2</b>	0.0	<b>60.6</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	<b>188.2</b>	<b>194.8</b>
12	34.7	<b>38.4</b>	24.2	<b>19.8</b>	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	3.00	5.09	4.84	4.02	<b>77.0</b>	<b>59.1</b>
13	69.2	<b>76.6</b>	37.5	<b>33.2</b>	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.86	8.23	4.84	4.02	<b>150.8</b>	<b>70.8</b>
14	100.8	<b>111.4</b>	47.3	<b>42.9</b>	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.51	10.78	4.84	4.02	<b>216.8</b>	<b>76.7</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

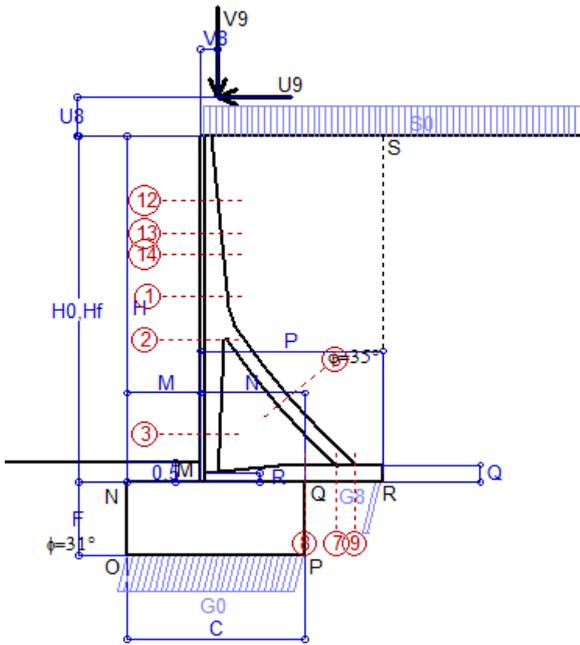
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.85$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_y = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 9.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.6	968.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	48.8	312.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	87.1	282.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	783.6	3,330.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	136.0	3.0	6.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.1	5.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	213.8	480.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 268.9</math></b>	<b><math>M_9 = 1,421.8</math></b>	<b><math>P_9 = 1,087.4</math></b>	<b><math>M_8 = 4,100.1</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 62.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1024.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.228$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.9^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1087.4 * 0.6) / 1.1 = 593.1 > E_d = 268.9$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (4100.1) / 1.15 = 3565.3 > E_d = 1421.8$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (2002.9) / 1.15 = 1741.6 > E_d = 926.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 513$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 298$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 8.34

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	188.3	<b>205.0</b>	51.7	<b>50.3</b>	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.02	16.46	4.84	5.03	<b>397.5</b>	<b>122.8</b>
2	131.9	<b>144.1</b>	324.8	<b>-79.3</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.80	8.23	8.64	10.77	<b>240.8</b>	<b>-207.1</b>
3	-6.0	<b>-6.0</b>	379.1	<b>0.0</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	13.44	5.09	8.64	4.59	<b>-231.2</b>	<b>89.0</b>
5	-17.6	<b>-17.6</b>	-325.3	<b>27.0</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.84	10.30	12.25	6.01	<b>-75.5</b>	<b>59.0</b>
7	-16.3	<b>-5.3</b>	209.1	<b>-73.3</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.10	12.60	7.60	11.01	<b>-155.9</b>	<b>-221.8</b>
8	-0.5	<b>-0.5</b>	209.1	<b>24.7</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.11	8.04	7.60	4.02	<b>-155.9</b>	<b>221.8</b>
9	43.7	<b>43.7</b>	0.0	<b>52.5</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	<b>188.2</b>	<b>194.8</b>
12	49.6	<b>53.4</b>	17.5	<b>17.1</b>	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.97	5.09	4.84	4.02	<b>76.4</b>	<b>60.9</b>
13	82.9	<b>89.7</b>	27.3	<b>26.4</b>	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.81	8.23	4.84	4.02	<b>149.5</b>	<b>73.8</b>
14	111.1	<b>120.4</b>	34.6	<b>33.2</b>	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.46	10.78	4.84	4.02	<b>215.0</b>	<b>80.3</b>

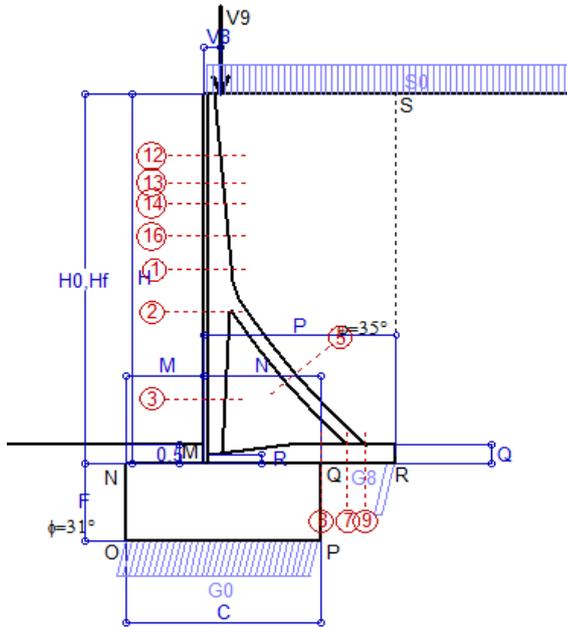
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.05$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	317.1	1,722.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	81.3	577.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	137.4	489.7
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1,247.4	5,840.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	11.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	21.3	10.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	351.5	905.1
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 419.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2,310.7</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,740.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 7,246.9</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 114.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.25$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1626.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 5.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.316$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.6^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1740.9 * 0.6) / 1.1 = 949.6 > E_d = 419.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (7246.9) / 1.15 = 6301.6 > E_d = 2310.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (3493.6) / 1.15 = 3037.9 > E_d = 1463.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 804$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 470$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$  Freccia in cima al pannello mm 4.18

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	226.0	252.1	85.4	81.4	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	7.08	20.36	4.84	5.03	543.7	127.6
2	142.7	161.0	460.9	-121.4	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.93	10.18	9.36	10.26	347.2	-212.1
3	-46.4	-46.4	531.5	0.0	51.3	46.2	27.0	27.0	-	15.10	5.09	9.36	4.63	-297.4	117.4
5	-31.4	-31.4	-455.6	44.3	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.61	15.27	15.27	6.67	-88.8	65.7
7	-32.3	-17.1	292.9	-92.8	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.76	14.20	8.42	12.21	-206.2	-250.1
8	-13.8	-13.8	292.9	2.5	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.85	9.11	8.42	4.61	-206.5	250.1
9	66.2	66.2	0.0	73.0	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4
12	15.9	18.8	24.0	19.0	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.99	5.09	4.84	4.02	76.6	58.8
13	39.6	45.5	35.2	30.2	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.69	7.63	4.84	4.02	135.7	69.0
14	67.1	75.9	45.1	40.1	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.35	10.18	4.84	4.02	199.9	75.2
16	130.6	146.5	63.4	58.8	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.65	15.27	4.84	4.02	351.2	92.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

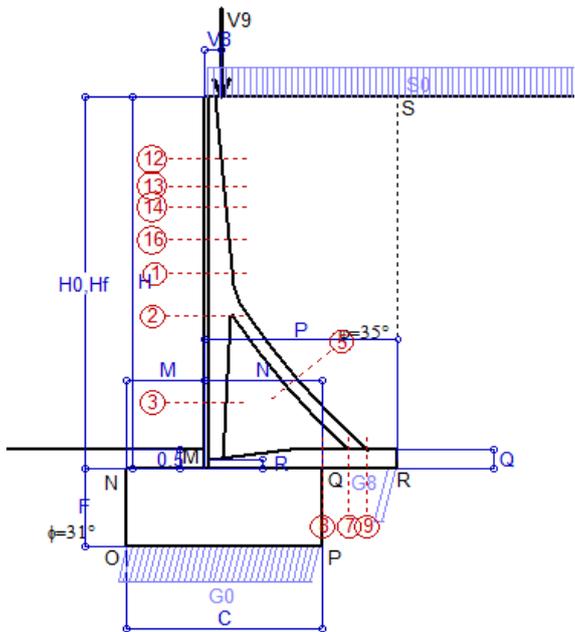
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b>	<b>u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello		$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$	
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>	
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>	
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>	
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$	
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad	

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1,325.14	0.00	0.00
54.20	384.81	0.00	0.00
0.00	0.00	105.72	376.66
0.00	0.00	943.88	4,420.81
0.00	0.00	3.00	7.50
16.39	8.35	0.00	0.00
0.00	0.00	270.37	696.22
<b><math>S_9 = 314.48</math></b>	<b><math>M_9 = 1,718.30</math></b>	<b><math>P_9 = 1,322.98</math></b>	<b><math>M_8 = 5,501.18</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.442  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.524  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 95.41$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.27$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1227.57$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 5.15$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.238$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.4^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.75

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	164.8	63.4	83.3	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	114	4.02	38	<b>0.064</b>
2	103.4	350.2	-96.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	54	4.21	38	<b>0.000</b>
3	-37.9	406.3	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-5	3.85	38	<b>0.000</b>
5	-19.8	-337.6	31.8	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	170	0.00	38	<b>0.109</b>
7	-32.4	217.0	-74.3	125.0	50.0	44.8	14.20	8.42	3	1.07	40	<b>0.000</b>
8	-21.4	217.0	0.0	125.0	50.0	44.8	9.11	8.42	0	0.74	40	<b>0.000</b>
9	49.9	0.0	55.1	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	82	2.59	40	<b>0.000</b>
12	11.2	17.3	16.1	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	52	1.42	38	<b>0.000</b>
13	28.2	25.6	27.5	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	77	2.12	38	<b>0.000</b>
14	48.1	33.0	38.2	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	89	2.63	38	<b>0.000</b>
16	94.5	46.8	58.4	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	101	3.29	38	<b>0.044</b>

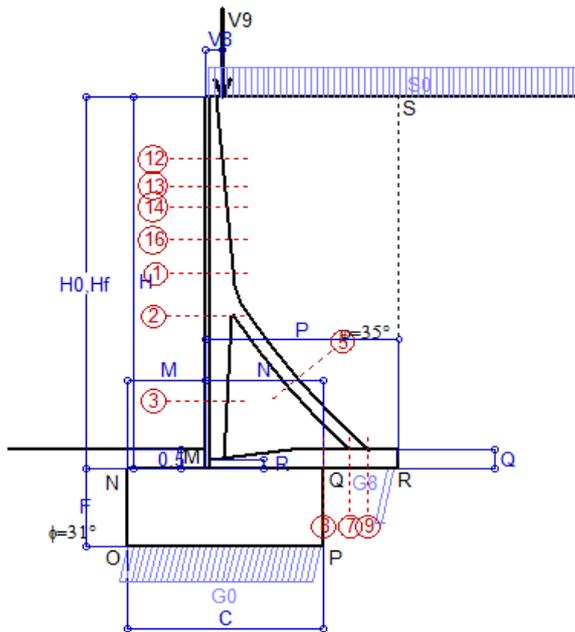
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b>	<b>u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello		$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$	
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>	
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>	
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>	
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$	
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad	

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1,325.14	0.00	0.00
40.65	288.60	0.00	0.00
0.00	0.00	105.72	376.66
0.00	0.00	918.38	4,303.51
0.00	0.00	3.00	7.50
16.26	8.32	0.00	0.00
0.00	0.00	270.37	696.22
<b><math>S_9 = 300.80</math></b>	<b><math>M_9 = 1,622.07</math></b>	<b><math>P_9 = 1,297.48</math></b>	<b><math>M_8 = 5,383.88</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
  - Spinta del sovraccar. su R-S x 1
  - Peso struttura (parete+platea) x 1
  - Peso terra e sovraccarico x 1
  - Forze concentrate (U9+V9) x 1
  - Spinta della terra sulla fondaz. x 1
  - Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.541

GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.588

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 106.81$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.30$  m

Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1190.67$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 5.15$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.231$  MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.1^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.20

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	148.2	60.5	76.6	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	102	3.63	38	<b>0.050</b>
2	89.5	330.4	-91.5	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	39	3.64	38	<b>0.000</b>
3	-42.0	384.0	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-4	3.99	38	<b>0.000</b>
5	-19.1	-316.5	30.7	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	161	0.00	38	<b>0.105</b>
7	-44.7	203.4	-78.9	125.0	50.0	44.8	14.20	8.42	18	1.89	40	<b>0.000</b>
8	-38.6	203.4	0.0	125.0	50.0	44.8	9.11	8.42	9	1.46	40	<b>0.000</b>
9	48.8	0.0	53.9	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	81	2.54	40	<b>0.000</b>
12	9.2	16.3	13.8	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	42	1.17	38	<b>0.000</b>
13	24.1	24.2	24.2	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	65	1.82	38	<b>0.000</b>
14	41.7	31.3	34.0	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	77	2.29	38	<b>0.000</b>
16	83.8	44.5	53.0	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	89	2.93	38	<b>0.000</b>

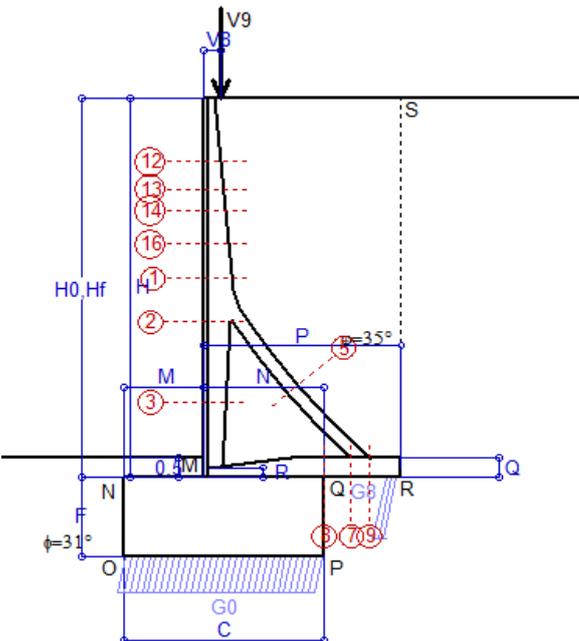
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1,325.14	0.00	0.00
0.00	0.00	105.72	376.66
0.00	0.00	841.88	3,951.61
0.00	0.00	3.00	7.50
15.85	8.22	0.00	0.00
0.00	0.00	270.37	696.22
<b><math>S_9 = 259.74</math></b>	<b><math>M_9 = 1,333.37</math></b>	<b><math>P_9 = 1,220.98</math></b>	<b><math>M_8 = 5,031.98</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.936  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.820  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 137.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.38$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1083.50$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 5.13$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.211$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

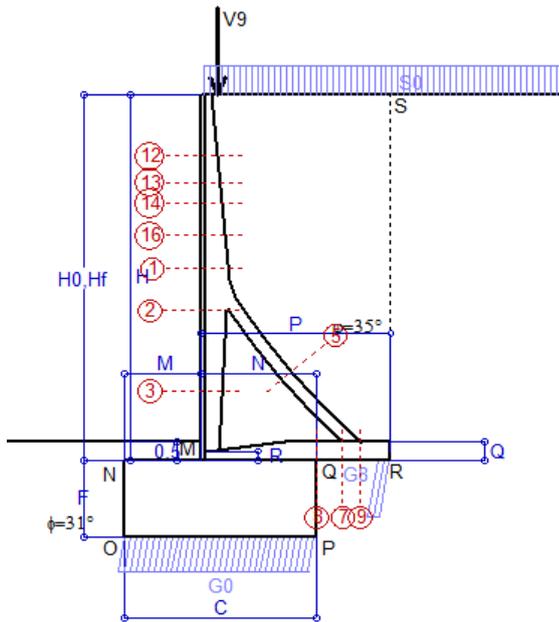
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	98.6	51.9	56.7	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	66	2.44	38	<b>0.000</b>
2	47.8	271.3	-75.5	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	5	1.98	38	<b>0.000</b>
3	-54.9	317.0	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-1	4.51	38	<b>0.000</b>
5	-17.1	-253.2	27.6	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	134	0.00	38	<b>0.082</b>
7	-75.0	162.8	-88.3	125.0	50.0	44.8	14.20	8.42	112	4.46	40	<b>0.000</b>
8	-80.2	162.8	0.0	125.0	50.0	44.8	9.11	8.42	126	4.87	40	<b>0.000</b>
9	45.6	0.0	50.4	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	75	2.37	40	<b>0.000</b>
12	3.1	13.3	6.9	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	10	0.42	38	<b>0.000</b>
13	11.6	19.9	14.2	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	28	0.91	38	<b>0.000</b>
14	22.7	25.9	21.7	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	39	1.28	38	<b>0.000</b>
16	51.4	37.5	36.9	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	52	1.83	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

$H_m = 10.00$  m  
 $C = 5.15$  m  
 $F = 2.10$  m  
 $M = 2.05$  m  
 $N = 3.10$  m  
 $P = 5.10$  m  
 $Q = 0.50$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

Acceleraz orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u100TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 10.00$  m  
 $H = 10.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $i_9 = 0.0\%$   
 $i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.274$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 10.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 5.81^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.07$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	245.0	1,331.3	24.9	178.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.9	77.3	1.1	7.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.9	12.7	104.3	371.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	23.3	171.4	850.3	3,989.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	7.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	18.6	9.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.5	7.9	266.6	686.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-93.0*	-80.6*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 308.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,610.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,250.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5,241.1</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 121.7$  kN    Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1128.5$  kN    Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 5.15$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.219$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 9.8^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1250.3 * 0.6 + 93) / 1.0 = 843.1 > E_d = 308.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 559$  kN    Lato monte (punto Q)  $G_7 = 302$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.260$   
 Freccia in cima al pannello mm  $0.98$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	120.3	135.9	55.9	50.2	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.95	20.36	4.84	5.03	537.2	135.2
2	63.0	75.1	305.4	-87.0	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.28	10.18	9.36	10.26	314.2	-217.7
3	-54.4	-54.4	356.5	1.5	51.3	46.2	27.0	27.0	-	11.48	5.09	9.36	4.63	-256.7	103.5
5	-21.2	-21.2	-290.6	29.9	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	6.46	15.27	15.27	6.67	-107.5	65.7
7	-62.4	-46.7	186.8	-89.0	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.33	14.20	8.42	12.21	-183.7	-235.8
8	-66.4	-66.4	186.8	0.0	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.37	9.11	8.42	4.61	-183.8	235.8
9	46.8	46.8	0.0	51.7	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4
12	5.3	6.6	14.4	8.5	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.7	61.9
13	16.3	19.2	21.5	15.3	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.62	7.63	4.84	4.02	134.0	73.2
14	30.2	34.9	28.1	21.7	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.27	10.18	4.84	4.02	197.4	80.2
16	64.9	73.8	40.5	34.3	66.0	58.8	124.0	22.4	73°, 1.0	5.56	15.27	4.84	4.02	347.1	92.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

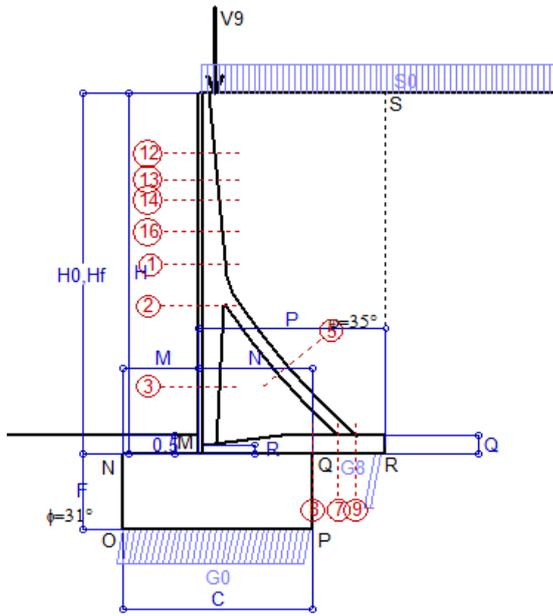
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 10.00$  m  
 $C = 5.15$  m  
 $F = 2.10$  m  
 $M = 2.05$  m  
 $N = 3.10$  m  
 $P = 5.10$  m  
 $Q = 0.50$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

**Acceleraz. orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u100TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 10.00$  m  
 $H = 10.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $i_9 = 0.0\%$   
 $i_8 = 0.0\%$

#### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.277$   
 $H = 10.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 $K_3 = 0.269$   
 $K_p = 3.05$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	246.5	1,339.2	37.4	267.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.0	77.8	1.7	11.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	4.4	19.1	103.5	368.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	35.0	257.4	844.3	3,961.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	7.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	20.1	10.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	11.2	11.8	264.8	681.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-92.2*	-79.9*	0.0*	0.0*
*non sommati				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 328.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,715.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,254.7</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5,299.0</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 107.3$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.30$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1147.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 5.15$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.223$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 10.7^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (5299 + 79.9) / 1.0 = 5378.9 > E_d = 1715.3$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (2587.8) / 1.0 = 2587.8 > E_d = 1070$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 564$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 318$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm 1.05  
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	125.2	141.3	56.9	52.1	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.96	20.36	4.84	5.03	537.4	134.7
2	65.8	78.4	315.2	-90.0	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.32	10.18	9.36	10.26	316.3	-217.2
3	-55.8	-55.8	368.0	2.3	51.3	46.2	27.0	27.0	-	11.67	5.09	9.36	4.63	-259.6	104.4
5	-21.2	-21.2	-301.5	29.9	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	6.40	15.27	15.27	6.67	-106.3	65.7
7	-47.9	-34.6	193.8	-78.2	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.36	14.20	8.42	12.21	-185.2	-236.8
8	-43.4	-43.4	193.8	0.0	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.40	9.11	8.42	4.61	-185.3	236.8
9	47.0	47.0	0.0	52.0	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4
12	5.7	7.0	14.5	8.9	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.7	61.8
13	17.1	20.1	21.8	15.9	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.62	7.63	4.84	4.02	134.0	73.0
14	31.6	36.4	28.4	22.6	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.27	10.18	4.84	4.02	197.5	79.9
16	67.6	76.9	41.2	35.6	66.0	58.8	124.0	22.4	73°, 1.0	5.56	15.27	4.84	4.02	347.2	91.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u100TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

	Natura di terreno di fondazione	Unità LSA (limo sabbioso argilloso)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	14	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

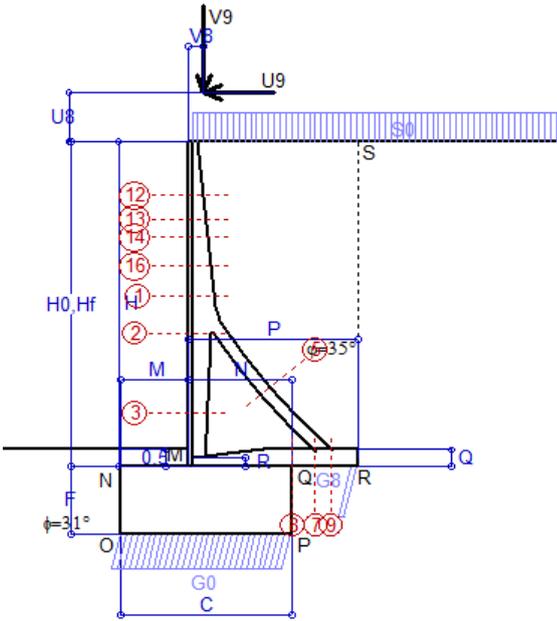
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	2.10	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>1626.0</b>	<b>1128.5</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.55°	9.77°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	392.0	194.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	5.15	5.15
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.58	2.58
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.60	2.60
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>631.94</b>	<b>739.56</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.14	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.58	0.69
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>287.43</b>	<b>343.73</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.15	1.15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.55	0.67
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>558.32</b>	<b>708.94</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.47	0.60
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	1.478	1.792
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>5435.8</b>	<b>7691.7</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1626.0	1128.5
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.05$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 1.50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 3.875$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	317.1	1 722.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	81.3	577.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	137.4	489.7
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1 247.4	5 840.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	4.7	63.2	4.5	11.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	21.3	10.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	351.5	905.1
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 424.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 374.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 740.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 7 246.9</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 98.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.21$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1642.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 5.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.319$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.7^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa verificato essendo		$Rd = (1740.9 * 0.6) / 1.1 = 949.6$	$> Ed = 424.3$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (7246.9) / 1.15 = 6301.6$	$> Ed = 2374$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (3493.6) / 1.15 = 3037.9$	$> Ed = 1516.8$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 812$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 479$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B <sub>5</sub> lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	262.3	<b>289.6</b>	85.4	<b>81.6</b>	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	7.08	20.36	4.84	5.03	<b>543.7</b>	<b>127.6</b>	
2	174.8	<b>194.2</b>	476.2	<b>-122.2</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.99	10.18	9.36	10.26	<b>350.4</b>	<b>-212.1</b>	
3	-32.1	<b>-32.1</b>	550.5	<b>0.0</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	15.51	5.09	9.36	4.63	<b>-301.5</b>	<b>118.9</b>	
5	-31.4	<b>-31.4</b>	-475.6	<b>44.3</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.51	15.27	15.27	6.67	<b>-86.5</b>	<b>65.7</b>	
7	-16.9	<b>-2.7</b>	305.7	<b>-87.7</b>	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.81	14.20	8.42	12.21	<b>-208.9</b>	<b>-251.8</b>	
8	5.5	<b>5.5</b>	305.7	<b>7.5</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	6.10	9.11	8.42	4.61	<b>221.0</b>	<b>252.7</b>	
9	75.4	<b>75.4</b>	0.0	<b>83.2</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	<b>238.5</b>	<b>211.4</b>	
12	34.2	<b>37.8</b>	24.0	<b>19.6</b>	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.99	5.09	4.84	4.02	<b>76.6</b>	<b>58.8</b>	
13	62.2	<b>68.8</b>	35.2	<b>30.7</b>	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.69	7.63	4.84	4.02	<b>135.7</b>	<b>69.0</b>	
14	92.8	<b>102.6</b>	45.1	<b>40.5</b>	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.35	10.18	4.84	4.02	<b>199.9</b>	<b>75.2</b>	
16	161.6	<b>178.5</b>	63.4	<b>59.0</b>	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.65	15.27	4.84	4.02	<b>351.2</b>	<b>92.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

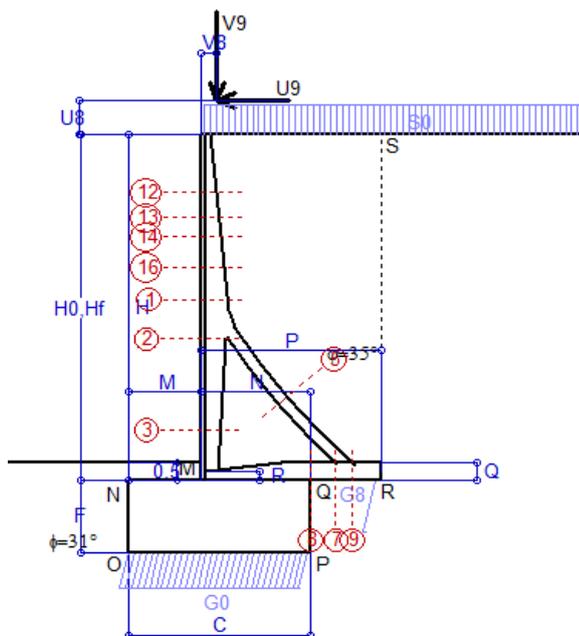
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.9	1,325.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	54.2	384.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	105.7	376.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	943.9	4,420.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	149.8	3.0	7.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	16.4	8.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	270.4	696.2
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 325.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,868.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,323.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5,501.2</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 56.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.16$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1266.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 5.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_f = 0.246$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.8^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (1323 * 0.6) / 1.1 = 721.6 > E_d = 325.9$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (5501.2) / 1.15 = 4783.6 > E_d = 1868.1$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (2647.1) / 1.15 = 2301.9 > E_d = 1209.7$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 624$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 371$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$  Freccia in cima al pannello mm  $8.63$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	245.8	<b>268.0</b>	63.4	<b>61.6</b>	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.98	20.36	4.84	5.03	<b>538.8</b>	<b>133.5</b>	
2	175.0	<b>190.9</b>	386.2	<b>-93.7</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.62	10.18	9.36	10.26	<b>331.4</b>	<b>-216.7</b>	
3	-7.1	<b>-7.1</b>	451.3	<b>0.0</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	13.37	5.09	9.36	4.63	<b>-279.5</b>	<b>111.0</b>	
5	-23.7	<b>-23.7</b>	-384.6	<b>33.4</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.98	15.27	15.27	6.67	<b>-96.9</b>	<b>65.7</b>	
7	4.7	<b>14.7</b>	247.2	<b>-62.2</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	6.71	14.20	8.42	12.21	<b>290.2</b>	<b>-244.8</b>	
8	24.9	<b>24.9</b>	247.2	<b>10.1</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.83	9.11	8.42	4.61	<b>208.7</b>	<b>244.8</b>	
9	67.3	<b>67.3</b>	0.0	<b>74.4</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	<b>238.5</b>	<b>211.4</b>	
12	49.0	<b>52.7</b>	17.3	<b>17.0</b>	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	<b>76.0</b>	<b>60.6</b>	
13	76.3	<b>82.5</b>	25.6	<b>24.6</b>	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.64	7.63	4.84	4.02	<b>134.5</b>	<b>71.7</b>	
14	104.0	<b>112.7</b>	33.0	<b>31.4</b>	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.29	10.18	4.84	4.02	<b>198.1</b>	<b>78.6</b>	
16	162.9	<b>177.1</b>	46.8	<b>44.9</b>	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.58	15.27	4.84	4.02	<b>348.2</b>	<b>91.4</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

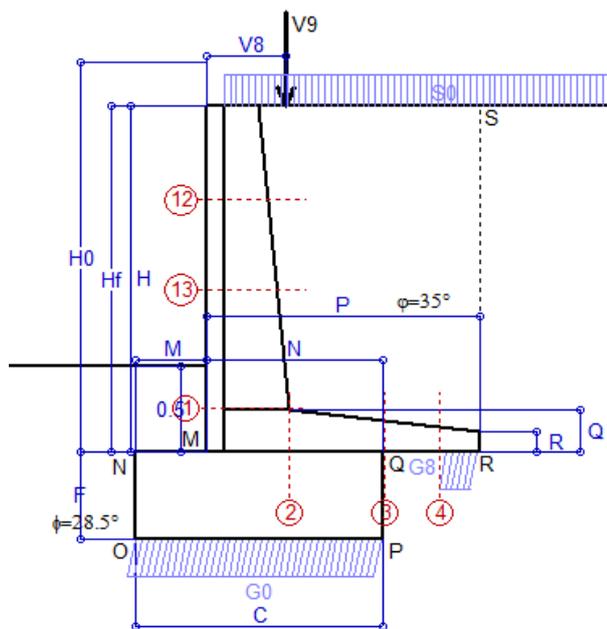
## **ALLEGATO 3**

**Schede di verifica dei muri di sostegno h= 2,00 ÷ 11,00 m; con guard rail; falda assente; categoria geotecnica ALF; fondazione diretta.**

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u22NM</b>	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	12.7	14.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16.3	24.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	18.3	15.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	105.8	128.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	3.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.0	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	22.7	15.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 29.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 39.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 151.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 163.9</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 17.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 133.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.096$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 11.2^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (151.4 * 0.543) / 1.1 = 74.7$	$> Ed = 29.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (163.9) / 1.15 = 142.6$	$> Ed = 39.3$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (96.5) / 1.15 = 84.0$	$> Ed = 24.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 65$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 46$ kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	16.2	16.2	25.5	19.5	47.2	40.5	114.2	14.2	45°, 1.0	3.19	5.34	5.03	7.61	86.9	145.4	
2	10.5	10.5	0.0	15.7	24.5	19.7	125.0	125.0	45°, 1.0	3.30	8.42	3.05	15.63	63.0	153.3	
3	4.6	4.6	0.0	13.6	18.4	13.8	125.0	125.0	-	2.83	6.48	3.05	0.00	36.5	87.1	
4	-0.4	-0.4	0.0	0.5	14.6	9.8	125.0	125.0	-	2.05	3.89	3.05	0.00	-16.6	60.2	
12	-0.4	0.2	11.9	5.9	35.0	30.1	12.8	12.8	73°, 1.0	9.51	3.08	5.03	3.96	-54.1	49.2	
13	4.8	6.2	17.7	11.7	40.2	32.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.75	4.21	5.03	3.96	56.9	52.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u22NM	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	11.38	0.00	0.00
10.84	16.26	0.00	0.00
0.00	0.00	14.11	11.87
0.00	0.00	76.64	93.44
0.00	0.00	3.00	2.55
0.73	0.10	0.00	0.00
0.00	0.00	17.50	12.25
<b><math>S_9 = 21.33</math></b>	<b><math>M_9 = 27.74</math></b>	<b><math>P_9 = 111.25</math></b>	<b><math>M_8 = 120.11</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.76	11.38	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	10.84	16.26	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	14.11	11.87
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	76.64	93.44
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	2.55
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.73	0.10	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	17.50	12.25
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>				

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.057
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	2.832
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 13.69 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 97.56 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 =$	1.40 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.070 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	10.9°

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.25

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

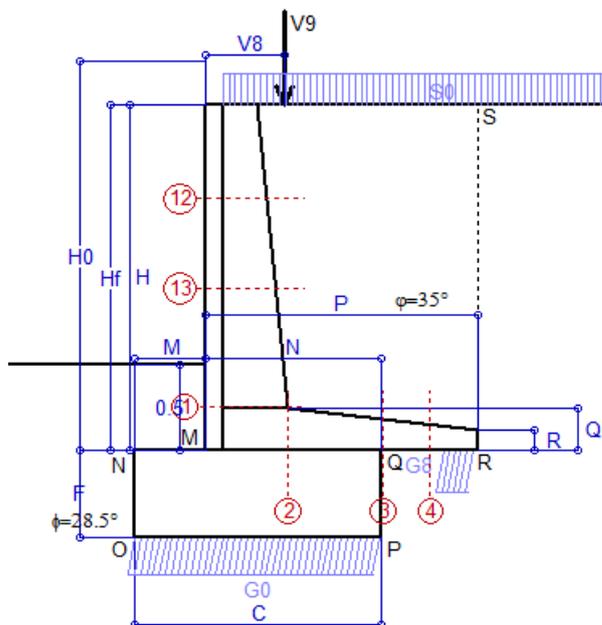
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	11.4	18.4	16.2	114.2	47.2	40.5	5.34	5.03	46	1.28	38	<b>0.000</b>
2	7.4	0.0	15.8	125.0	24.5	19.7	8.42	3.05	48	1.80	38	<b>0.000</b>
3	2.9	0.0	12.0	125.0	18.4	13.8	6.48	3.05	34	1.40	38	<b>0.000</b>
4	-0.4	0.0	0.0	125.0	14.8	9.9	3.94	3.05	13	0.48	38	<b>0.000</b>
12	-0.2	8.4	3.8	12.8	35.0	30.1	3.08	5.03	0	0.11	38	<b>0.000</b>
13	3.4	12.7	8.8	113.5	40.2	32.7	4.21	5.03	18	0.62	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u22NM	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.76	11.38	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	8.13	12.19	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	14.11	11.87
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	68.89	84.34
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	2.55
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.72	0.10	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	17.50	12.25
<b>Totale</b>	<b><math>S_9 = 18.61</math></b>	<b><math>M_9 = 23.67</math></b>	<b><math>P_9 = 103.50</math></b>	<b><math>M_8 = 111.01</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.398  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 3.021  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 14.00$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.19$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 89.50$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.40$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.064$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 10.2^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.20

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

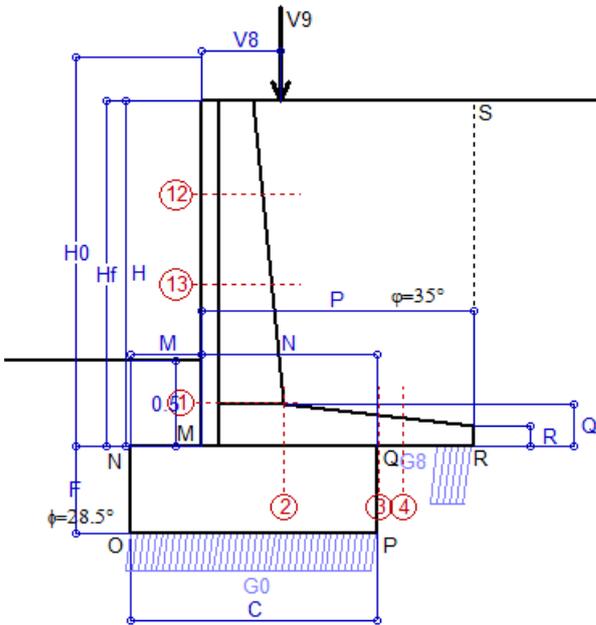
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	9.4	17.4	13.9	114.2	47.2	40.5	5.34	5.03	37	1.06	38	<b>0.000</b>
2	6.1	0.0	13.5	125.0	24.5	19.7	8.42	3.05	39	1.48	38	<b>0.000</b>
3	1.8	0.0	9.1	125.0	18.4	13.8	6.48	3.05	21	0.88	38	<b>0.000</b>
4	-0.7	0.0	0.0	125.0	15.1	10.3	4.04	3.05	19	0.71	38	<b>0.000</b>
12	-0.4	8.1	3.0	12.8	35.0	30.1	3.08	5.03	0	0.16	38	<b>0.000</b>
13	2.5	12.0	7.3	113.5	40.2	32.7	4.21	5.03	12	0.47	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u22NM	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.76	11.38	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	14.11	11.87
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	45.64	57.02
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	2.55
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.68	0.10	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	17.50	12.25
<b>Totale</b>	<b><math>S_9 = 10.44</math></b>	<b><math>M_9 = 11.48</math></b>	<b><math>P_9 = 80.25</math></b>	<b><math>M_8 = 83.69</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 7.125  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . = 4.176  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 14.82$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.21$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 65.43$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.40$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.047$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 7.4^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

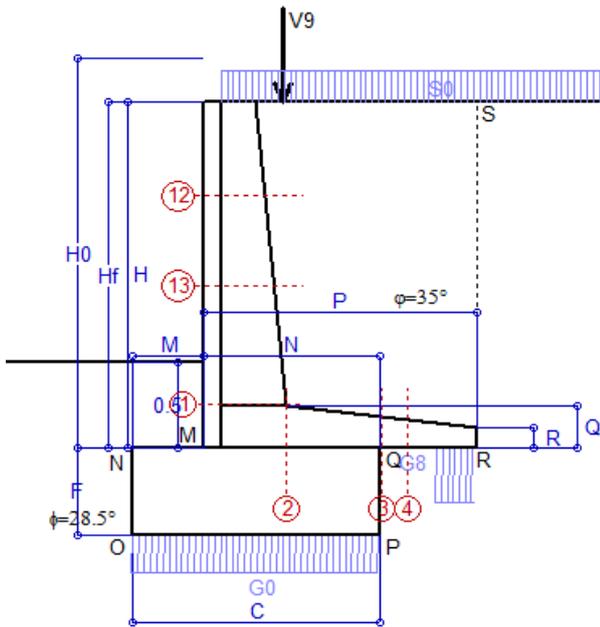
Freccia in cima al pannello mm 0.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	3.2	14.4	6.9	114.2	47.2	40.5	5.34	5.03	9	0.39	38	<b>0.000</b>
2	2.1	0.0	7.7	125.0	24.5	19.7	8.42	3.05	14	0.51	38	<b>0.000</b>
3	-1.3	0.0	0.4	125.0	18.4	13.5	6.48	3.05	30	0.97	38	<b>0.000</b>
4	-1.8	0.0	0.0	125.0	16.7	11.8	4.52	3.05	47	1.60	38	<b>0.000</b>
12	-1.2	7.1	0.7	12.8	35.0	30.1	3.08	5.03	0	0.36	38	<b>0.000</b>
13	0.0	10.1	2.9	13.5	40.2	35.3	4.21	5.03	0	0.07	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 2.00 m
- C = 1.40 m
- F = 0.50 m
- M = 0.40 m
- N = 1.00 m
- P = 1.55 m
- Q = 0.25 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 0.0 m
- R = 0.12 m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prefabbricato tipo u22NM**
- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- a<sub>g</sub>/g = 0.061**
- H<sub>0</sub> = 2.25 m
- H = 2.00 m
- S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 35°
- R<sub>0</sub> = 0.543
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = 0.38**
- U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad
- l<sub>9</sub> = 0.0%
- l<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K<sub>1</sub> = 0.274
- agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 2.00 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 5.81°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.260
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 2.78
- (Dati: φ = 28.50° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	9.8	11.4	1.0	1.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.2	3.3	0.2	0.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.4	13.9	11.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	1.3	2.0	51.1	63.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	2.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.8	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.1	17.3	12.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-12.2*	-4.1*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 14.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 17.4</b>	<b>P<sub>9</sub> = 86.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 92.1</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 16.3 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 70.2 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>t</sub> = 0.050 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 1.8°

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo Rd = (86.5 \* 0.543 + 12.2) / 1.0 = 59.2 > Ed = 14.9

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 34 kN Lato monte (punto Q) G7 = 19 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.11 K<sub>0</sub> = 0.260

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgΘ	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	5.4	5.4	15.5	8.6	47.2	40.5	114.2	14.2	45°, 1.0	3.13	5.34	5.03	7.61	85.9	149.2	
2	3.5	3.5	0.0	8.6	24.5	19.7	125.0	125.0	45°, 1.0	3.30	8.42	3.05	15.63	63.0	153.3	
3	-1.1	-1.1	0.0	1.9	18.4	13.5	125.0	125.0	-	2.72	6.48	3.05	0.00	-23.1	83.4	
4	-1.7	-1.7	0.0	1.8	16.6	11.7	125.0	125.0	-	2.30	4.49	3.05	0.00	-19.6	72.4	
12	-0.9	-0.8	7.4	2.0	35.0	30.1	12.8	12.8	73°, 1.0	9.41	3.08	5.03	3.96	-53.3	51.3	
13	0.8	1.3	10.7	4.5	40.2	32.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.72	4.21	5.03	3.96	56.3	54.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

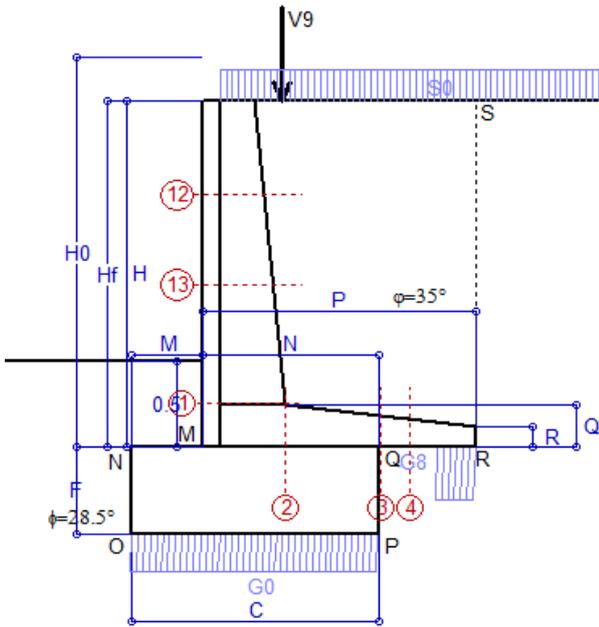
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 2.00$  m  
 $C = 1.40$  m  
 $F = 0.50$  m  
 $M = 0.40$  m  
 $N = 1.00$  m  
 $P = 1.55$  m  
 $Q = 0.25$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u22NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 2.25$  m  
 $H = 2.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.277$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 2.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.75$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	9.9	11.5	1.5	2.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.2	3.3	0.3	0.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	0.6	13.8	11.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	1.9	3.0	50.8	63.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	2.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.9	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.7	0.2	17.1	12.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-12.1*	-4.0*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	$S_9 = 16.1$	$M_9 = 18.7$	$P_9 = 86.5$	$M_8 = 92.7$

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 15.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.22$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 71.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.40$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.051$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 2.7^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (92.7 + 4) / 1.0 = 96.7 > E_d = 18.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (52.9) / 1.0 = 52.9 > E_d = 11.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 35$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 19$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$   
 Freccia in cima al pannello mm  $0.12$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	5.7	5.7	15.6	8.9	47.2	40.5	114.2	14.2	45°, 1.0	3.13	5.34	5.03	7.61	85.9	149.0
2	3.7	3.7	0.0	8.6	24.5	19.7	125.0	125.0	45°, 1.0	3.30	8.42	3.05	15.63	63.0	153.3
3	-0.8	-0.8	0.0	2.6	18.4	13.5	125.0	125.0	-	2.72	6.48	3.05	0.00	-23.1	83.4
4	-1.5	-1.5	0.0	1.7	16.4	11.5	125.0	125.0	-	2.27	4.42	3.05	0.00	-19.3	71.0
12	-0.9	-0.7	7.4	2.1	35.0	30.1	12.8	12.8	73°, 1.0	9.41	3.08	5.03	3.96	-53.3	51.3
13	0.9	1.5	10.8	4.7	40.2	32.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.72	4.21	5.03	3.96	56.3	54.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\beta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u22NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità ALF (alluvioni a grana fina)			
	Natura di terreno di fondazione				
φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	φ = rad	0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0		
γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad	0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

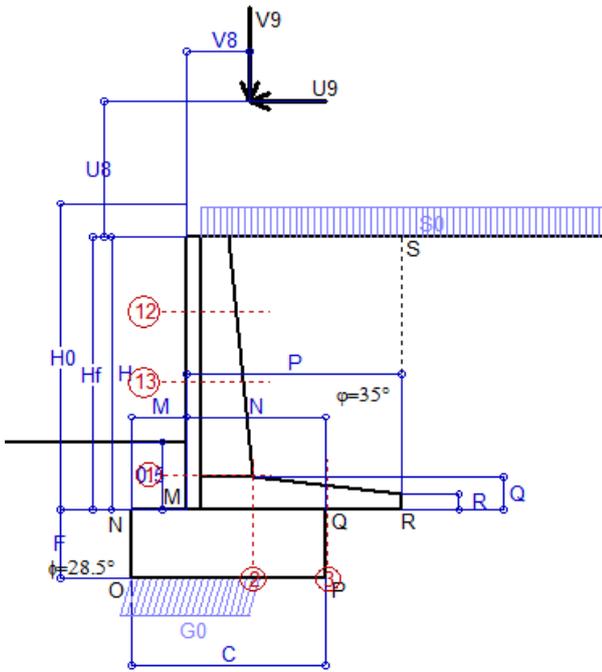
	E Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.50		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>133.8</b>	<b>70.2</b>
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	11.17°	1.78°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	26.4	2.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.40	1.40
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.70	0.70
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.00	1.00
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	<b>213.73</b>	<b>305.80</b>
Coefficiente base	N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]		1.21	1.21
Inclinazione letto di posa	b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>q</sub> #RIF!		0.64	0.94
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.23	1.23
Inclinazione letto di posa	b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		0.62	0.93
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>	kN/m <sup>2</sup>	<b>114.49</b>	<b>197.75</b>
Coefficiente base	N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>γ</sub> = 1.00		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>γ</sub> #RIF!		0.52	0.91
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.328	0.504
γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	kN	<b>328.2</b>	<b>587.5</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	133.8	70.2
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u22NM</b>	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.8	11.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	10.8	16.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	14.1	11.9
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	76.6	93.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	40.0	3.0	2.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	17.5	12.2
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 32.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 67.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 111.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 120.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 111.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 0.94$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.118$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 16.4^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (111.3 * 0.543) / 1.1 = 54.9$	$> E_d = 32.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (120.1) / 1.15 = 104.4$	$> E_d = 67.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (70.4) / 1.15 = 61.2$	$> E_d = 51.6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 75$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 19$ kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$  Freccia in cima al pannello mm 1.97

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. trasiata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	49.3	<b>49.3</b>	18.4	<b>18.4</b>	47.2	40.5	114.2	14.2	45°, 1.0	3.15	5.34	5.03	7.61	<b>86.2</b>	<b>147.6</b>	
2	32.1	<b>32.1</b>	0.0	<b>47.8</b>	24.5	19.7	125.0	125.0	45°, 1.0	3.30	8.42	3.05	15.63	<b>63.0</b>	<b>153.3</b>	
3	10.7	<b>10.7</b>	0.0	<b>19.3</b>	18.4	13.8	125.0	125.0	-	2.83	6.48	3.05	0.00	<b>36.5</b>	<b>87.1</b>	
12	21.8	<b>23.3</b>	8.4	<b>9.5</b>	35.0	25.5	112.8	12.8	73°, 1.0	2.38	3.08	5.03	3.96	<b>35.0</b>	<b>42.5</b>	
13	32.8	<b>35.3</b>	12.7	<b>13.1</b>	40.2	32.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.73	4.21	5.03	3.96	<b>56.5</b>	<b>53.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

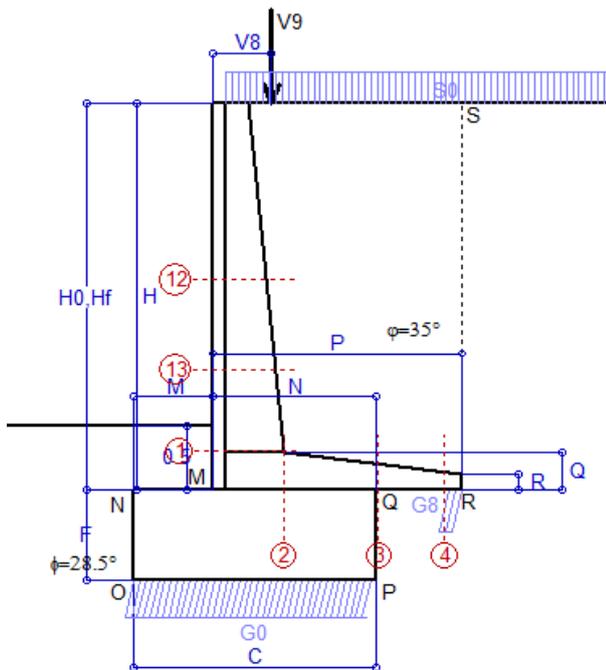
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u30NM</b>	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_V = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	28.5	48.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24.4	53.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	25.7	29.3
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	171.9	274.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	4.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.6	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	42.1	38.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 55.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 102.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 244.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 346.9</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 13.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.10$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 230.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.125$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 12.8^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (244.2 * 0.543) / 1.1 = 120.5 > Ed = 55.5$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (346.9) / 1.15 = 301.7 > Ed = 102.6$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (186.8) / 1.15 = 162.4 > Ed = 65.1$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 111$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 77$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	49.9	<b>49.9</b>	38.7	<b>34.5</b>	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.76	7.10	4.02	6.51	<b>133.7</b>	<b>141.0</b>	
2	32.4	<b>32.4</b>	0.0	<b>42.0</b>	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	<b>103.8</b>	<b>153.3</b>	
3	15.9	<b>15.9</b>	0.0	<b>30.3</b>	20.1	15.2	125.0	125.0	-	3.34	8.56	3.83	7.85	<b>50.8</b>	<b>102.1</b>	
4	-0.3	<b>-0.3</b>	0.0	<b>0.5</b>	13.7	8.6	125.0	125.0	-	2.31	4.58	3.83	0.00	<b>-18.8</b>	<b>53.5</b>	
12	9.7	<b>11.7</b>	20.1	<b>15.3</b>	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.67	4.02	4.02	3.96	<b>55.9</b>	<b>53.4</b>	
13	27.8	<b>32.0</b>	29.9	<b>25.0</b>	47.5	40.0	114.3	14.3	73°, 1.0	3.19	5.56	4.02	3.96	<b>89.6</b>	<b>61.8</b>	

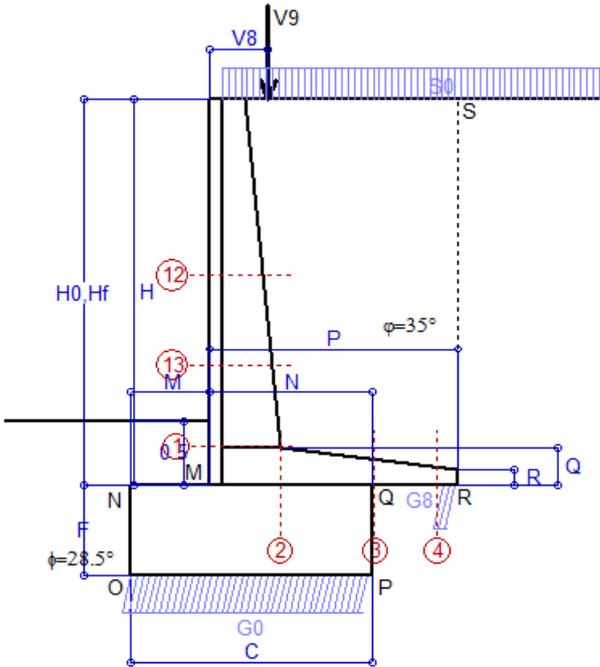
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	37.32	0.00	0.00
16.26	35.77	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	22.50
0.00	0.00	126.38	201.73
0.00	0.00	3.00	3.15
1.99	0.33	0.00	0.00
0.00	0.00	32.37	29.95
<b><math>S_9 = 40.20</math></b>	<b><math>M_9 = 73.41</math></b>	<b><math>P_9 = 181.50</math></b>	<b><math>M_8 = 257.33</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.976  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.452  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 11.73$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.11$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 169.77$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.092$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.21

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

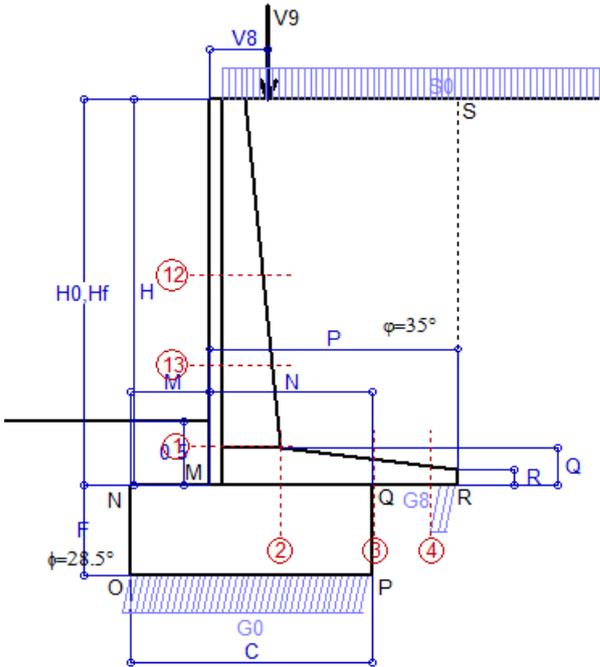
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	35.6	28.2	31.8	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	100	2.63	38	<b>0.000</b>
2	23.2	0.0	42.9	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	88	3.54	40	<b>0.000</b>
3	10.6	0.0	30.9	125.0	20.1	15.2	8.56	3.83	86	3.87	40	<b>0.000</b>
4	-0.4	0.0	0.0	125.0	14.0	8.9	4.68	3.83	9	0.43	40	<b>0.000</b>
12	6.8	14.4	12.4	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	42	1.17	38	<b>0.000</b>
13	19.7	21.6	22.3	114.3	47.5	40.0	5.56	4.02	81	2.13	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u30NM</b>	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	37.32	0.00	0.00
12.19	26.83	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	22.50
0.00	0.00	116.88	187.00
0.00	0.00	3.00	3.15
1.94	0.32	0.00	0.00
0.00	0.00	32.37	29.95
<b>S<sub>9</sub> = 36.08</b>	<b>M<sub>9</sub> = 64.47</b>	<b>P<sub>9</sub> = 172.00</b>	<b>M<sub>8</sub> = 242.60</b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.203  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.588  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 13.96$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.13$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 158.05$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.085$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.00

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

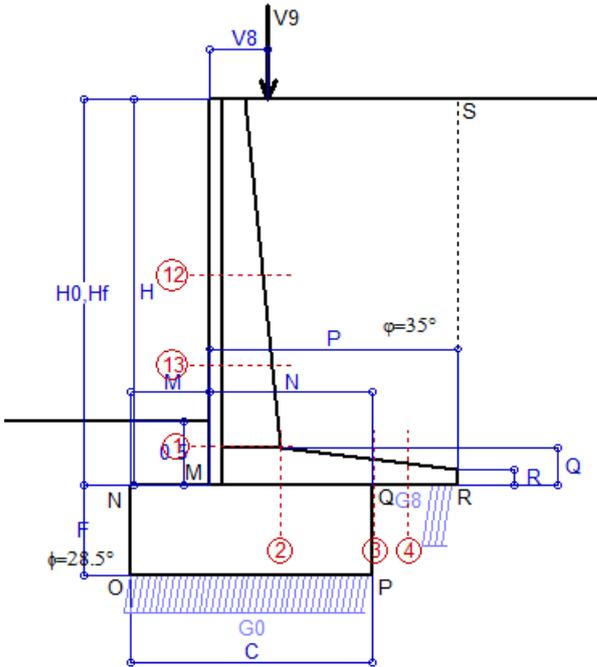
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	30.6	26.7	28.2	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	85	2.28	38	<b>0.000</b>
2	19.9	0.0	36.9	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	76	3.04	40	<b>0.000</b>
3	7.9	0.0	25.2	125.0	20.1	15.2	8.56	3.83	64	2.88	40	<b>0.000</b>
4	-0.6	0.0	0.0	125.0	14.5	9.5	4.86	3.83	15	0.68	40	<b>0.000</b>
12	5.4	13.5	10.5	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	32	0.94	38	<b>0.000</b>
13	16.6	20.4	19.4	114.3	47.5	40.0	5.56	4.02	67	1.81	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	21.95	37.32	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	19.75	22.50
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	88.38	142.83
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	3.15
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.79	0.31	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	32.37	29.95
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 23.74</math></b>	<b><math>M_9 = 37.62</math></b>	<b><math>P_9 = 143.50</math></b>	<b><math>M_8 = 198.43</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.638  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 3.283  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 20.57$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.19$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 122.93$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.066$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 9.4^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

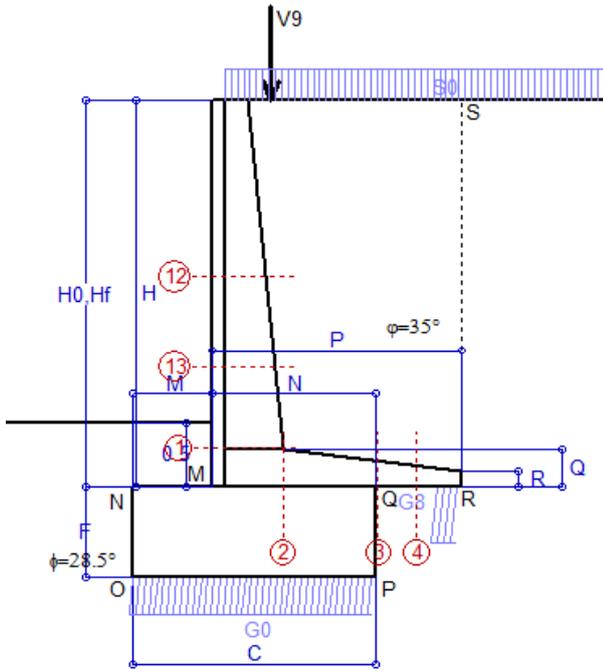
Freccia in cima al pannello mm 0.40

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	15.6	21.9	17.2	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	40	1.20	38	<b>0.000</b>
2	10.1	0.0	22.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	39	1.55	40	<b>0.000</b>
3	0.1	0.0	8.2	125.0	20.1	15.2	8.56	3.83	1	0.05	40	<b>0.000</b>
4	-2.4	0.0	0.0	125.0	16.7	11.7	5.59	3.83	49	1.92	40	<b>0.000</b>
12	1.2	11.1	4.7	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	3	0.22	38	<b>0.000</b>
13	7.1	16.6	10.7	114.3	47.5	40.0	5.56	4.02	25	0.81	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 3.00 m
- C = 1.85 m
- F = 0.70 m
- M = 0.60 m
- N = 1.25 m
- P = 1.90 m
- Q = 0.29 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 0.0 m
- R = 0.12 m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prefabbricato tipo u30NM**
- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- a<sub>g</sub>/g = 0.061**
- H<sub>0</sub> = 3.00 m
- H = 3.00 m
- S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 35°
- R<sub>0</sub> = 0.543
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = 0.38**
- U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad
- l<sub>9</sub> = 0.0%
- l<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K<sub>1</sub> = 0.274
- agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 3.00 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 5.81°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.260
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 2.78
- (Dati: φ = 28.50° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	22.1	37.5	2.2	5.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3.3	7.2	0.3	0.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.8	19.5	22.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.4	5.7	94.7	152.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	3.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.1	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.9	0.3	31.9	29.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-17.6*	-7.0*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 31.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 51.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 151.6</b>	<b>M<sub>8</sub> = 213.8</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 20.3 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 131.4 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>t</sub> = 0.071 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 5.2°

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo Rd = (151.6 \* 0.543 + 17.6) / 1.0 = 99.9 > Ed = 31.3

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 64 kN Lato monte (punto Q) G7 = 36 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.74 K<sub>0</sub> = 0.260

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgΘ	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	21.1	21.1	23.8	17.8	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.68	7.10	4.02	6.51	131.8	146.0
2	13.7	13.7	0.0	20.0	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3
3	1.5	1.5	0.0	10.0	20.1	15.2	125.0	125.0	-	3.34	8.56	3.83	7.85	50.8	102.1
4	-1.9	-1.9	0.0	2.4	16.3	11.2	125.0	125.0	-	2.63	5.45	3.83	0.00	-23.6	69.3
12	2.6	3.4	11.9	6.4	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.63	4.02	4.02	3.96	55.2	56.1
13	10.5	12.4	18.0	12.0	47.5	40.0	114.3	14.3	73°, 1.0	3.13	5.56	4.02	3.96	88.3	65.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

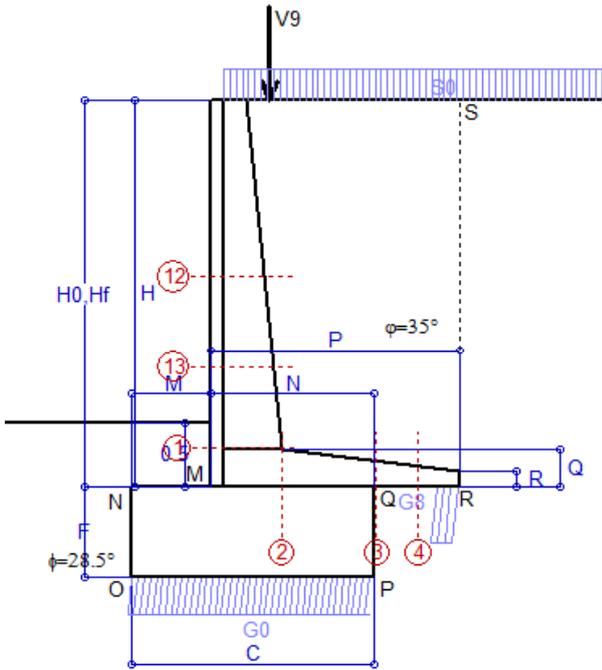
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 3.00$  m  
 $C = 1.85$  m  
 $F = 0.70$  m  
 $M = 0.60$  m  
 $N = 1.25$  m  
 $P = 1.90$  m  
 $Q = 0.29$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u30NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 3.00$  m  
 $H = 3.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0.277$   
 $H = 3.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.269$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.75$

(Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

#### COMPONENTI

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	22.2	37.7	3.4	8.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3.3	7.2	0.5	1.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.2	19.3	22.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	3.7	8.5	94.0	151.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	3.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.5	31.7	29.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-17.4*	-7.0*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>33.6</b>	<b>55.5</b>	<b>151.9</b>	<b>215.6</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 18.8$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.17$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 133.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.072$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 6.1^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $Rd = (215.6 + 7) / 1.0 = 222.5 > Ed = 55.5$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $Rd = (114.1) / 1.0 = 114.1 > Ed = 33.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 64$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 37$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.78$   
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	22.0	<b>22.0</b>	24.1	<b>18.5</b>	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.69	7.10	4.02	6.51	<b>131.8</b>	<b>145.8</b>	
2	14.3	<b>14.3</b>	0.0	<b>19.9</b>	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	<b>103.8</b>	<b>153.3</b>	
3	2.5	<b>2.5</b>	0.0	<b>11.2</b>	20.1	15.2	125.0	125.0	-	3.34	8.56	3.83	7.85	<b>50.8</b>	<b>102.1</b>	
4	-1.6	<b>-1.6</b>	0.0	<b>2.1</b>	15.9	10.9	125.0	125.0	-	2.59	5.33	3.83	0.00	<b>-23.0</b>	<b>67.2</b>	
12	2.8	<b>3.6</b>	12.0	<b>6.6</b>	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.63	4.02	4.02	3.96	<b>55.2</b>	<b>56.0</b>	
13	11.0	<b>13.0</b>	18.2	<b>12.4</b>	47.5	40.0	114.3	14.3	73°, 1.0	3.13	5.56	4.02	3.96	<b>88.3</b>	<b>65.1</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u30NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità ALF (alluvioni a grana fina)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	φ = rad    0.4974
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
	lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

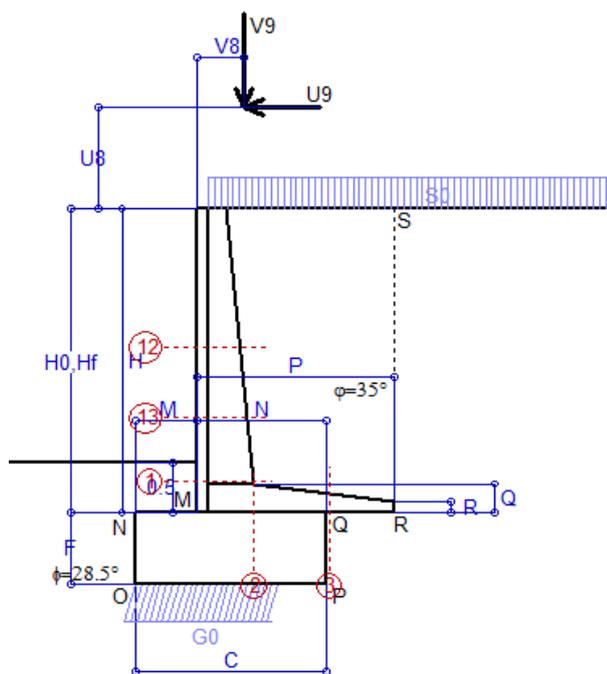
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.70	
	lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>230.6</b>	<b>131.4</b>
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12.81°	5.18°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	52.4	11.9
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.85	1.85
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.93	0.93
	D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.20	1.20
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>233.87</b>	<b>318.13</b>
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			15.55	15.55
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.19	1.19
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.60	0.83
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			26.81	26.81
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.21	1.21
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.57	0.82
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>134.99</b>	<b>216.13</b>
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			17.98	17.98
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.46	0.75
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.369	0.534
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>487.4</b>	<b>823.6</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	230.6	131.4
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u30NM</b>	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	22.0	37.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	16.3	35.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	19.7	22.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	126.4	201.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	53.7	3.0	3.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.0	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	32.4	29.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 51.6</b>	<b>M<sub>9</sub> = 127.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 181.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 257.3</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 181.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.43$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.127$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 15.9^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (181.5 * 0.543) / 1.1 = 89.6$	$> E_d = 51.6$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (257.3) / 1.15 = 223.8$	$> E_d = 127.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (137.9) / 1.15 = 119.9$	$> E_d = 92.1$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 112$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 37$ kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	87.1	87.1	28.2	27.9	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.71	7.10	4.02	6.51	132.4	144.3	
2	56.6	56.6	0.0	73.3	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3	
3	19.3	19.3	0.0	28.1	20.1	15.2	125.0	125.0	-	3.34	8.56	3.83	7.85	50.8	102.1	
12	40.6	43.5	14.4	14.7	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.64	4.02	4.02	3.96	55.4	54.9	
13	63.4	68.2	21.6	20.9	47.5	40.0	114.3	14.3	73°, 1.0	3.15	5.56	4.02	3.96	88.7	63.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

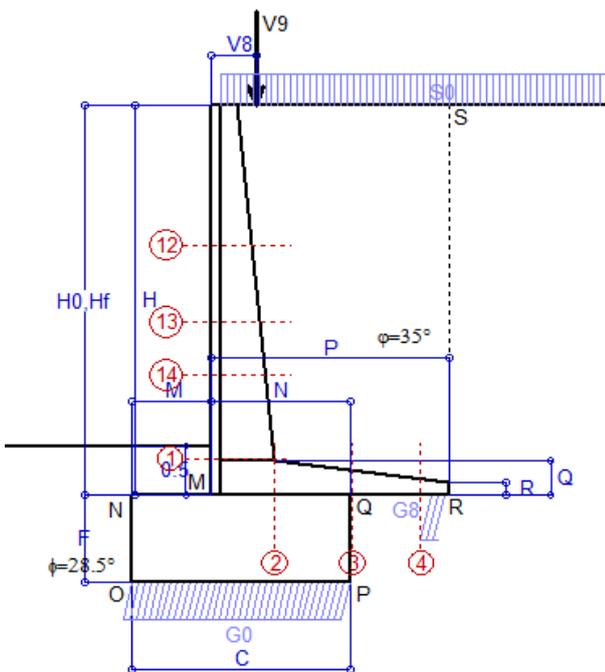
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_V = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	50.7	113.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32.5	94.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	55.5
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	269.8	553.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	5.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.0	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	64.3	70.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 86.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 208.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 375.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 685.2</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 35.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 340.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.155$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 12.9^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (375.9 * 0.543) / 1.1 = 185.6$	$> Ed = 86.2$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (685.2) / 1.15 = 595.8$	$> Ed = 208.3$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (365.2) / 1.15 = 317.5$	$> Ed = 132.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 168$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 108$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	107.6	<b>107.6</b>	56.5	<b>53.0</b>	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.72	10.05	4.59	7.22	<b>222.4</b>	<b>182.3</b>	
2	70.0	<b>70.0</b>	0.0	<b>78.0</b>	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	<b>176.4</b>	<b>200.3</b>	
3	35.9	<b>35.9</b>	0.0	<b>51.5</b>	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	<b>92.6</b>	<b>139.4</b>	
4	-2.2	<b>-2.2</b>	0.0	<b>3.0</b>	15.7	10.6	125.0	125.0	-	2.70	5.27	4.52	0.00	<b>-24.9</b>	<b>65.7</b>	
12	11.0	<b>13.2</b>	21.0	<b>16.1</b>	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.74	4.02	4.59	3.96	<b>57.0</b>	<b>53.9</b>	
13	33.7	<b>38.6</b>	32.5	<b>27.6</b>	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.37	6.03	4.59	3.96	<b>100.4</b>	<b>63.5</b>	
14	57.8	<b>65.2</b>	41.5	<b>36.6</b>	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.92	8.04	4.59	3.96	<b>145.8</b>	<b>68.5</b>	

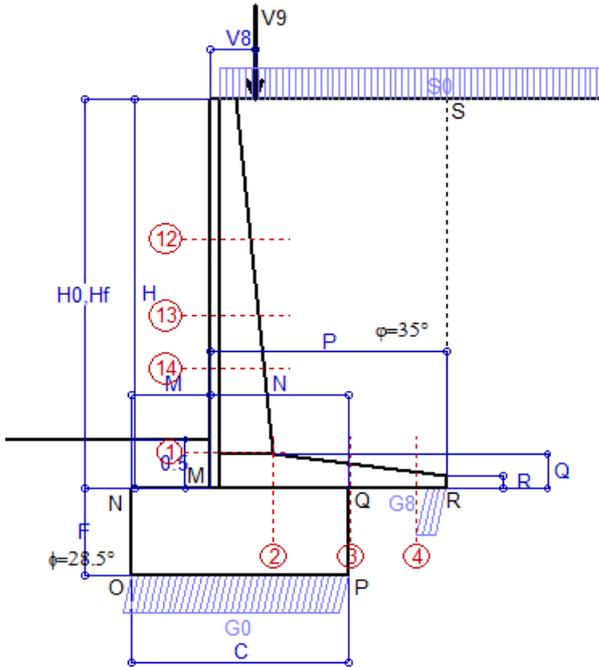
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $Med = Medu$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
21.68	62.87	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	42.66
0.00	0.00	200.16	410.88
0.00	0.00	3.00	3.75
2.29	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	49.50	54.45
<b><math>S_9 = 62.99</math></b>	<b><math>M_9 = 150.59</math></b>	<b><math>P_9 = 281.33</math></b>	<b><math>M_8 = 511.74</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.850  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.425  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 28.74$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $. Q_8 = 0.20$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 252.58$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $. C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.115$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 2.59

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

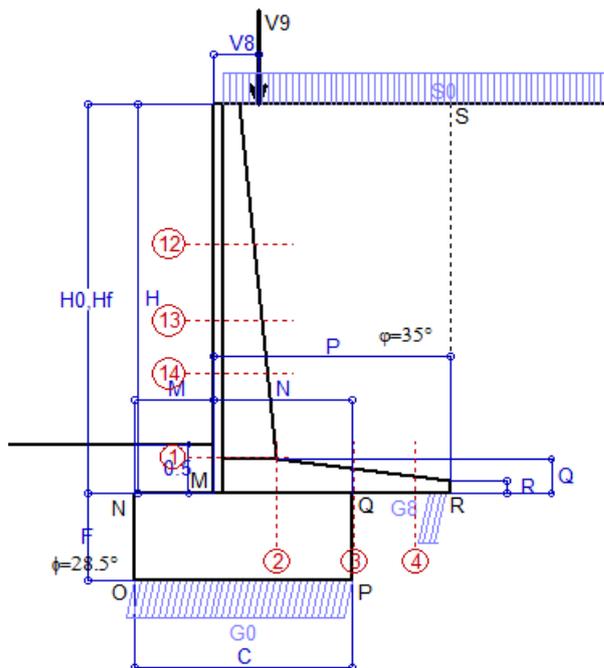
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	77.6	41.5	51.7	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	133	3.69	38	<b>0.075</b>
2	50.5	0.0	80.0	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	112	4.76	40	<b>0.000</b>
3	24.2	0.0	54.3	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	103	4.82	40	<b>0.000</b>
4	-2.1	0.0	0.0	125.0	16.1	11.0	5.39	4.52	38	1.68	40	<b>0.000</b>
12	7.8	15.0	13.3	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	49	1.30	38	<b>0.000</b>
13	24.0	23.6	25.1	115.1	48.9	41.4	6.03	4.59	89	2.35	38	<b>0.000</b>
14	41.3	30.3	34.9	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	107	3.00	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
16.26	47.15	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	42.66
0.00	0.00	188.16	386.88
0.00	0.00	3.00	3.75
2.27	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	49.50	54.45
<b><math>S_9 = 57.55</math></b>	<b><math>M_9 = 134.87</math></b>	<b><math>P_9 = 269.33</math></b>	<b><math>M_8 = 487.74</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.045  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.541  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 31.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.22$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 237.84$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.108$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.1^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 2.22

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

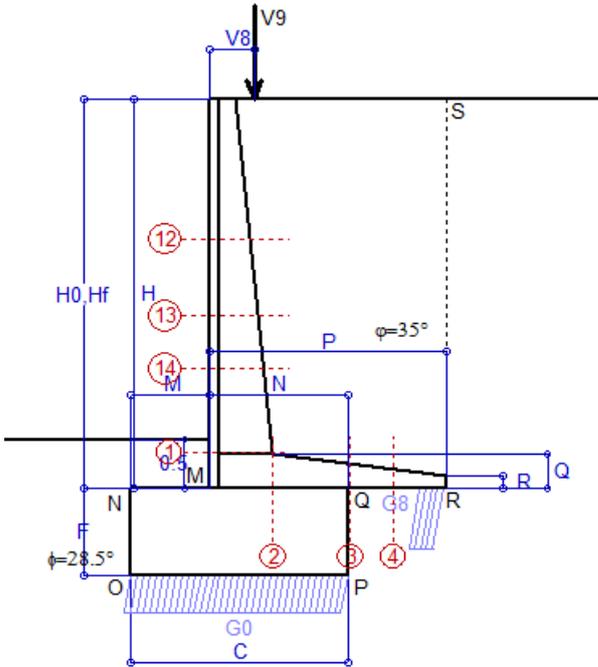
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	68.4	39.4	46.8	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	116	3.26	38	<b>0.055</b>
2	44.4	0.0	70.4	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	99	4.19	40	<b>0.000</b>
3	18.7	0.0	46.4	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	79	3.72	40	<b>0.000</b>
4	-2.8	0.0	0.0	125.0	16.7	11.6	5.60	4.52	51	2.13	40	<b>0.000</b>
12	6.2	14.2	11.3	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	38	1.05	38	<b>0.000</b>
13	20.3	22.2	21.9	115.1	48.9	41.4	6.03	4.59	74	2.00	38	<b>0.000</b>
14	35.7	28.6	31.0	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	91	2.60	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	39.02	87.15	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	28.67	42.66
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	152.16	314.88
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	3.75
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.20	0.56	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	49.50	54.45
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 41.23</math></b>	<b><math>M_9 = 87.71</math></b>	<b><math>P_9 = 233.33</math></b>	<b><math>M_8 = 415.74</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.118  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 3.073  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 39.57$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.27$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 193.75$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.088$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 10.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.11

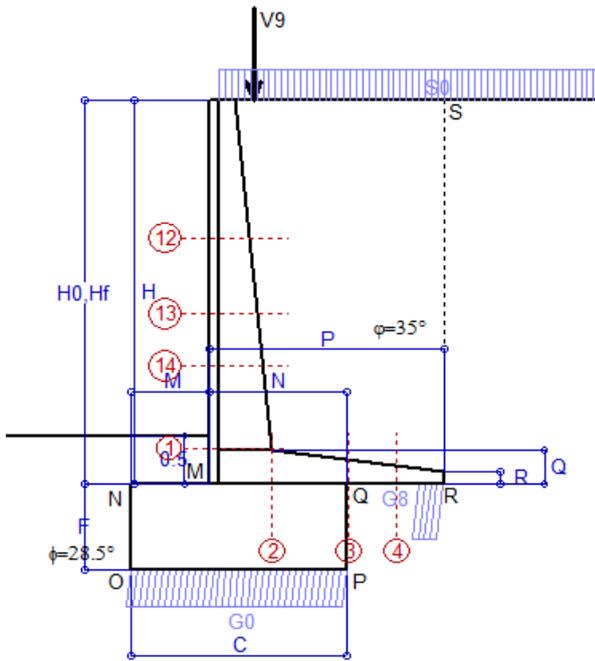
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	40.6	32.9	31.8	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	66	1.97	38	<b>0.000</b>
2	26.4	0.0	41.8	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	59	2.49	40	<b>0.000</b>
3	2.5	0.0	22.7	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	11	0.50	40	<b>0.000</b>
4	-6.6	0.0	0.0	125.0	19.1	14.0	6.40	4.52	102	3.78	40	<b>0.000</b>
12	1.6	11.6	5.2	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	5	0.28	38	<b>0.000</b>
13	9.3	18.2	12.6	115.1	48.9	41.4	6.03	4.59	31	0.95	38	<b>0.000</b>
14	18.8	23.6	19.4	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	45	1.41	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

H<sub>m</sub> = 4.00 m  
 C = 2.20 m  
 F = 0.90 m  
 M = 0.80 m  
 N = 1.40 m  
 P = 2.40 m  
 Q = 0.35 m  
 U<sub>v</sub> = 0.00 m  
 V<sub>8</sub> = 0.45 m  
 U<sub>1</sub> = 0.0 m  
 R = 0.12 m

Acceleraz orizz. al suolo  
 Prefabbricato tipo u40NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

a<sub>g</sub>/g = 0.061  
 H<sub>0</sub> = 4.00 m  
 H = 4.00 m  
 S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>  
 φ = 35°  
 R<sub>0</sub> = 0.543  
 a<sub>max</sub>/g = 0.073  
 β<sub>m</sub> = 0.38  
 U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad  
 V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad  
 I<sub>9</sub> = 0.0%  
 I<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati: φ = 28.50° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

K<sub>1</sub> = 0.274  
 H = 4.00 m  
 O<sub>3</sub> = 5.81°  
 K<sub>3</sub> = 0.260  
 K<sub>p</sub> = 2.78

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI			
	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	39.2	87.6	4.0	12.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.4	12.6	0.4	1.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.5	28.3	42.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	4.2	12.8	159.5	329.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	3.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.6	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.4	0.6	48.8	53.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-24.0*	-11.2*	0.0*	0.0*
	S <sub>9</sub> =	M <sub>9</sub> =	P <sub>9</sub> =	M <sub>8</sub> =
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>52.5</b>	<b>115.7</b>	<b>244.0</b>	<b>443.2</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 37.6 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q<sub>8</sub> = 0.26 m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G<sub>0</sub> = 206.4 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C<sub>8</sub> = 2.20 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.094 MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = 6.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo      Rd = (244 \* 0.543 + 24) / 1.0 = 156.5 > Ed = 52.5

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G<sub>6</sub> = 103 kN      Lato monte (punto Q) G<sub>7</sub> = 55 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm      1.75  
 K<sub>0</sub> = 0.260

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	51.5	<b>51.5</b>	35.7	<b>30.1</b>	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.61	10.05	4.59	7.22	<b>219.1</b>	<b>188.8</b>	
2	33.5	<b>33.5</b>	0.0	<b>37.4</b>	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	<b>176.4</b>	<b>200.3</b>	
3	7.0	<b>7.0</b>	0.0	<b>24.5</b>	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	<b>92.6</b>	<b>139.4</b>	
4	-5.3	<b>-5.3</b>	0.0	<b>5.7</b>	18.4	13.3	125.0	125.0	-	3.05	6.15	4.52	0.00	<b>-30.3</b>	<b>81.8</b>	
12	3.2	<b>4.1</b>	12.4	<b>6.8</b>	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.70	4.02	4.59	3.96	<b>56.3</b>	<b>56.7</b>	
13	13.3	<b>15.6</b>	19.7	<b>13.6</b>	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.30	6.03	4.59	3.96	<b>99.0</b>	<b>67.1</b>	
14	25.1	<b>28.9</b>	25.6	<b>19.4</b>	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.84	8.04	4.59	3.96	<b>143.8</b>	<b>72.8</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

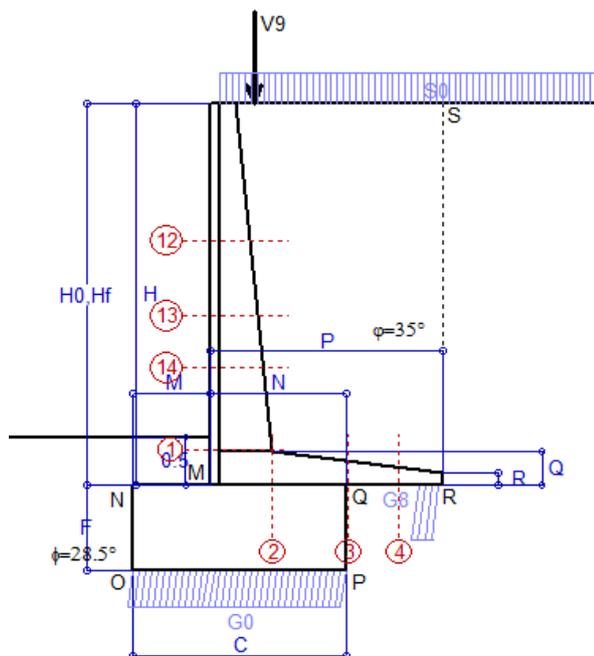
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 4.00$  m  
 $C = 2.20$  m  
 $F = 0.90$  m  
 $M = 0.80$  m  
 $N = 1.40$  m  
 $P = 2.40$  m  
 $Q = 0.35$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u40NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 4.00$  m  
 $H = 4.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 4.00 m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.75$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  
 $K_1 = 0.277$   
 $H = 4.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 $K_3 = 0.269$   
 $K_p = 2.75$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	39.4	88.1	6.0	19.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.4	12.7	0.7	2.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.2	2.2	28.1	41.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	6.3	19.3	158.4	327.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	3.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.1	0.9	48.5	53.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-23.7*	-11.1*	0.0*	0.0*
*non sommati	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>56.2</b>	<b>123.8</b>	<b>244.6</b>	<b>447.3</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 35.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 209.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_t = 0.095$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 7.6^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (447.3 + 11.1) / 1.0 = 458.4 > E_d = 123.8$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (237.1) / 1.0 = 237.1 > E_d = 76$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 103$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 58$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	53.6	<b>53.6</b>	36.2	<b>31.2</b>	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.61	10.05	4.59	7.22	<b>219.2</b>	<b>188.4</b>	
2	34.8	<b>34.8</b>	0.0	<b>38.9</b>	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	<b>176.4</b>	<b>200.3</b>	
3	9.5	<b>9.5</b>	0.0	<b>26.1</b>	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	<b>92.6</b>	<b>139.4</b>	
4	-4.6	<b>-4.6</b>	0.0	<b>5.1</b>	17.9	12.8	125.0	125.0	-	2.99	6.00	4.52	0.00	<b>-29.4</b>	<b>79.1</b>	
12	3.4	<b>4.3</b>	12.5	<b>7.1</b>	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.70	4.02	4.59	3.96	<b>56.3</b>	<b>56.6</b>	
13	13.9	<b>16.3</b>	19.9	<b>14.1</b>	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.30	6.03	4.59	3.96	<b>99.0</b>	<b>67.0</b>	
14	26.2	<b>30.1</b>	25.9	<b>20.1</b>	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.84	8.04	4.59	3.96	<b>143.8</b>	<b>72.5</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers. 1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u40NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità ALF (alluvioni a grana fina)			
	Natura di terreno di fondazione				
φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	φ = rad	0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0		
γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad	0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

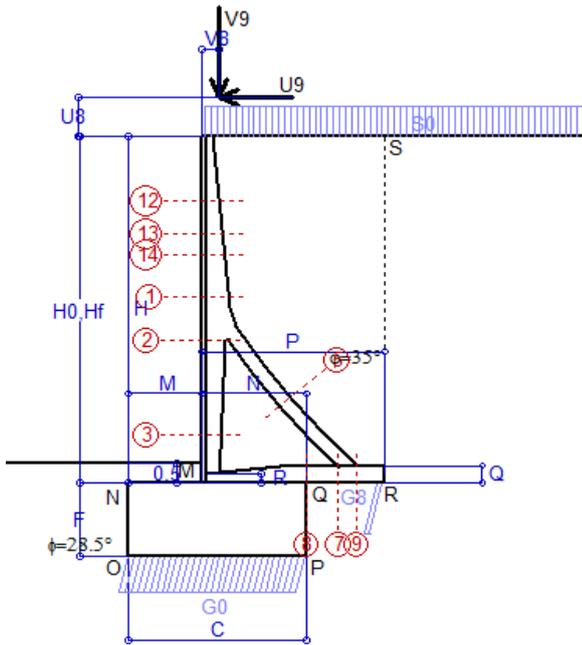
	E Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.90		
lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>340.7</b>	<b>206.4</b>
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12.92°	6.67°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	78.2	24.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.20	2.20
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.10	1.10
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.40	1.40
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	<b>270.60</b>	<b>348.80</b>
Coefficiente base	N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]		1.19	1.19
Inclinazione letto di posa	b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>q</sub> #RIF!		0.59	0.78
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.20	1.20
Inclinazione letto di posa	b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		0.57	0.76
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>	kN/m <sup>2</sup>	<b>159.27</b>	<b>235.24</b>
Coefficiente base	N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>γ</sub> = 1.00		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>γ</sub> #RIF!		0.46	0.69
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.430	0.584
γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	kN	<b>675.5</b>	<b>1070.7</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	340.7	206.4
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.85$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 9.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.6	968.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	48.8	312.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	87.1	282.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	783.6	3 330.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	136.0	3.0	6.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.1	5.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	213.8	480.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 268.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 421.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 087.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 4 100.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 62.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1024.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 4.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.228$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.9^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1087.4 * 0.543) / 1.1 = 536.8 > E_d = 268.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (4100.1) / 1.15 = 3565.3 > E_d = 1421.8$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (2002.9) / 1.15 = 1741.6 > E_d = 926.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 513$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 298$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm  $8.34$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	188.3	<b>205.0</b>	51.7	<b>50.3</b>	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.02	16.46	4.84	5.03	<b>397.5</b>	<b>122.8</b>	
2	131.9	<b>144.1</b>	324.8	<b>-79.3</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.80	8.23	8.64	10.77	<b>240.8</b>	<b>-207.1</b>	
3	-6.0	<b>-6.0</b>	379.1	<b>0.0</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	13.44	5.09	8.64	4.59	<b>-231.2</b>	<b>89.0</b>	
5	-17.6	<b>-17.6</b>	-325.3	<b>27.0</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.84	10.30	12.25	6.01	<b>-75.5</b>	<b>59.0</b>	
7	-16.3	<b>-5.3</b>	209.1	<b>-73.3</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.10	12.60	7.60	11.01	<b>-155.9</b>	<b>-221.8</b>	
8	-0.5	<b>-0.5</b>	209.1	<b>24.7</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.11	8.04	7.60	4.02	<b>-155.9</b>	<b>221.8</b>	
9	43.7	<b>43.7</b>	0.0	<b>52.5</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	<b>188.2</b>	<b>194.8</b>	
12	49.6	<b>53.4</b>	17.5	<b>17.1</b>	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.97	5.09	4.84	4.02	<b>76.4</b>	<b>60.9</b>	
13	82.9	<b>89.7</b>	27.3	<b>26.4</b>	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.81	8.23	4.84	4.02	<b>149.5</b>	<b>73.8</b>	
14	111.1	<b>120.4</b>	34.6	<b>33.2</b>	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.46	10.78	4.84	4.02	<b>215.0</b>	<b>80.3</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

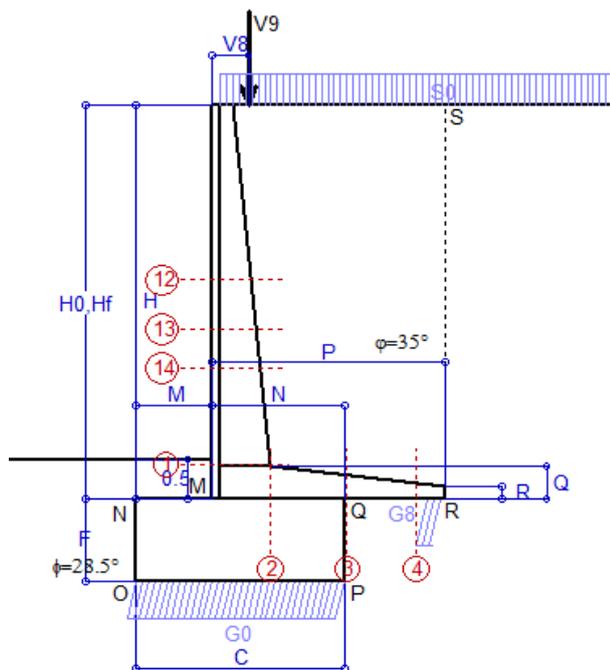
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_V = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79.3	215.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40.6	144.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	93.3
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	389.1	955.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.6	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	88.7	115.3
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 123.6</b>	<b>M<sub>9</sub> = 360.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 534.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1170.9</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 52.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 481.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.185$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.0^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (534 * 0.543) / 1.1 = 263.6$	$> Ed = 123.6$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1170.9) / 1.15 = 1018.2$	$> Ed = 360.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (632.5) / 1.15 = 550.0$	$> Ed = 233.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 240$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 152$ kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	195.4	<b>195.4</b>	77.4	<b>75.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.97	14.51	4.59	7.85	<b>371.9</b>	<b>228.5</b>	
2	127.0	<b>127.0</b>	0.0	<b>130.4</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	65.5	<b>65.5</b>	0.0	<b>79.6</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-4.5	<b>-4.5</b>	0.0	<b>4.2</b>	19.3	14.0	125.0	125.0	-	3.17	5.94	5.34	0.00	<b>-35.3</b>	<b>86.6</b>	
12	33.4	<b>38.3</b>	32.3	<b>27.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.41	6.28	4.59	3.96	<b>104.7</b>	<b>63.8</b>	
13	62.0	<b>70.0</b>	42.9	<b>38.3</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.12	8.83	4.59	3.96	<b>164.8</b>	<b>70.6</b>	
14	92.2	<b>103.2</b>	52.2	<b>47.5</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.75	11.37	4.59	3.96	<b>227.5</b>	<b>74.7</b>	

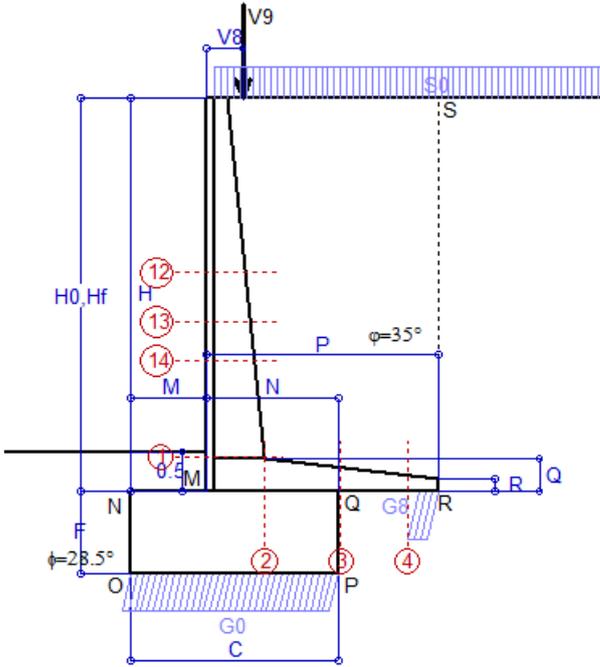
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	165.64	0.00	0.00
27.10	96.20	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	71.76
0.00	0.00	290.36	713.93
0.00	0.00	3.00	4.20
2.80	0.87	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 90.87</math></b>	<b><math>M_9 = 262.71</math></b>	<b><math>P_9 = 401.39</math></b>	<b><math>M_8 = 878.62</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	165.64	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.10	96.20	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	39.78	71.76
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	290.36	713.93
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	4.20
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.80	0.87	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	68.25	88.72
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 90.87</math></b>	<b><math>M_9 = 262.71</math></b>	<b><math>P_9 = 401.39</math></b>	<b><math>M_8 = 878.62</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.795  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.398  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 42.91$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 358.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.138$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.65

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

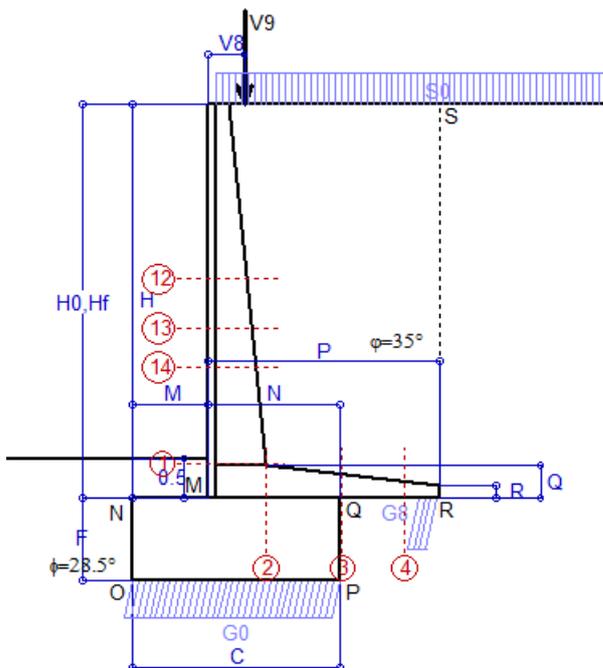
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	142.1	57.3	76.1	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	146	4.44	38	<b>0.102</b>
2	92.4	0.0	128.1	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	130	5.79	41	<b>0.000</b>
3	44.8	0.0	81.5	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	119	5.69	41	<b>0.000</b>
4	-4.1	0.0	0.0	125.0	19.7	14.4	6.11	5.34	53	2.07	41	<b>0.000</b>
12	23.7	23.5	24.9	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	84	2.27	38	<b>0.000</b>
13	44.4	31.4	36.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	101	2.92	38	<b>0.000</b>
14	66.4	38.3	46.9	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	110	3.42	38	<b>0.061</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	165.64	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	20.32	72.15	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	39.78	71.76
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	275.86	679.13
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	4.20
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.79	0.87	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	68.25	88.72
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 84.09</b>	<b>M<sub>9</sub> = 238.66</b>	<b>P<sub>9</sub> = 386.89</b>	<b>M<sub>8</sub> = 843.82</b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

\*non sommati

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.968

GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.498

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 46.62$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.26$  m

Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 340.27$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.60$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.131$  MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.3^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.06

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

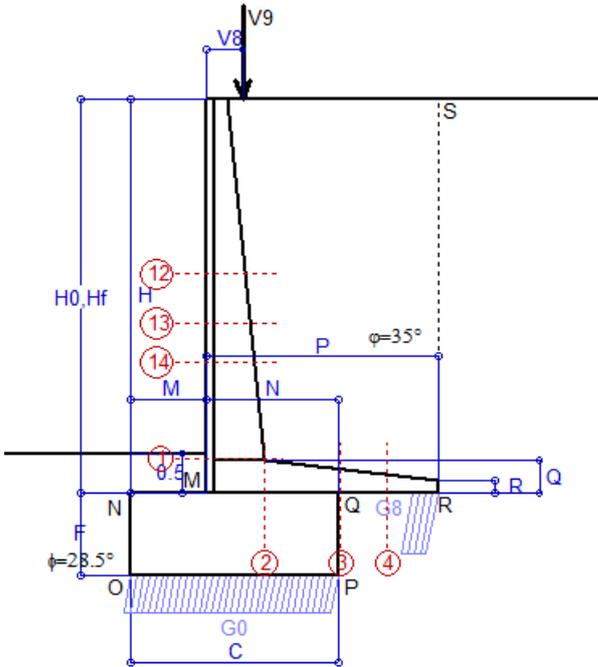
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	127.3	54.6	69.8	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	130	3.99	38	<b>0.084</b>
2	82.8	0.0	114.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	116	5.19	41	<b>0.000</b>
3	35.8	0.0	71.3	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	95	4.54	41	<b>0.000</b>
4	-5.4	0.0	0.0	125.0	20.3	15.0	6.39	5.34	67	2.55	41	<b>0.000</b>
12	20.1	22.1	21.8	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	70	1.93	38	<b>0.000</b>
13	38.4	29.7	32.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	87	2.54	38	<b>0.000</b>
14	58.2	36.3	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	96	3.01	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	165.64	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	39.78	71.76
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	232.36	574.73
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	4.20
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.75	0.87	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	68.25	88.72
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 63.72</math></b>	<b><math>M_9 = 166.51</math></b>	<b><math>P_9 = 343.39</math></b>	<b><math>M_8 = 739.42</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.831  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.926  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 57.63$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.32$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 285.76$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.110$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 10.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 2.30

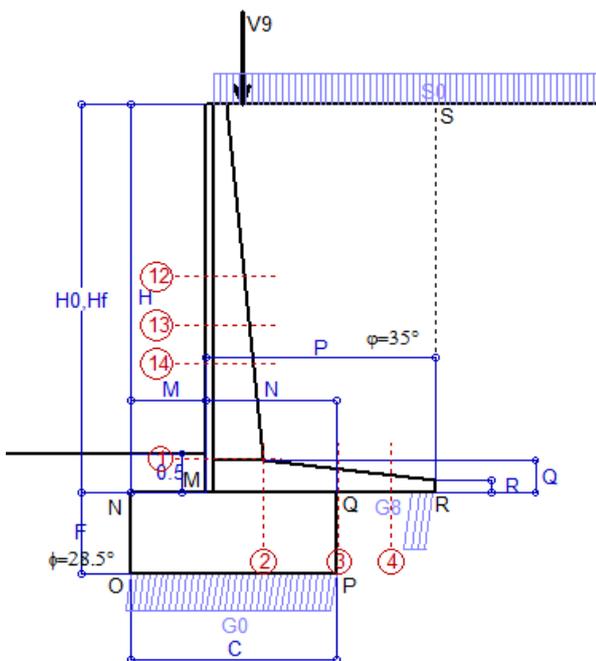
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE N°	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar- tecipazione cm	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr. KN m	Sforzo normale <sup>(2)</sup> KN	Taglio KN		totale H cm	utile Y cm	lato terrapieno cm <sup>2</sup>	lato facciata o inf. platea cm <sup>2</sup>	acciaio $\sigma_a$ Mpa	calcestr. $\sigma_c$ Mpa	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$ mm	apertura fessure mm
1	82.9	46.4	50.9	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	82	2.63	38	<b>0.000</b>
2	53.9	0.0	74.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	76	3.38	41	<b>0.000</b>
3	9.5	0.0	40.7	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	25	1.21	41	<b>0.000</b>
4	-11.3	0.0	0.0	125.0	22.6	17.3	7.40	5.34	123	4.27	41	<b>0.000</b>
12	9.2	18.1	12.5	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	29	0.92	38	<b>0.000</b>
13	20.5	24.5	20.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	44	1.40	38	<b>0.000</b>
14	33.6	30.2	28.1	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	53	1.77	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 5.00 m
- C = 2.60 m
- F = 1.05 m
- M = 0.95 m
- N = 1.65 m
- P = 2.90 m
- Q = 0.41 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 0.0 m
- R = 0.15 m

Acceleraz orizz. al suolo  
Prefabbricato tipo u50NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- a<sub>g</sub>/g = **0.061**
- H<sub>0</sub> = 5.00 m
- H = 5.00 m
- S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 35°
- R<sub>0</sub> = 0.543
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = **0.38**
- U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad
- l<sub>9</sub> = 0.0%
- l<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 5.00 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 5.81°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.260
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 2.78
- (Dati: φ = 28.50° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	61.3	166.4	6.2	24.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.4	19.3	0.6	2.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	2.4	39.2	70.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	6.4	23.9	240.6	594.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	4.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.2	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.9	1.0	67.3	87.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-29.4*	-15.2*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>79.3</b>	<b>214.0</b>	<b>356.9</b>	<b>782.8</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 53.2 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 303.7 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>t</sub> = **0.117 MPa**
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = **8.0°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (356.9 \* 0.543 + 29.4) / 1.0 = 223.2 > Ed = 79.3

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 152 kN Lato monte (punto Q) G7 = 85 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 3.42 K<sub>0</sub> = 0.260

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe α°, ctgθ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	101.5	<b>101.5</b>	50.2	<b>45.6</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.6</b>	<b>236.7</b>	
2	66.0	<b>66.0</b>	0.0	<b>67.7</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	19.0	<b>19.0</b>	0.0	<b>41.7</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-8.7	<b>-8.7</b>	0.0	<b>6.9</b>	21.7	16.4	125.0	125.0	-	3.24	6.99	5.34	0.00	<b>-39.7</b>	<b>101.1</b>	
12	13.1	<b>15.5</b>	19.6	<b>13.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>103.3</b>	<b>67.5</b>	
13	27.3	<b>31.4</b>	26.5	<b>20.4</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.04	8.83	4.59	3.96	<b>162.6</b>	<b>75.1</b>	
14	43.2	<b>49.1</b>	32.7	<b>26.6</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.6</b>	<b>79.8</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

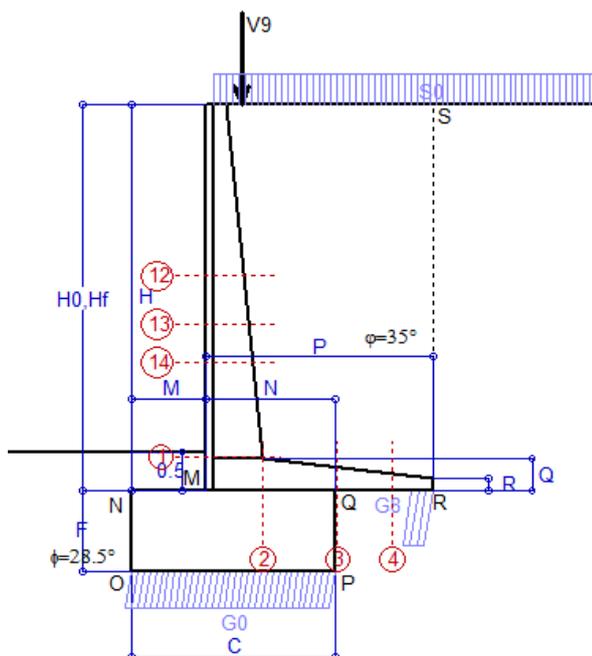
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 5.00$  m  
 $C = 2.60$  m  
 $F = 1.05$  m  
 $M = 0.95$  m  
 $N = 1.65$  m  
 $P = 2.90$  m  
 $Q = 0.41$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u50NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 5.00$  m  
 $H = 5.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 5.00 m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.75$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  
 $K_1 = 0.277$   
 $H = 5.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 $K_3 = 0.269$   
 $K_p = 2.75$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	61.6	167.4	9.4	36.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.5	19.4	0.8	3.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	3.6	38.9	70.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	9.7	36.0	238.9	590.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	4.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.4	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.8	1.5	66.8	86.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-29.1*	-15.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>84.7</b>	<b>228.9</b>	<b>357.9</b>	<b>790.6</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezziera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 49.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.28$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 308.3$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.119$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 8.8^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (790.6 + 15) / 1.0 = 805.7 > E_d = 228.9$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (427.3) / 1.0 = 427.3 > E_d = 144.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 153$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 89$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	105.4	<b>105.4</b>	51.0	<b>47.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.7</b>	<b>236.2</b>
2	68.5	<b>68.5</b>	0.0	<b>70.3</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>
3	23.7	<b>23.7</b>	0.0	<b>44.2</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>
4	-7.5	<b>-7.5</b>	0.0	<b>6.1</b>	21.2	15.9	125.0	125.0	-	3.23	6.77	5.34	0.00	<b>-38.8</b>	<b>98.2</b>
12	13.8	<b>16.2</b>	19.8	<b>14.0</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>103.3</b>	<b>67.3</b>
13	28.5	<b>32.7</b>	26.9	<b>21.2</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.04	8.83	4.59	3.96	<b>162.7</b>	<b>74.9</b>
14	44.9	<b>51.1</b>	33.2	<b>27.6</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.7</b>	<b>79.5</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

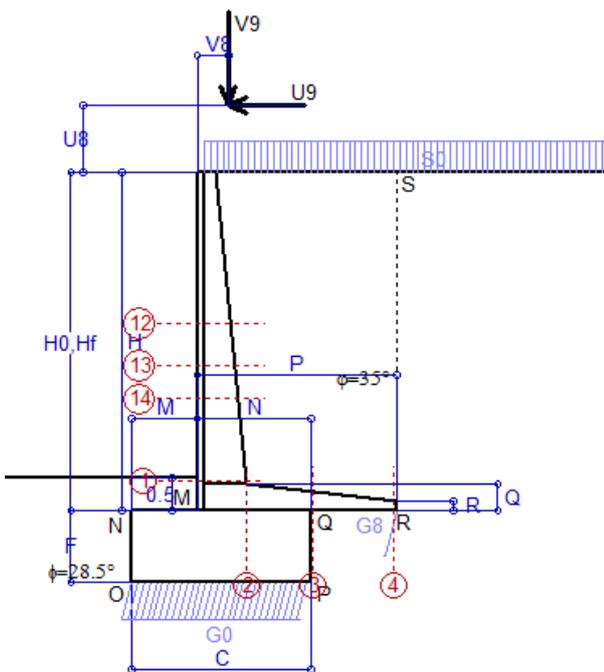
Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo



# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	61.0	165.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.1	96.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	71.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	290.4	713.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	80.6	3.0	4.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	68.2	88.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 102.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 343.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 401.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 878.6</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 6.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.03$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 395.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.152$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 14.3^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (401.4 * 0.543) / 1.1 = 198.1 > E_d = 102.3$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (878.6) / 1.15 = 764.0 > E_d = 343.3$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (473.4) / 1.15 = 411.7 > E_d = 238$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 195$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 132$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 10.97

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. trasiata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	219.8	<b>219.8</b>	57.3	<b>57.1</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.87	14.51	4.59	7.85	<b>368.0</b>	<b>234.8</b>	
2	146.3	<b>146.3</b>	0.0	<b>145.4</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	96.3	<b>96.3</b>	0.0	<b>76.9</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-0.1	<b>-0.1</b>	0.0	<b>0.1</b>	15.6	10.3	125.0	125.0	-	2.65	4.31	5.34	0.00	<b>-26.1</b>	<b>67.5</b>	
12	69.7	<b>75.0</b>	23.5	<b>22.6</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.37	6.28	4.59	3.96	<b>103.7</b>	<b>66.1</b>	
13	99.2	<b>107.1</b>	31.4	<b>29.9</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.06	8.83	4.59	3.96	<b>163.3</b>	<b>73.6</b>	
14	128.0	<b>138.3</b>	38.3	<b>36.3</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.69	11.37	4.59	3.96	<b>225.4</b>	<b>78.3</b>	

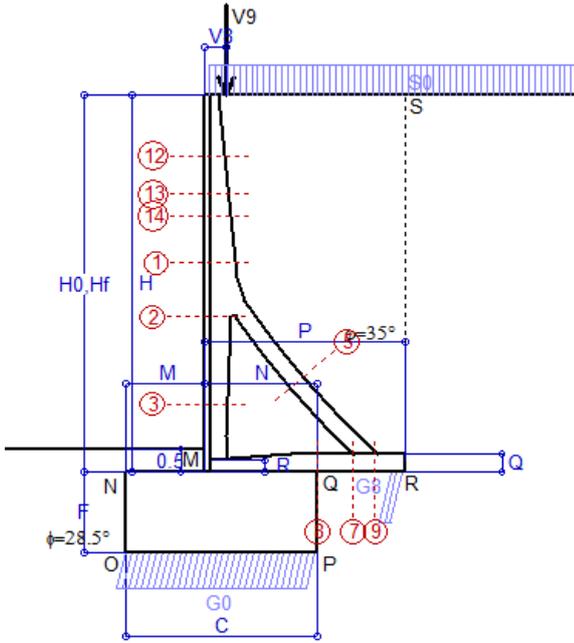
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_V = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 8.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202.9	886.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	370.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	95.7	276.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	843.4	3 221.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	9.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	10.9	5.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 278.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 261.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 164.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3 949.8</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 108.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1055.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.264$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.5^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $Rd = (1164.5 * 0.543) / 1.1 = 574.9 > Ed = 278.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $Rd = (3949.8) / 1.15 = 3434.6 > Ed = 1261.8$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $Rd = (1950.9) / 1.15 = 1696.5 > Ed = 801.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 533$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 301$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$  Freccia in cima al pannello mm 2.45

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	107.3	120.7	57.0	52.4	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.12	12.60	4.15	4.02	278.3	83.3	
2	62.3	72.1	311.8	-82.5	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.22	6.57	6.50	10.44	181.4	-178.1	
3	-32.1	-32.1	358.3	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.81	4.02	6.50	4.54	-180.2	78.6	
5	-16.9	-16.9	-304.8	28.3	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.16	9.11	10.05	5.69	-57.9	55.7	
7	-47.1	-35.4	196.0	-92.0	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.67	11.12	6.47	10.66	-120.5	-202.7	
8	-38.6	-38.6	196.0	23.9	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.63	7.10	6.47	4.30	-120.4	202.7	
9	37.4	37.4	0.0	49.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	7.9	9.7	18.9	14.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.63	4.02	4.15	4.02	55.3	53.5	
13	28.5	32.9	30.4	25.3	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.22	6.03	4.15	4.02	99.0	63.7	
14	46.8	53.4	38.0	32.9	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.78	8.04	4.15	4.02	146.6	70.3	

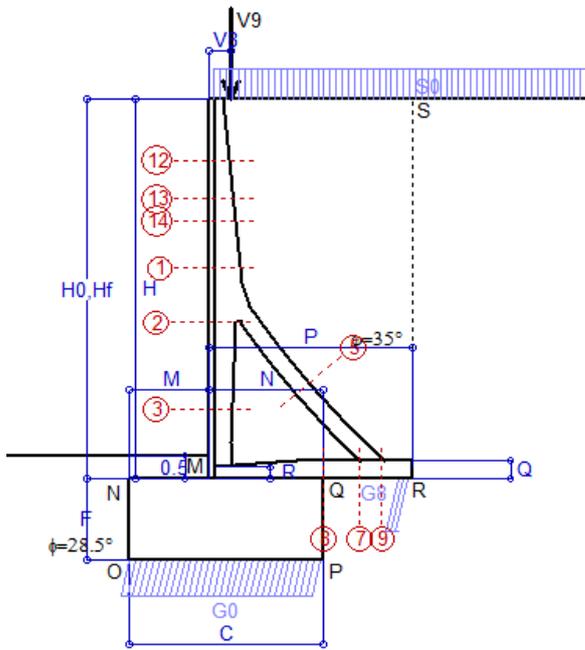
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.09	681.59	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.36	247.14	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	73.58	212.65
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	635.82	2 429.89
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	6.30
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.39	3.88	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	170.00	340.00
<b>Totale</b>	<b><math>S_9 = 207.84</math></b>	<b><math>M_9 = 932.61</math></b>	<b><math>P_9 = 882.40</math></b>	<b><math>M_8 = 2 988.84</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.499  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.305  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 88.41$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.31$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 793.99$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 4.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.198$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.3^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

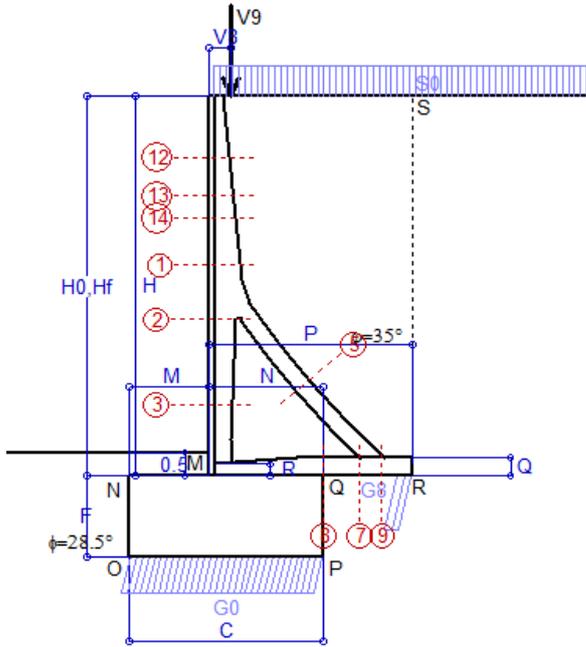
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi$ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	77.4	42.0	51.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	104	3.21	38	<b>0.000</b>
2	44.2	235.5	-62.8	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	34	2.94	38	<b>0.000</b>
3	-25.7	272.4	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-4	3.65	38	<b>0.000</b>
5	-10.4	-224.4	20.8	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	161	0.00	38	<b>0.115</b>
7	-40.0	144.3	-72.3	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	74	3.66	40	<b>0.000</b>
8	-35.9	144.3	15.4	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	55	3.15	40	<b>0.000</b>
9	28.4	0.0	37.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	77	2.44	40	<b>0.000</b>
12	5.6	13.5	11.2	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	34	0.96	38	<b>0.000</b>
13	20.2	22.0	22.6	122.3	48.3	40.8	6.03	4.15	75	1.97	38	<b>0.000</b>
14	33.4	27.7	30.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	84	2.33	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
32.52	185.36	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	614.82	2 351.14
0.00	0.00	3.00	6.30
8.34	3.87	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 196.95</math></b>	<b><math>M_9 = 870.82</math></b>	<b><math>P_9 = 861.40</math></b>	<b><math>M_8 = 2 910.09</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
  - Spinta del sovraccar. su R-S x 1
  - Peso struttura (parete+platea) x 1
  - Peso terra e sovraccarico x 1
  - Forze concentrate (U9+V9) x 1
  - Spinta della terra sulla fondaz. x 1
  - Peso della fondazione x 1
- \*non sommati
- Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.616

GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.375

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 93.72$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.33$  m

Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 767.68$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 3.98$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.193$  MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.9^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.49

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

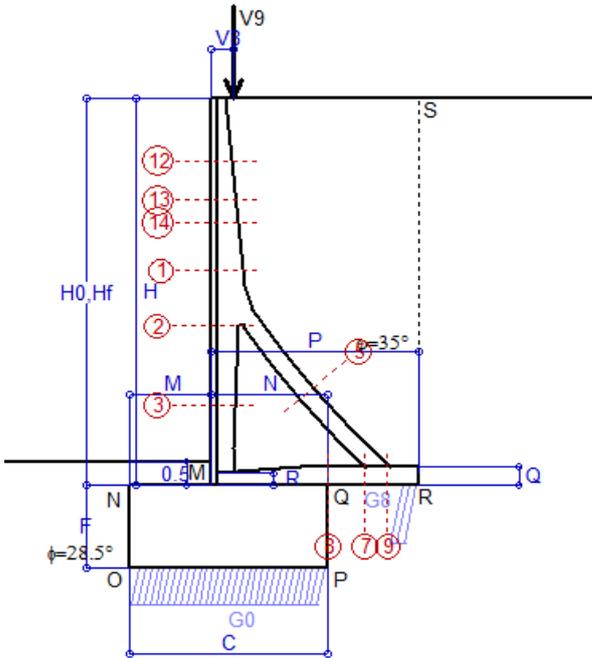
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	68.2	39.8	46.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	91	2.84	38	<b>0.000</b>
2	36.4	220.1	-58.7	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	19	2.40	38	<b>0.000</b>
3	-27.8	254.9	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-3	3.76	38	<b>0.000</b>
5	-10.0	-207.9	20.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	151	0.00	38	<b>0.104</b>
7	-44.1	133.6	-71.9	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	99	4.26	40	<b>0.000</b>
8	-41.2	133.6	13.4	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	86	3.93	40	<b>0.000</b>
9	27.7	0.0	36.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	75	2.38	40	<b>0.000</b>
12	4.4	12.7	9.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	25	0.76	38	<b>0.000</b>
13	17.0	20.8	19.7	122.3	48.3	40.8	6.03	4.15	62	1.67	38	<b>0.000</b>
14	28.7	26.1	27.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	72	2.01	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)  $K_1 = 0.271$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 8.00$  m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	551.82	2 114.89
0.00	0.00	3.00	6.30
8.19	3.85	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 164.28</math></b>	<b><math>M_9 = 685.44</math></b>	<b><math>P_9 = 798.40</math></b>	<b><math>M_8 = 2 673.84</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.116  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.639  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 97.91$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 700.49$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $.C_8 = 3.81$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.184$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

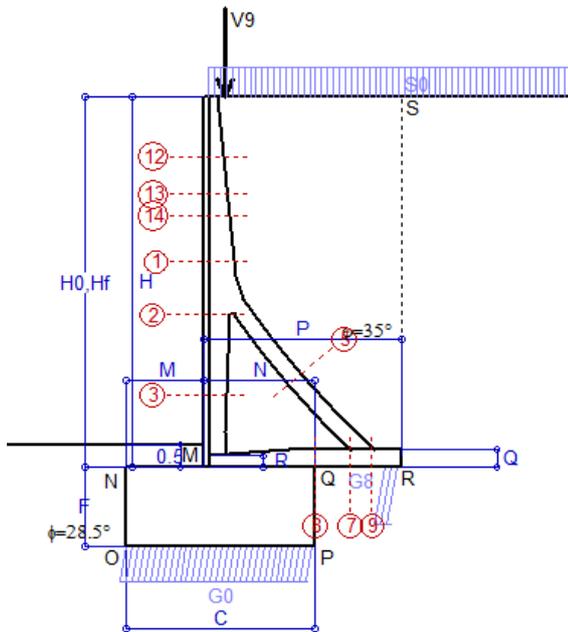
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	40.5	33.4	31.6	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	52	1.72	38	<b>0.000</b>
2	13.0	173.6	-46.6	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	1.13	38	<b>0.000</b>
3	-34.6	202.5	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	1	4.26	38	<b>0.000</b>
5	-8.8	-158.4	17.4	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	120	0.00	38	<b>0.072</b>
7	-45.3	101.8	-56.0	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	129	4.63	40	<b>0.000</b>
8	-34.6	101.8	22.4	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	80	3.39	40	<b>0.000</b>
9	25.4	0.0	33.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	69	2.18	40	<b>0.000</b>
12	0.7	10.4	4.0	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	1	0.12	38	<b>0.000</b>
13	7.4	17.0	10.9	122.3	48.3	40.8	6.03	4.15	23	0.76	38	<b>0.000</b>
14	14.4	21.5	16.3	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	33	1.04	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Dati

- $H_m = 8.00$  m
- $C = 4.00$  m
- $F = 1.70$  m
- $M = 1.65$  m
- $N = 2.35$  m
- $P = 4.20$  m
- $Q = 0.40$  m
- $U_v = 0.00$  m
- $V_g = 0.45$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.25$  m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u80TM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 8.00$  m
- $H = 8.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.543$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $U_g = 0.00$  kN/cad
- $V_g = 3.75$  kN/cad
- $I_g = 0.0\%$
- $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.274$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 8.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 5.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.78$
- (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	156.8	684.8	16.0	93.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.7	49.7	0.9	5.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.0	7.2	72.6	209.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	15.3	90.3	560.7	2 147.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	9.6	4.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.7	4.0	167.6	335.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-59.2*	-43.4*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 197.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 840.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 820.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 797.5</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 106.3$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 714.5$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_f = 0.179$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 9.5^\circ$
- Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (820.8 * 0.543 + 59.2) / 1.0 = 504.8 > E_d = 197.1$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 361$  kN
- Lato monte (punto Q)  $G_7 = 186$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.260$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato comp-presso cm	b <sub>w</sub> larghezza taglio cm	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm <sup>2</sup>	A2 lato facc. o inf. platea cm <sup>2</sup>	A4 staffe cm <sup>2</sup> /m	M <sub>Rd</sub> baricentrico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN	
1	51.7	59.1	36.1	29.9	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	274.8	89.1	
2	20.7	26.9	197.8	-56.4	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.71	6.57	6.50	10.44	163.5	-182.4	
3	-34.9	-34.9	230.4	1.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	9.46	4.02	6.50	4.54	-150.9	70.1	
5	-11.0	-11.0	-184.7	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	6.12	9.11	10.05	5.69	-72.0	55.7	
7	-55.3	-44.4	118.7	-80.1	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.36	11.12	6.47	10.66	-107.7	-192.6	
8	-62.0	-62.0	118.7	0.8	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.28	7.10	6.47	4.30	-107.3	192.6	
9	26.2	26.2	0.0	34.8	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	2.0	2.7	11.2	5.7	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	56.2	
13	10.9	13.0	18.4	12.2	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.16	6.03	4.15	4.02	97.6	67.4	
14	19.8	23.1	23.3	17.0	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.71	8.04	4.15	4.02	144.7	74.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

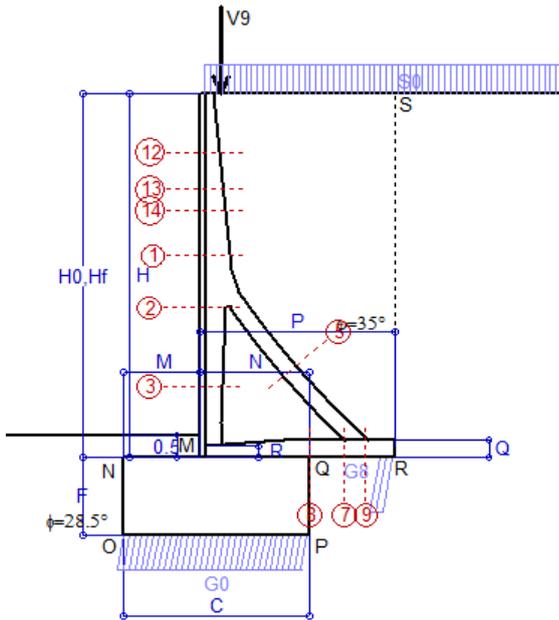
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dai km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 8.00$  m  
 $C = 4.00$  m  
 $F = 1.70$  m  
 $M = 1.65$  m  
 $N = 2.35$  m  
 $P = 4.20$  m  
 $Q = 0.40$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u80TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 8.00$  m  
 $H = 8.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_g = 0.0\%$   
 $l_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 8.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.75$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	157.7	688.8	24.0	140.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.8	50.0	1.3	7.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.1	10.8	72.0	208.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	23.0	135.6	556.8	2 132.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	10.3	4.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.1	6.0	166.5	332.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-58.6*	-43.0*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 209.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 895.7</b>	<b>P<sub>9</sub> = 823.6</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 828.0</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 97.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 726.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.182$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 10.4^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (2828 + 43) / 1.0 = 2871.0 > E_d = 895.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1410.8) / 1.0 = 1410.8 > E_d = 557.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 364$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 196$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	53.9	61.5	36.7	31.0	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	274.9	88.8	
2	21.8	28.2	204.0	-58.3	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.74	6.57	6.50	10.44	164.5	-182.1	
3	-35.8	-35.8	237.8	1.6	44.3	39.3	22.5	22.5	-	9.55	4.02	6.50	4.54	-152.7	70.6	
5	-11.0	-11.0	-191.7	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	6.06	9.11	10.05	5.69	-71.2	55.7	
7	-48.7	-39.0	123.2	-73.6	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.38	11.12	6.47	10.66	-108.4	-193.2	
8	-50.1	-50.1	123.2	7.6	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.30	7.10	6.47	4.30	-108.1	193.2	
9	26.3	26.3	0.0	34.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	2.2	2.9	11.3	6.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	56.1	
13	11.5	13.6	18.6	12.7	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.17	6.03	4.15	4.02	97.6	67.2	
14	20.7	24.1	23.6	17.6	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.71	8.04	4.15	4.02	144.7	74.5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u80TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

	Natura di terreno di fondazione	Unità ALF (alluvioni a grana fina)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$ 0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

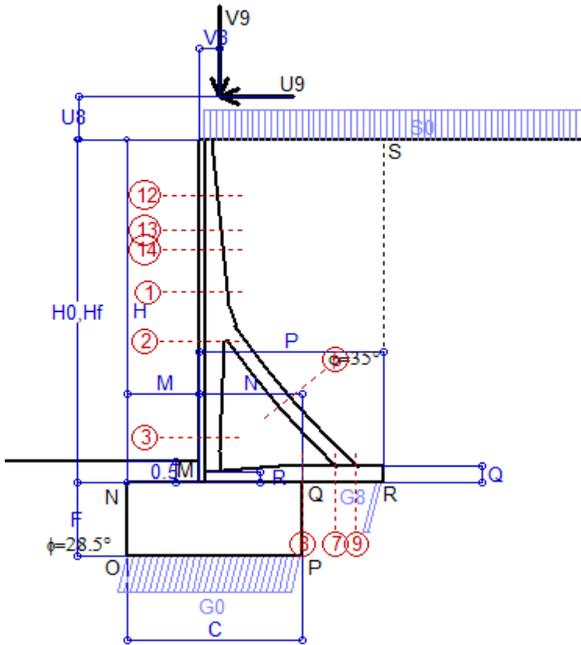
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.70	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>1055.7</b>	<b>714.5</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.47°	9.54°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	252.8	120.1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.00	4.00
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.00	2.00
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.20	2.20
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>405.24</b>	<b>476.05</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.58	0.69
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.55	0.67
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>278.36</b>	<b>357.69</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.44	0.58
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.684	0.834
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1953.1</b>	<b>2779.2</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1055.7	714.5
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 8.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_g = 14.28$ kN/cad
$V_g = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_g = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_g = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 8.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.1	681.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.4	247.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.6	212.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	635.8	2429.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	122.2	3.0	6.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.4	3.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	170.0	340.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 219.3</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1054.9</b>	<b>P<sub>g</sub> = 882.4</b>	<b>M<sub>g</sub> = 2988.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 50.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 831.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.208$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 14.0^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (882.4 * 0.543) / 1.1 = 435.6 > E_d = 219.3$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (2988.8) / 1.15 = 2599.0 > E_d = 1054.9$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (1473.4) / 1.15 = 1281.2 > E_d = 692.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 418$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 244$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 6.73

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	141.8	<b>154.1</b>	42.0	<b>40.3</b>	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	<b>275.8</b>	<b>87.5</b>
2	101.4	<b>110.5</b>	271.6	<b>-66.2</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.04	6.57	6.50	10.44	<b>175.1</b>	<b>-181.4</b>
3	-1.9	<b>-1.9</b>	317.4	<b>0.0</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.75	4.02	6.50	4.54	<b>-171.5</b>	<b>75.9</b>
5	-12.7	<b>-12.7</b>	-271.4	<b>21.2</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.43	9.11	10.05	5.69	<b>-61.8</b>	<b>55.7</b>
7	-12.8	<b>-5.1</b>	174.5	<b>-61.2</b>	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.59	11.12	6.47	10.66	<b>-117.0</b>	<b>-199.9</b>
8	0.4	<b>0.4</b>	174.5	<b>26.5</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.69	7.10	6.47	4.30	<b>125.2</b>	<b>200.7</b>
9	32.9	<b>32.9</b>	0.0	<b>43.6</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	<b>145.7</b>	<b>177.8</b>
12	37.9	<b>40.6</b>	13.5	<b>13.7</b>	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.60	4.02	4.15	4.02	<b>54.8</b>	<b>54.9</b>
13	64.1	<b>69.1</b>	22.0	<b>20.9</b>	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.18	6.03	4.15	4.02	<b>98.0</b>	<b>66.0</b>
14	83.8	<b>90.6</b>	27.7	<b>26.4</b>	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.73	8.04	4.15	4.02	<b>145.3</b>	<b>73.2</b>

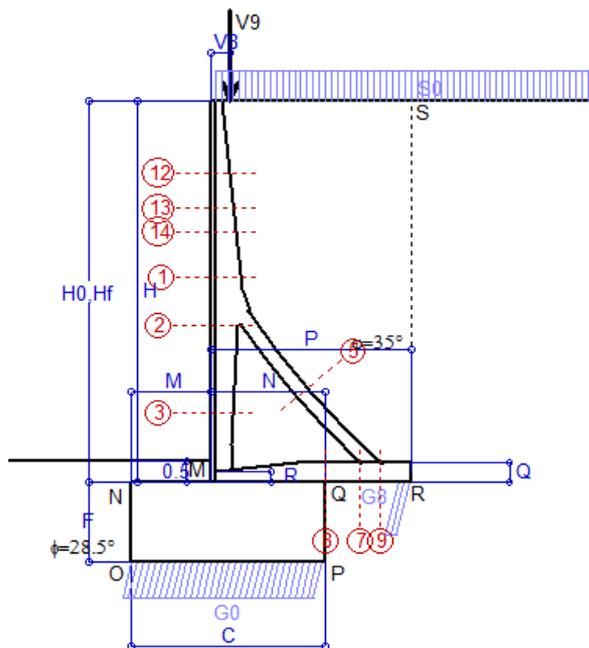
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	968.00	0.00	0.00
48.78	312.18	0.00	0.00
0.00	0.00	87.09	282.03
0.00	0.00	783.59	3 330.24
0.00	0.00	3.00	6.90
11.10	5.56	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 257.43</math></b>	<b><math>M_9 = 1 285.74</math></b>	<b><math>P_9 = 1 087.44</math></b>	<b><math>M_8 = 4 100.11</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.55
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	48.78
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.10
Peso della fondazione x 1	0.00
<i>*non sommati</i>	
<b>Totali</b>	

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.466  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.294  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 100.87$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.31$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 986.56$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.219$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.3^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.51

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

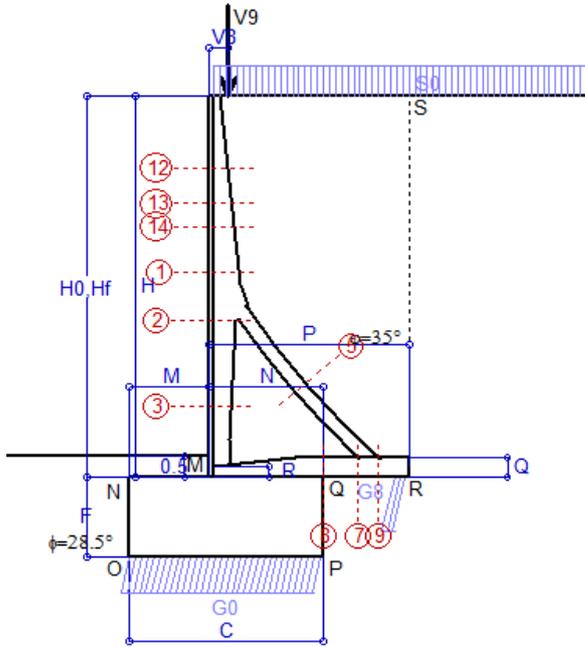
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi$ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	115.5	51.7	66.4	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	109	3.60	38	<b>0.059</b>
2	67.8	288.7	-78.9	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	45	3.61	38	<b>0.000</b>
3	-32.9	334.2	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-5	4.07	38	<b>0.000</b>
5	-14.2	-278.3	26.0	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	169	0.00	38	<b>0.107</b>
7	-47.1	178.9	-84.7	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	49	3.04	40	<b>0.000</b>
8	-41.2	178.9	13.3	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	32	2.47	40	<b>0.000</b>
9	38.2	0.0	46.0	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	80	2.52	40	<b>0.000</b>
12	11.5	17.5	16.4	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	54	1.45	38	<b>0.000</b>
13	32.7	27.3	30.2	123.0	52.8	46.3	8.23	4.84	80	2.25	38	<b>0.000</b>
14	53.3	34.6	40.8	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	92	2.73	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	968.00	0.00	0.00
36.58	234.14	0.00	0.00
0.00	0.00	87.09	282.03
0.00	0.00	760.34	3 233.17
0.00	0.00	3.00	6.90
11.04	5.54	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 245.17</math></b>	<b><math>M_9 = 1 207.68</math></b>	<b><math>P_9 = 1 064.19</math></b>	<b><math>M_8 = 4 003.04</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.573  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.357  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 110.08$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 954.11$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.212$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.01

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

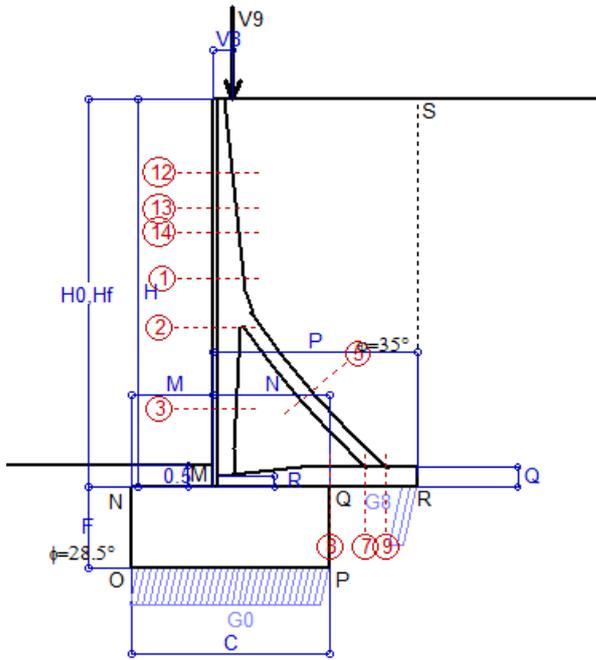
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	102.9	49.2	60.6	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	96	3.22	38	<b>0.044</b>
2	57.3	271.1	-74.2	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	30	3.04	38	<b>0.000</b>
3	-35.9	314.3	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-4	4.20	38	<b>0.000</b>
5	-13.7	-259.4	25.1	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	159	0.00	38	<b>0.105</b>
7	-55.4	166.8	-87.8	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	83	3.93	40	<b>0.000</b>
8	-54.0	166.8	7.8	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	78	3.83	40	<b>0.000</b>
9	37.3	0.0	44.9	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	78	2.46	40	<b>0.000</b>
12	9.5	16.4	14.0	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	43	1.20	38	<b>0.000</b>
13	28.0	25.8	26.6	123.0	52.8	46.3	8.23	4.84	68	1.94	38	<b>0.000</b>
14	46.5	32.8	36.5	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	79	2.39	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)  $K_1 = 0.271$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 9.00$  m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	968.00	0.00	0.00
0.00	0.00	87.09	282.03
0.00	0.00	690.59	2 941.96
0.00	0.00	3.00	6.90
10.83	5.51	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 208.38</math></b>	<b><math>M_9 = 973.51</math></b>	<b><math>P_9 = 994.44</math></b>	<b><math>M_8 = 3 711.83</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.015  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.591  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 118.01$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.36$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 876.43$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $.C_8 = 4.35$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.202$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 11.8^\circ$

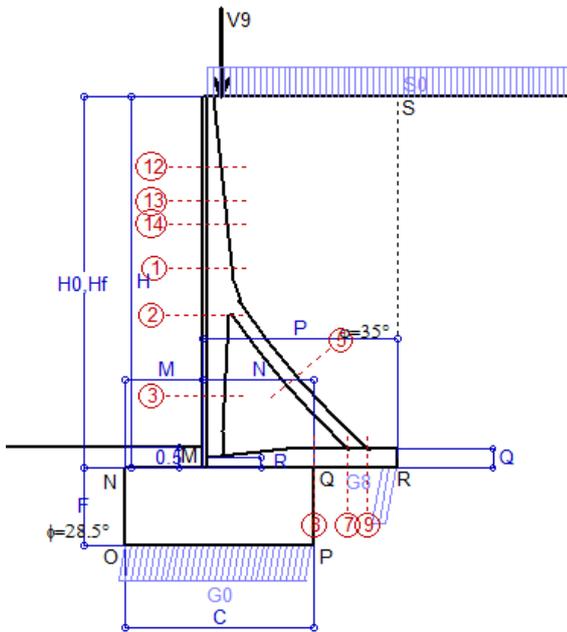
## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	65.2	41.7	43.2	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	59	2.07	38	<b>0.000</b>
2	25.8	218.3	-60.2	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	1	1.52	38	<b>0.000</b>
3	-45.2	254.7	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	0	4.74	38	<b>0.000</b>
5	-12.2	-203.0	22.2	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	130	0.00	38	<b>0.088</b>
7	-59.8	130.5	-72.7	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	120	4.56	40	<b>0.000</b>
8	-51.1	130.5	15.9	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	90	3.81	40	<b>0.000</b>
9	34.6	0.0	41.6	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	73	2.28	40	<b>0.000</b>
12	3.2	13.4	7.0	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	11	0.44	38	<b>0.000</b>
13	14.0	21.2	16.0	123.0	52.8	46.3	8.23	4.84	31	1.00	38	<b>0.000</b>
14	25.8	27.2	23.6	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	42	1.36	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

$H_m = 9.00$  m  
 $C = 4.50$  m  
 $F = 1.90$  m  
 $M = 1.85$  m  
 $N = 2.65$  m  
 $P = 4.65$  m  
 $Q = 0.45$  m  
 $U_y = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u90TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 9.00$  m  
 $H = 9.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m2  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $I_g = 0.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.274$

agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$H = 9.00$  m  
 $O_3 = 5.81^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.260$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.78$

(Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	198.5	972.5	20.2	131.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.8	62.7	1.0	6.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.4	9.4	85.9	278.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	19.1	126.8	699.4	2977.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.7	6.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	5.9	5.6	210.8	474.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-70.4*	-56.3*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 248.4</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 183.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 020.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3 874.8</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 121.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.37$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 899.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.200$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 9.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1020.2 * 0.543 + 70.4) / 1.0 = 624.4 > E_d = 248.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 452$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 237$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.83$   
 $K_0 = 0.260$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato comp-presso cm	b <sub>w</sub> larghezza taglio cm	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm2	A2 lato facc. o inf. platea cm2	A4 staffe cm2/m	M <sub>Rd</sub> baricentrico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN	
1	80.9	91.9	45.1	39.4	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.99	16.46	4.84	5.03	396.3	124.5	
2	36.6	45.4	247.2	-70.9	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.46	8.23	8.64	10.77	227.1	-208.1	
3	-45.4	-45.4	288.0	1.2	47.9	42.8	22.5	22.5	-	11.08	5.09	8.64	4.59	-210.4	82.6	
5	-15.6	-15.6	-234.6	23.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.49	10.30	12.25	6.01	-85.8	59.0	
7	-66.7	-51.7	150.8	-93.7	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.86	12.60	7.60	11.01	-144.8	-214.1	
8	-73.6	-73.6	150.8	0.0	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.85	8.04	7.60	4.02	-144.8	214.1	
9	35.5	35.5	0.0	42.9	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
12	5.5	6.7	14.5	8.6	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	76.1	62.3	
13	19.3	22.6	23.0	16.8	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.79	8.23	4.84	4.02	149.0	75.3	
14	33.9	39.0	29.5	23.3	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	214.3	81.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

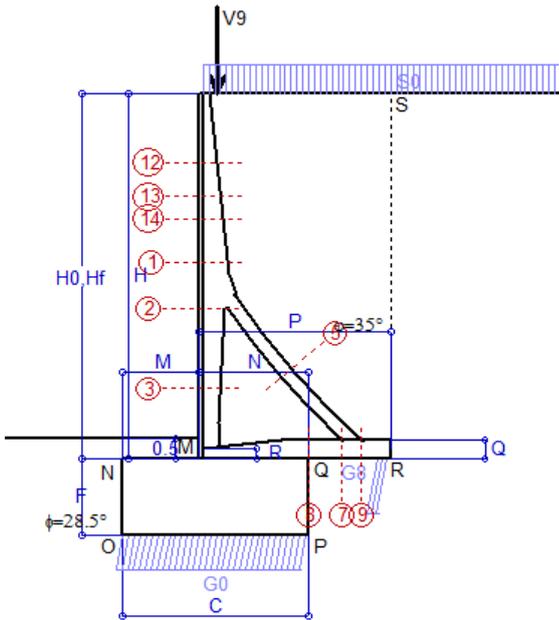
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dai km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 9.00$  m  
 $C = 4.50$  m  
 $F = 1.90$  m  
 $M = 1.85$  m  
 $N = 2.65$  m  
 $P = 4.65$  m  
 $Q = 0.45$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u90TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 9.00$  m  
 $H = 9.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m2  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $I_g = 0.0\%$   
 $I_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 9.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.75$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	199.6	978.2	30.3	197.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.9	63.1	1.5	9.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.6	14.2	85.3	276.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	28.7	190.4	694.4	2956.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	13.7	6.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	8.9	8.4	209.3	470.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-69.8*	-55.8*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 264.5</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1260.9</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1023.9</b>	<b>M<sub>g</sub> = 3917.7</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 110.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 913.9$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.203$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 10.8^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (3917.7 + 55.8) / 1.0 = 3973.5 > E_d = 1260.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1939.8) / 1.0 = 1939.8 > E_d = 786.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 455$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 249$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	84.2	95.6	45.8	40.9	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.99	16.46	4.84	5.03	396.4	124.1	
2	38.3	47.4	255.1	-73.4	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.50	8.23	8.64	10.77	228.5	-207.8	
3	-46.7	-46.7	297.3	1.8	47.9	42.8	22.5	22.5	-	11.31	5.09	8.64	4.59	-212.6	83.3	
5	-15.6	-15.6	-243.4	23.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.43	10.30	12.25	6.01	-84.8	59.0	
7	-57.2	-43.9	156.4	-85.4	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.89	12.60	7.60	11.01	-145.9	-214.9	
8	-56.7	-56.7	156.4	6.3	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.87	8.04	7.60	4.02	-145.9	214.9	
9	35.7	35.7	0.0	43.0	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
12	5.8	7.1	14.6	9.0	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	76.1	62.2	
13	20.2	23.6	23.3	17.5	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.79	8.23	4.84	4.02	149.0	75.1	
14	35.4	40.7	29.9	24.2	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	214.3	81.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u90TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità ALF (alluvioni a grana fina)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	φ = rad    0.4974
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
	Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

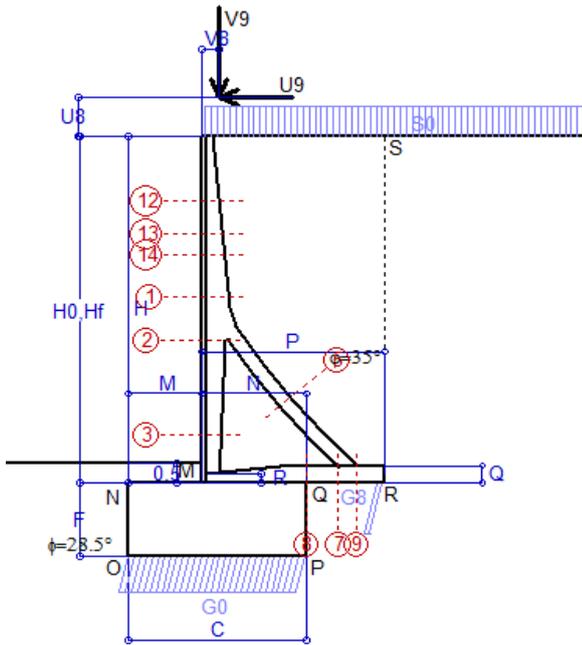
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.90	
	I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	1309.1	899.0
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.52°	9.90°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	314.7	156.9
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.50	4.50
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.25	2.25
	D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.40	2.40
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>439.14</b>	<b>509.22</b>
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			15.55	15.55
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.16	1.16
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.58	0.68
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			26.81	26.81
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.17	1.17
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.55	0.66
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>312.04</b>	<b>393.21</b>
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			17.98	17.98
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.44	0.56
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.751	0.902
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>2414.5</b>	<b>3384.1</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1309.1	899.0
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 9.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.85$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_g = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 9.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.6	968.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	48.8	312.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	87.1	282.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	783.6	3 330.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	136.0	3.0	6.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.1	5.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	213.8	480.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 268.9</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1 421.8</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1 087.4</b>	<b>M<sub>g</sub> = 4 100.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 62.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1024.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 4.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.228$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.9^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1087.4 * 0.543) / 1.1 = 536.8 > E_d = 268.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (4100.1) / 1.15 = 3565.3 > E_d = 1421.8$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (2002.9) / 1.15 = 1741.6 > E_d = 926.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 513$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 298$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 8.34

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	188.3	<b>205.0</b>	51.7	<b>50.3</b>	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.02	16.46	4.84	5.03	<b>397.5</b>	<b>122.8</b>	
2	131.9	<b>144.1</b>	324.8	<b>-79.3</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.80	8.23	8.64	10.77	<b>240.8</b>	<b>-207.1</b>	
3	-6.0	<b>-6.0</b>	379.1	<b>0.0</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	13.44	5.09	8.64	4.59	<b>-231.2</b>	<b>89.0</b>	
5	-17.6	<b>-17.6</b>	-325.3	<b>27.0</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.84	10.30	12.25	6.01	<b>-75.5</b>	<b>59.0</b>	
7	-16.3	<b>-5.3</b>	209.1	<b>-73.3</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.10	12.60	7.60	11.01	<b>-155.9</b>	<b>-221.8</b>	
8	-0.5	<b>-0.5</b>	209.1	<b>24.7</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.11	8.04	7.60	4.02	<b>-155.9</b>	<b>221.8</b>	
9	43.7	<b>43.7</b>	0.0	<b>52.5</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	<b>188.2</b>	<b>194.8</b>	
12	49.6	<b>53.4</b>	17.5	<b>17.1</b>	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.97	5.09	4.84	4.02	<b>76.4</b>	<b>60.9</b>	
13	82.9	<b>89.7</b>	27.3	<b>26.4</b>	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.81	8.23	4.84	4.02	<b>149.5</b>	<b>73.8</b>	
14	111.1	<b>120.4</b>	34.6	<b>33.2</b>	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.46	10.78	4.84	4.02	<b>215.0</b>	<b>80.3</b>	

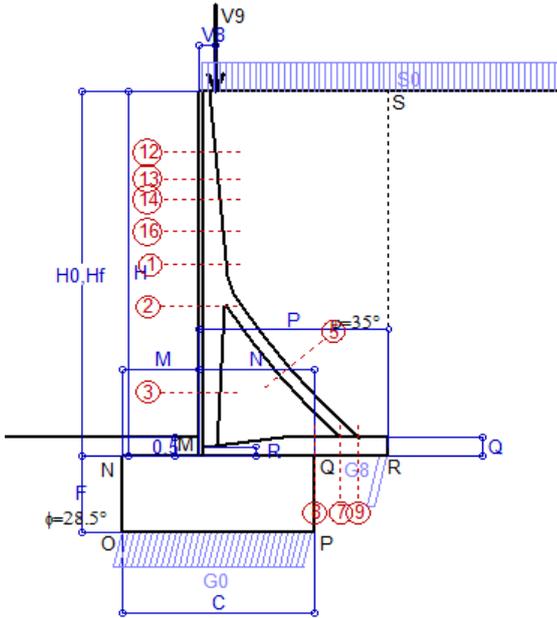
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	317.1	1 722.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	81.3	577.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	137.4	489.7
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1 247.4	5 840.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	11.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	21.3	10.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	351.5	905.1
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 419.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 310.7</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 740.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 7 246.9</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 114.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.25$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1626.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 5.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.316$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.6^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa verificato essendo		$Rd = (1740.9 * 0.543) / 1.1 = 859.4$	$> Ed = 419.7$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (7246.9) / 1.15 = 6301.6$	$> Ed = 2310.7$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (3493.6) / 1.15 = 3037.9$	$> Ed = 1463.3$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 804$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 470$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 4.18

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B <sub>5</sub> lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	226.0	<b>252.1</b>	85.4	<b>81.4</b>	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	7.08	20.36	4.84	5.03	<b>543.7</b>	<b>127.6</b>	
2	142.7	<b>161.0</b>	460.9	<b>-121.4</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.93	10.18	9.36	10.26	<b>347.2</b>	<b>-212.1</b>	
3	-46.4	<b>-46.4</b>	531.5	<b>0.0</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	15.10	5.09	9.36	4.63	<b>-297.4</b>	<b>117.4</b>	
5	-31.4	<b>-31.4</b>	-455.6	<b>44.3</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.61	15.27	15.27	6.67	<b>-88.8</b>	<b>65.7</b>	
7	-32.3	<b>-17.1</b>	292.9	<b>-92.8</b>	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.76	14.20	8.42	12.21	<b>-206.2</b>	<b>-250.1</b>	
8	-13.8	<b>-13.8</b>	292.9	<b>2.5</b>	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.85	9.11	8.42	4.61	<b>-206.5</b>	<b>250.1</b>	
9	66.2	<b>66.2</b>	0.0	<b>73.0</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	<b>238.5</b>	<b>211.4</b>	
12	15.9	<b>18.8</b>	24.0	<b>19.0</b>	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.99	5.09	4.84	4.02	<b>76.6</b>	<b>58.8</b>	
13	39.6	<b>45.5</b>	35.2	<b>30.2</b>	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.69	7.63	4.84	4.02	<b>135.7</b>	<b>69.0</b>	
14	67.1	<b>75.9</b>	45.1	<b>40.1</b>	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.35	10.18	4.84	4.02	<b>199.9</b>	<b>75.2</b>	
16	130.6	<b>146.5</b>	63.4	<b>58.8</b>	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.65	15.27	4.84	4.02	<b>351.2</b>	<b>92.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1 325.14	0.00	0.00
54.20	384.81	0.00	0.00
0.00	0.00	105.72	376.66
0.00	0.00	943.88	4 420.81
0.00	0.00	3.00	7.50
16.39	8.35	0.00	0.00
0.00	0.00	270.37	696.22
<b>S<sub>g</sub> = 314.48</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1 718.30</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1 322.98</b>	<b>M<sub>g</sub> = 5 501.18</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.89	1 325.14
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	54.20	384.81
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	16.39	8.35
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00

\*non sommati

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.442
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	2.284
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	95.41 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$ 0.27 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	1227.57 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 =$ 5.15 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$ 0.238 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$ 13.4°	

#### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.75

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	164.8	63.4	83.3	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	114	4.02	38	<b>0.064</b>
2	103.4	350.2	-96.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	54	4.21	38	<b>0.000</b>
3	-37.9	406.3	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-5	3.85	38	<b>0.000</b>
5	-19.8	-337.6	31.8	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	170	0.00	38	<b>0.109</b>
7	-32.4	217.0	-74.3	125.0	50.0	44.8	14.20	8.42	3	1.07	40	<b>0.000</b>
8	-21.4	217.0	0.0	125.0	50.0	44.8	9.11	8.42	0	0.74	40	<b>0.000</b>
9	49.9	0.0	55.1	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	82	2.59	40	<b>0.000</b>
12	11.2	17.3	16.1	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	52	1.42	38	<b>0.000</b>
13	28.2	25.6	27.5	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	77	2.12	38	<b>0.000</b>
14	48.1	33.0	38.2	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	89	2.63	38	<b>0.000</b>
16	94.5	46.8	58.4	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	101	3.29	38	<b>0.044</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1 325.14	0.00	0.00
40.65	288.60	0.00	0.00
0.00	0.00	105.72	376.66
0.00	0.00	918.38	4 303.51
0.00	0.00	3.00	7.50
16.26	8.32	0.00	0.00
0.00	0.00	270.37	696.22
<b>S<sub>g</sub> = 300.80</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1 622.07</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1 297.48</b>	<b>M<sub>g</sub> = 5 383.88</b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

\*non sommati

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.541  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.342  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 106.81$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.30$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1190.67$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $.C_8 = 5.15$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.231$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.1^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.20

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	148.2	60.5	76.6	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	102	3.63	38	<b>0.050</b>
2	89.5	330.4	-91.5	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	39	3.64	38	<b>0.000</b>
3	-42.0	384.0	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-4	3.99	38	<b>0.000</b>
5	-19.1	-316.5	30.7	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	161	0.00	38	<b>0.105</b>
7	-44.7	203.4	-78.9	125.0	50.0	44.8	14.20	8.42	18	1.89	40	<b>0.000</b>
8	-38.6	203.4	0.0	125.0	50.0	44.8	9.11	8.42	9	1.46	40	<b>0.000</b>
9	48.8	0.0	53.9	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	81	2.54	40	<b>0.000</b>
12	9.2	16.3	13.8	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	42	1.17	38	<b>0.000</b>
13	24.1	24.2	24.2	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	65	1.82	38	<b>0.000</b>
14	41.7	31.3	34.0	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	77	2.29	38	<b>0.000</b>
16	83.8	44.5	53.0	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	89	2.93	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1 325.14	0.00	0.00
0.00	0.00	105.72	376.66
0.00	0.00	841.88	3 951.61
0.00	0.00	3.00	7.50
15.85	8.22	0.00	0.00
0.00	0.00	270.37	696.22
<b>S<sub>9</sub> = 259.74</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 333.37</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 220.98</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5 031.98</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.936  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.553  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 137.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.38$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1083.50$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 5.13$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.211$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

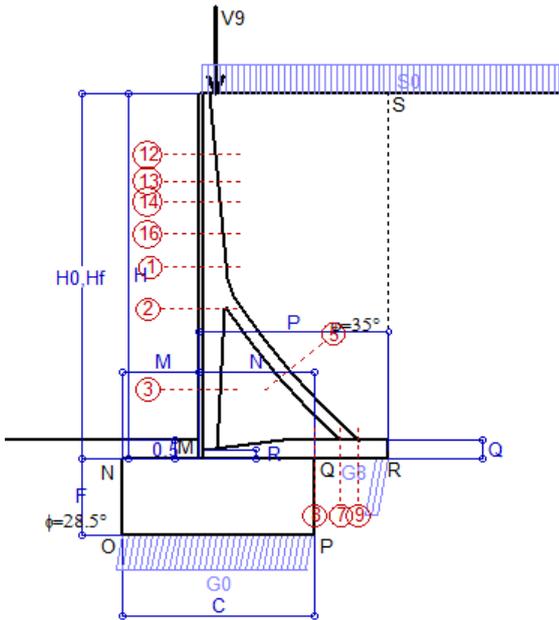
$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	98.6	51.9	56.7	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	66	2.44	38	0.000
2	47.8	271.3	-75.5	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	5	1.98	38	0.000
3	-54.9	317.0	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-1	4.51	38	0.000
5	-17.1	-253.2	27.6	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	134	0.00	38	0.082
7	-75.0	162.8	-88.3	125.0	50.0	44.8	14.20	8.42	112	4.46	40	0.000
8	-80.2	162.8	0.0	125.0	50.0	44.8	9.11	8.42	126	4.87	40	0.000
9	45.6	0.0	50.4	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	75	2.37	40	0.000
12	3.1	13.3	6.9	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	10	0.42	38	0.000
13	11.6	19.9	14.2	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	28	0.91	38	0.000
14	22.7	25.9	21.7	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	39	1.28	38	0.000
16	51.4	37.5	36.9	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	52	1.83	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 10.00 m
- C = 5.15 m
- F = 2.10 m
- M = 2.05 m
- N = 3.10 m
- P = 5.10 m
- Q = 0.50 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 0.0 m
- R = 0.25 m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prefabbricato tipo u100TM**
- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- a<sub>g</sub>/g = 0.061**
- H<sub>0</sub> = 10.00 m
- H = 10.00 m
- S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 35°
- R<sub>0</sub> = 0.543
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = 0.38**
- U<sub>g</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>g</sub> = 3.75 kN/cad
- l<sub>g</sub> = 0.0%
- l<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K<sub>1</sub> = 0.274
- agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 10.00 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 5.81°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.260
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 2.78
- (Dati: φ = 28.50° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	245.0	1 331.3	24.9	178.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.9	77.3	1.1	7.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.9	12.7	104.3	371.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	23.3	171.4	850.3	3 989.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	7.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	18.6	9.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.5	7.9	266.6	686.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-82.6*	-71.6*	0.0*	0.0*
	S <sub>g</sub> =	M <sub>g</sub> =	P <sub>g</sub> =	M <sub>8</sub> =
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>308.3</b>	<b>1 610.0</b>	<b>1 250.3</b>	<b>5 241.1</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:  
 Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 119.9 kN    Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q<sub>8</sub> = 0.33 m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 1130.3 kN    Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C<sub>8</sub> = 5.15 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = **0.219 MPa**  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **10.2°**  
**Scorrimento** sul piano di posa verificato essendo    Rd = (1250.3 \* 0.543 + 82.6) / 1.0 = 761.5 > Ed = 308.3  
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 558 kN    Lato monte (punto Q) G7 = 305 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)    Freccia in cima al pannello mm    0.98  
 K<sub>0</sub> = 0.260

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgΘ	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	120.3	135.9	55.9	50.2	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.95	20.36	4.84	5.03	537.2	135.2	
2	63.0	75.1	305.4	-87.0	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.28	10.18	9.36	10.26	314.2	-217.7	
3	-54.4	-54.4	356.5	1.5	51.3	46.2	27.0	27.0	-	11.48	5.09	9.36	4.63	-256.7	103.5	
5	-21.2	-21.2	-290.6	29.9	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	6.46	15.27	15.27	6.67	-107.5	65.7	
7	-60.4	-45.1	186.8	-86.8	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.33	14.20	8.42	12.21	-183.7	-235.8	
8	-62.7	-62.7	186.8	0.0	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.37	9.11	8.42	4.61	-183.8	235.8	
9	46.8	46.8	0.0	51.7	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4	
12	5.3	6.6	14.4	8.5	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.7	61.9	
13	16.3	19.2	21.5	15.3	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.62	7.63	4.84	4.02	134.0	73.2	
14	30.2	34.9	28.1	21.7	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.27	10.18	4.84	4.02	197.4	80.2	
16	64.9	73.8	40.5	34.3	66.0	58.8	124.0	22.4	73°, 1.0	5.56	15.27	4.84	4.02	347.1	92.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

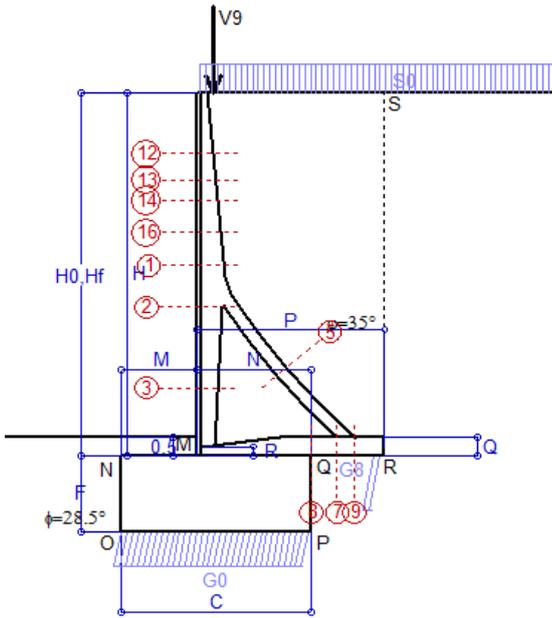
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 10.00$  m  
 $C = 5.15$  m  
 $F = 2.10$  m  
 $M = 2.05$  m  
 $N = 3.10$  m  
 $P = 5.10$  m  
 $Q = 0.50$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_g = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u100TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 10.00$  m  
 $H = 10.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $i_g = 0.0\%$   
 $i_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 28.5^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.277$   
 $H = 10.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 $K_3 = 0.269$   
 $K_p = 2.75$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	246.5	1 339.2	37.4	267.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.0	77.8	1.7	11.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	4.4	19.1	103.5	368.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	35.0	257.4	844.3	3 961.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	7.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	20.1	10.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	11.2	11.8	264.8	681.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-81.9*	-71.0*	0.0*	0.0*
	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>328.2</b>	<b>1 715.3</b>	<b>1 254.7</b>	<b>5 299.0</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 105.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.29$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1149.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 5.15$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.223$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 11.1^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (5299 + 71) / 1.0 = 5369.9 > E_d = 1715.3$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (2587.8) / 1.0 = 2587.8 > E_d = 1070$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 563$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 321$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Freccia in cima al pannello mm      1.05  
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	125.2	141.3	56.9	52.1	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.96	20.36	4.84	5.03	537.4	134.7
2	65.8	78.4	315.2	-90.0	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.32	10.18	9.36	10.26	316.3	-217.2
3	-55.8	-55.8	368.0	2.3	51.3	46.2	27.0	27.0	-	11.67	5.09	9.36	4.63	-259.6	104.4
5	-21.2	-21.2	-301.5	29.9	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	6.40	15.27	15.27	6.67	-106.3	65.7
7	-45.7	-32.8	193.8	-75.9	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.36	14.20	8.42	12.21	-185.2	-236.8
8	-39.5	-39.5	193.8	0.0	50.0	44.8	125.0	125.0	-	5.40	9.11	8.42	4.61	-185.3	236.8
9	47.0	47.0	0.0	52.0	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4
12	5.7	7.0	14.5	8.9	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.7	61.8
13	17.1	20.1	21.8	15.9	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.62	7.63	4.84	4.02	134.0	73.0
14	31.6	36.4	28.4	22.6	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.27	10.18	4.84	4.02	197.5	79.9
16	67.6	76.9	41.2	35.6	66.0	58.8	124.0	22.4	73°, 1.0	5.56	15.27	4.84	4.02	347.2	91.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

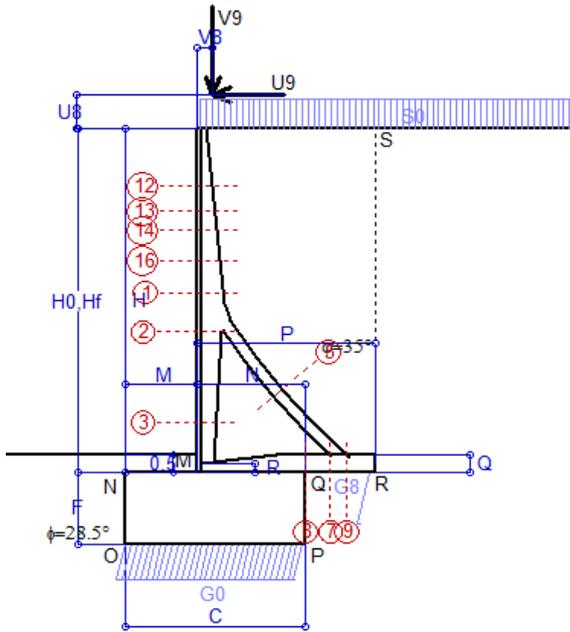
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché il momento flettente è già massimo



# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.28$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.9	1 325.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	54.2	384.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	105.7	376.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	943.9	4 420.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	149.7	3.0	7.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	16.4	8.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	270.4	696.2
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 325.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 868.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 323.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5 501.2</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezziera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 56.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.16$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1266.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 5.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.246$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.8^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1323 * 0.543) / 1.1 = 653.1$	$> Ed = 325.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (5501.2) / 1.15 = 4783.6$	$> Ed = 1868$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2647.1) / 1.15 = 2301.9$	$> Ed = 1209.6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 624$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 371$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	245.8	268.0	63.4	61.6	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.98	20.36	4.84	5.03	538.8	133.5	
2	174.9	190.9	386.2	-93.7	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.62	10.18	9.36	10.26	331.4	-216.7	
3	-7.1	-7.1	451.2	0.0	51.3	46.2	27.0	27.0	-	13.37	5.09	9.36	4.63	-279.4	111.0	
5	-23.7	-23.7	-384.6	33.4	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.98	15.27	15.27	6.67	-96.9	65.7	
7	4.7	14.6	247.2	-62.2	50.0	45.0	125.0	125.0	-	6.71	14.20	8.42	12.21	290.2	-244.8	
8	24.9	24.9	247.2	10.1	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.83	9.11	8.42	4.61	208.7	244.8	
9	67.3	67.3	0.0	74.3	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4	
12	49.0	52.7	17.3	17.0	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	76.0	60.6	
13	76.3	82.5	25.6	24.6	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.64	7.63	4.84	4.02	134.5	71.7	
14	104.0	112.6	33.0	31.4	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.29	10.18	4.84	4.02	198.1	78.6	
16	162.9	177.1	46.8	44.9	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.58	15.27	4.84	4.02	348.2	91.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

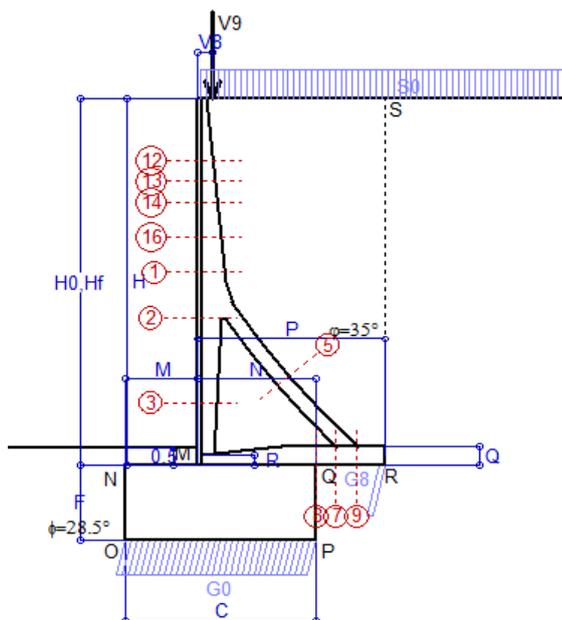
programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 11.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u110TM</b>	$H_0 = 11.00$ m
$C = 5.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 2.25$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 3.50$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 11.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	383.6	2 269.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	89.4	693.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	165.2	626.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1 476.1	7 325.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	11.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	26.9	14.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	409.5	1 146.6
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 499.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 977.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 2 055.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 9 109.4</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 89.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.17$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1965.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 5.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.351$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 13.7^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa verificato essendo		$R_d = (2055.3 * 0.543) / 1.1 = 1014.6 > E_d = 499.9$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (9109.4) / 1.15 = 7921.2 > E_d = 2977.2$	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (4506.6) / 1.15 = 3918.8 > E_d = 1898.5$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 951$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 605$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 5.04

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B <sub>5</sub> lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	285.0	317.5	97.0	93.7	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.83	23.94	5.53	5.03	682.7	134.1	
2	186.3	209.3	549.6	-144.3	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.77	12.57	10.87	11.70	445.7	-255.7	
3	-52.6	-52.6	633.2	0.0	55.6	50.4	27.0	27.0	-	17.57	6.28	10.87	4.61	-376.0	134.6	
5	-40.2	-40.2	-543.7	50.6	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	5.79	17.06	17.06	6.64	-131.7	88.2	
7	25.7	26.9	349.5	-31.8	55.0	49.7	125.0	125.0	90°, 1.0	7.71	15.87	9.24	17.43	374.3	-305.0	
8	72.3	72.3	349.5	12.8	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.74	10.18	9.24	8.17	274.0	274.1	
9	117.5	117.5	0.0	117.8	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	294.1	226.7	
12	21.1	24.6	26.8	21.8	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.19	5.69	5.53	4.02	90.0	61.6	
13	43.3	49.6	36.6	31.7	52.3	45.8	124.0	18.1	73°, 1.0	3.85	8.23	5.53	4.02	149.4	70.3	
14	76.8	86.9	48.2	43.3	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.65	11.37	5.53	4.02	231.0	77.5	
16	159.2	178.3	70.3	66.0	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.22	17.66	5.53	5.03	428.7	117.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 11.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 5.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 2.25$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.50$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
295.11	1 746.06	0.00	0.00
59.62	462.04	0.00	0.00
0.00	0.00	127.08	481.84
0.00	0.00	1 118.40	5 551.34
0.00	0.00	3.00	7.65
20.68	10.94	0.00	0.00
0.00	0.00	315.00	882.00
<b>S<sub>g</sub> = 375.40</b>	<b>M<sub>g</sub> = 2 219.04</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1 563.48</b>	<b>M<sub>g</sub> = 6 922.83</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	295.11	1 746.06
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	59.62	462.04
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	20.68	10.94
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00

\*non sommati

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.425
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	2.261
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	77.41 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$ 0.20 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	1486.08 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 =$ 5.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.265 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	13.5°

#### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 2.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	208.4	72.1	97.1	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	115	4.22	38	<b>0.070</b>
2	136.0	418.8	-115.0	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	58	4.84	38	<b>0.000</b>
3	-43.2	485.2	0.0	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-7	3.98	38	<b>0.000</b>
5	-25.3	-403.9	37.3	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	166	0.00	40	<b>0.115</b>
7	8.4	259.6	-28.7	125.0	55.0	49.7	15.87	9.24	-2	0.50	42	<b>0.000</b>
8	40.7	259.6	5.2	125.0	55.0	49.7	10.18	9.24	2	1.11	42	<b>0.000</b>
9	84.0	0.0	83.9	125.0	55.0	49.7	15.87	3.08	113	3.56	42	<b>0.000</b>
12	14.9	19.4	18.9	121.6	45.9	39.1	5.69	5.53	60	1.62	38	<b>0.000</b>
13	30.9	26.7	29.1	124.0	52.3	45.8	8.23	5.53	76	2.15	38	<b>0.000</b>
14	55.2	35.3	41.6	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	89	2.70	38	<b>0.000</b>
16	115.5	52.0	66.4	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	101	3.44	38	<b>0.051</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 11.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 5.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 2.25$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.50$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
295.11	1 746.06	0.00	0.00
44.71	346.53	0.00	0.00
0.00	0.00	127.08	481.84
0.00	0.00	1 090.65	5 416.05
0.00	0.00	3.00	7.65
20.50	10.89	0.00	0.00
0.00	0.00	315.00	882.00
<b>S<sub>g</sub> = 360.32</b>	<b>M<sub>g</sub> = 2 103.48</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1 535.73</b>	<b>M<sub>g</sub> = 6 787.55</b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

\*non sommati

Totali

- GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.517
- GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.314
- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 91.28$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.23$  m
- Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1444.45$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $.C_8 = 5.60$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.258$  MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 13.2^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.34

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	188.6	69.0	89.8	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	104	3.83	38	<b>0.057</b>
2	118.8	396.8	-109.1	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	44	4.24	38	<b>0.000</b>
3	-48.5	460.5	0.0	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-5	4.15	38	<b>0.000</b>
5	-24.6	-380.4	36.1	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	157	0.00	40	<b>0.107</b>
7	-10.2	244.5	-35.4	125.0	55.0	49.6	15.87	9.24	-1	0.50	42	<b>0.000</b>
8	17.0	244.5	0.0	125.0	55.0	49.7	10.18	9.24	-1	0.61	42	<b>0.000</b>
9	72.8	0.0	72.7	125.0	55.0	49.7	15.87	3.08	98	3.09	42	<b>0.000</b>
12	12.4	18.3	16.3	121.6	45.9	39.1	5.69	5.53	49	1.36	38	<b>0.000</b>
13	26.4	25.2	25.7	124.0	52.3	45.8	8.23	5.53	65	1.85	38	<b>0.000</b>
14	48.1	33.5	37.3	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	77	2.37	38	<b>0.000</b>
16	103.0	49.5	60.6	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	90	3.08	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 11.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 5.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 2.25$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.50$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
295.11	1 746.06	0.00	0.00
0.00	0.00	127.08	481.84
0.00	0.00	1 007.40	5 010.21
0.00	0.00	3.00	7.65
19.96	10.75	0.00	0.00
0.00	0.00	315.00	882.00
<b>S<sub>9</sub> = 315.07</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 756.80</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 452.48</b>	<b>M<sub>8</sub> = 6 381.70</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U<sub>9</sub>+V<sub>9</sub>) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.875  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.503  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 133.04$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.34$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1319.45$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 5.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.236$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.2^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

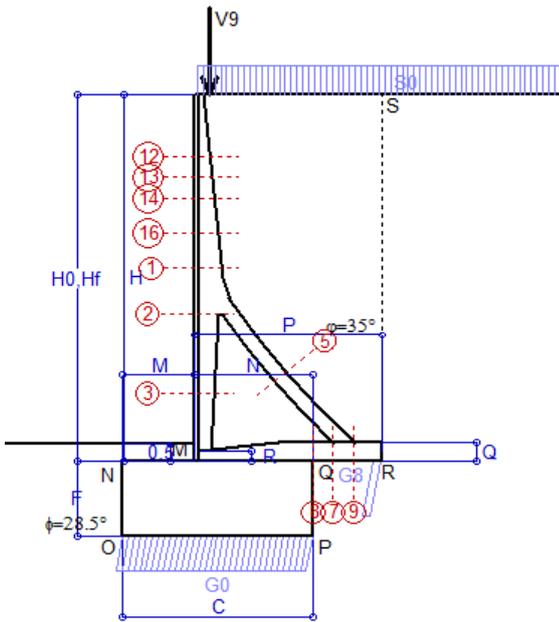
$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	129.2	59.6	68.0	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	69	2.66	38	0.000
2	67.3	331.0	-91.3	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	8	2.46	38	0.000
3	-65.3	385.9	0.0	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-2	4.69	38	0.000
5	-22.3	-310.0	32.7	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	132	0.00	40	0.083
7	-62.3	199.3	-55.8	125.0	55.0	49.6	15.87	9.24	41	2.59	42	0.000
8	-50.8	199.3	0.0	125.0	55.0	49.6	10.18	9.24	20	1.87	42	0.000
9	60.9	0.0	61.0	125.0	55.0	49.7	15.87	3.08	82	2.58	42	0.000
12	4.8	14.9	8.6	121.6	45.9	39.1	5.69	5.53	16	0.56	38	0.000
13	13.0	20.7	15.3	124.0	52.3	45.8	8.23	5.53	29	0.94	38	0.000
14	26.9	27.8	24.2	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	41	1.35	38	0.000
16	65.2	42.0	43.2	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	55	1.98	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

Dati

$H_m = 11.00$  m  
 $C = 5.60$  m  
 $F = 2.25$  m  
 $M = 2.10$  m  
 $N = 3.50$  m  
 $P = 5.55$  m  
 $Q = 0.55$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.30$  m

Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u110TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 11.00$  m  
 $H = 11.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $i_9 = 0.0\%$   
 $i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.274$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 11.00$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 5.81^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.260$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.78$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	296.5	1 754.2	30.2	230.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	12.0	92.8	1.2	9.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.5	16.3	125.3	475.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	27.9	224.2	1 015.3	5 047.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	7.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	23.4	12.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	8.7	9.8	310.6	869.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-92.4*	-84.7*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>372.0</b>	<b>2 109.6</b>	<b>1 485.7</b>	<b>6 640.2</b>

Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 106.1$  kN    Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.27$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1379.6$  kN    Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 5.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.246$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 10.7^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa verificato essendo  $R_d = (1485.7 * 0.543 + 92.4) / 1.0 = 899.2 > E_d = 372$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 667$  kN    Lato monte (punto Q)  $G_7 = 402$  kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.260$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	155.9	175.7	64.1	59.1	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.70	23.94	5.53	5.03	675.1	142.8	
2	86.4	101.7	370.9	-103.6	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.07	12.57	10.87	11.70	405.9	-261.8	
3	-64.3	-64.3	432.1	1.8	55.6	50.4	27.0	27.0	-	13.22	6.28	10.87	4.61	-327.7	118.1	
5	-27.4	-27.4	-353.6	34.5	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	6.95	17.06	17.06	6.64	-162.9	88.2	
7	-32.2	-25.9	227.3	-45.9	55.0	49.6	125.0	125.0	90°, 1.0	5.90	15.87	9.24	17.43	-227.9	-304.4	
8	-13.1	-13.1	227.3	0.0	55.0	49.6	125.0	125.0	-	5.97	10.18	9.24	8.17	-228.2	257.1	
9	62.4	62.4	0.0	62.6	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	294.1	226.7	
12	7.6	9.2	16.1	10.1	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.14	5.69	5.53	4.02	88.9	65.1	
13	18.2	21.3	22.4	16.2	52.3	45.8	124.0	18.1	73°, 1.0	3.78	8.23	5.53	4.02	147.6	74.7	
14	35.4	40.7	30.1	23.8	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.57	11.37	5.53	4.02	228.3	82.8	
16	81.2	92.2	45.3	39.4	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.12	17.66	5.53	5.03	424.0	124.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

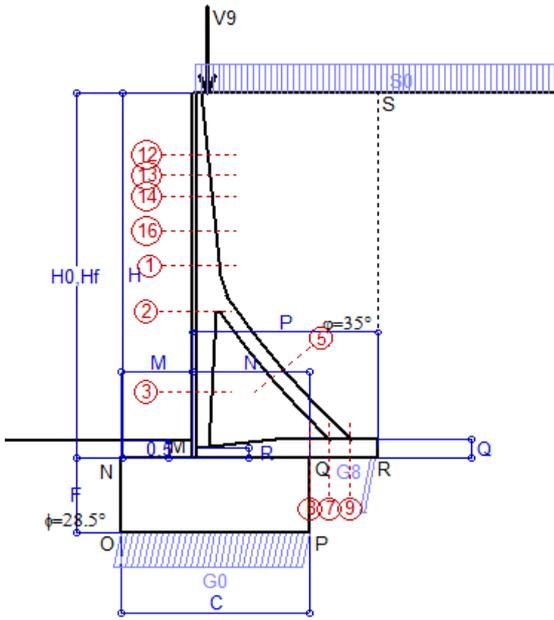
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



#### Dati

$H_m = 11.00$  m  
 $C = 5.60$  m  
 $F = 2.25$  m  
 $M = 2.10$  m  
 $N = 3.50$  m  
 $P = 5.55$  m  
 $Q = 0.55$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.30$  m

#### Acceleraz. orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u110TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 11.00$  m  
 $H = 11.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 0.0\%$   
 $l_8 = 0.0\%$

#### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0.277$   
 $H = 11.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.269$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.75$

(Dati:  $\phi = 28.5^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

##### COMPONENTI

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	298.2	1 764.5	45.3	346.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	12.0	93.4	1.8	14.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	5.3	24.4	124.4	471.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	41.9	336.7	1 008.2	5 012.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	7.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	25.3	13.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	13.1	14.7	308.4	863.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-91.6*	-84.0*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 395.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 247.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 491.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 6 715.7</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 88.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.22$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1403.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 5.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.251$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 11.5^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (6715.7 + 84) / 1.0 = 6799.6 > E_d = 2247.1$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (3368.2) / 1.0 = 3368.2 > E_d = 1414.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 673$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 421$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Freccia in cima al pannello mm    1.21  
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	162.3	182.8	65.3	61.3	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.71	23.94	5.53	5.03	675.4	142.2	
2	90.2	106.1	382.8	-107.2	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.11	12.57	10.87	11.70	408.5	-261.3	
3	-66.0	-66.0	446.0	2.8	55.6	50.4	27.0	27.0	-	13.52	6.28	10.87	4.61	-331.3	119.2	
5	-27.4	-27.4	-366.9	34.5	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	6.87	17.06	17.06	6.64	-160.7	88.2	
7	-9.0	-6.2	235.8	-32.2	55.0	49.6	125.0	125.0	90°, 1.0	5.93	15.87	9.24	17.43	-229.9	-304.4	
8	18.8	18.8	235.8	0.1	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.22	10.18	9.24	8.17	247.5	258.7	
9	70.6	70.6	0.0	70.6	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	294.1	226.7	
12	8.1	9.7	16.3	10.6	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.14	5.69	5.53	4.02	88.9	64.9	
13	19.1	22.3	22.7	16.9	52.3	45.8	124.0	18.1	73°, 1.0	3.79	8.23	5.53	4.02	147.6	74.5	
14	37.0	42.6	30.5	24.8	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.57	11.37	5.53	4.02	228.4	82.5	
16	84.7	96.1	46.0	40.9	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.12	17.66	5.53	5.03	424.1	123.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u110TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità ALF (alluvioni a grana fina)			
	Natura di terreno di fondazione				
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$	0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0		
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

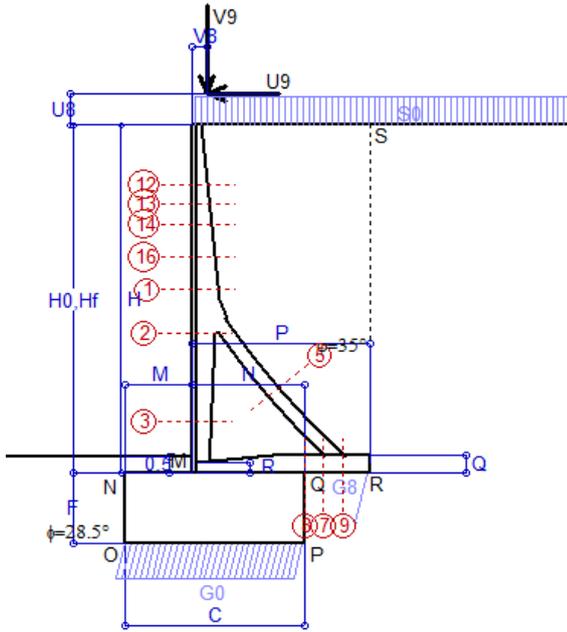
	E Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	2.25		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
	N Componente verticale (G0)	kN/m	<b>1965.8</b>	<b>1379.6</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.67°	10.66°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	478.2	259.6
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	5.60	5.60
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.80	2.80
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.75	2.75
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b> = $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$			kN/m <sup>2</sup>	<b>493.98</b>
Coefficiente base $N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$			15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle $g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro $s_q = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione $d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$			1.15	1.15
Inclinazione letto di posa $b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante $i_q$ #RIF!			0.57	0.66
Paolucci e Pecker 1997 $z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b> = $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$			kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>
Coefficiente base $N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$			26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle $g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Lunghezza del muro $s_c = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione $d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.16	1.16
Inclinazione letto di posa $b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$			0.54	0.64
Paolucci e Pecker 1997 $z_c = 1 - 0.34 K_h$			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$			kN/m <sup>2</sup>	<b>383.92</b>
Coefficiente base $N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$			17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle $g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro $s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione $d_\gamma = 1.00$			1.00	1.00
Inclinazione letto di posa $b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante $i_\gamma$ #RIF!			0.43	0.53
Paolucci e Pecker 1997 $z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.878	1.023
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>3511.6</b>	<b>4776.2</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1965.8	1379.6
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.3 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 11.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u110TM</b>	$H_0 = 11.00$ m
$C = 5.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 2.25$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.3$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 11.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	295.1	1 746.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	59.6	462.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	127.1	481.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	1 118.4	5 551.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	163.0	3.0	7.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	20.7	10.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	315.0	882.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 386.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 382.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 563.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 6 922.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezziera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 38.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.10$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1525.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 5.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.272$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.9^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1563.5 * 0.543) / 1.1 = 771.8$	$> Ed = 386.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (6922.8) / 1.15 = 6019.9$	$> Ed = 2382.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (3419) / 1.15 = 2973.1$	$> Ed = 1547.2$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 736$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 474$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	9.89
$K_0 =$	0.244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	295.6	<b>322.8</b>	72.1	<b>70.6</b>	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.73	23.94	5.53	5.03	<b>677.0</b>	<b>141.0</b>	
2	213.3	<b>232.8</b>	455.0	<b>-112.9</b>	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.40	12.57	10.87	11.70	<b>424.7</b>	<b>-260.9</b>	
3	-9.2	<b>-9.2</b>	530.4	<b>0.0</b>	55.6	50.4	27.0	27.0	-	15.35	6.28	10.87	4.61	<b>-352.2</b>	<b>126.2</b>	
5	-30.4	<b>-30.4</b>	-451.2	<b>38.2</b>	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	6.36	17.06	17.06	6.64	<b>-147.0</b>	<b>88.2</b>	
7	54.7	<b>54.0</b>	290.0	<b>-16.2</b>	55.0	49.7	125.0	125.0	90°, 1.0	7.45	15.87	9.24	17.43	<b>360.9</b>	<b>-305.0</b>	
8	95.2	<b>95.2</b>	290.0	<b>17.8</b>	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.47	10.18	9.24	8.17	<b>260.2</b>	<b>266.0</b>	
9	107.7	<b>107.7</b>	0.0	<b>108.0</b>	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	<b>294.1</b>	<b>226.7</b>	
12	55.5	<b>59.8</b>	19.4	<b>18.8</b>	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.15	5.69	5.53	4.02	<b>89.3</b>	<b>63.7</b>	
13	80.2	<b>86.8</b>	26.7	<b>25.6</b>	52.3	45.8	124.0	18.1	73°, 1.0	3.80	8.23	5.53	4.02	<b>148.1</b>	<b>73.1</b>	
14	113.5	<b>123.1</b>	35.3	<b>33.7</b>	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.60	11.37	5.53	4.02	<b>229.1</b>	<b>81.2</b>	
16	188.3	<b>205.0</b>	52.0	<b>50.1</b>	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.14	17.66	5.53	5.03	<b>425.2</b>	<b>122.6</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

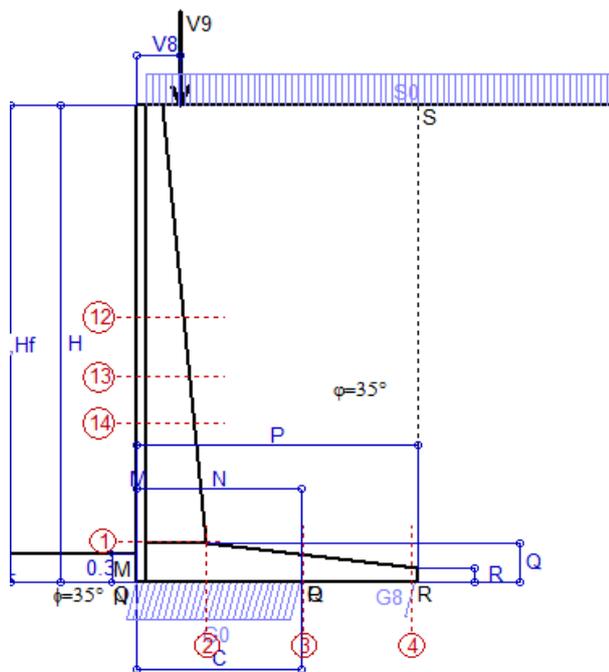
## **ALLEGATO 4**

**Schede di verifica dei muri di sostegno  $h= 5,00$  e  $10,00$  m; con guard rail; fondazione su pali.**

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.700$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79.3	132.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40.6	101.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	44.2
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	389.1	586.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	2.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	0.1	0.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 119.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 233.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 445.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 633.0</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 10.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.04$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 435.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.256$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 15.1^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (445.3 * 0.7) / 1.1 = 283.4$	$> E_d = 119.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (633) / 1.15 = 550.5$	$> E_d = 233.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (632.5) / 1.15 = 550.0$	$> E_d = 233.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 218$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 218$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 7.48

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	195.4	<b>195.4</b>	77.4	<b>75.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.97	14.51	4.59	7.85	<b>371.9</b>	<b>228.5</b>	
2	127.9	<b>127.9</b>	0.0	<b>130.1</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	114.9	<b>114.9</b>	0.0	<b>97.8</b>	29.3	24.1	125.0	125.0	-	4.95	16.05	5.34	9.85	<b>139.6</b>	<b>163.3</b>	
4	-0.2	<b>-0.2</b>	0.0	<b>0.2</b>	15.8	10.5	125.0	125.0	-	2.68	4.39	5.34	0.00	<b>-26.6</b>	<b>68.2</b>	
12	33.4	<b>38.3</b>	32.3	<b>27.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.41	6.28	4.59	3.96	<b>104.7</b>	<b>63.8</b>	
13	62.0	<b>70.0</b>	42.9	<b>38.3</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.12	8.83	4.59	3.96	<b>164.8</b>	<b>70.6</b>	
14	92.2	<b>103.2</b>	52.2	<b>47.5</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.75	11.37	4.59	3.96	<b>227.5</b>	<b>74.7</b>	

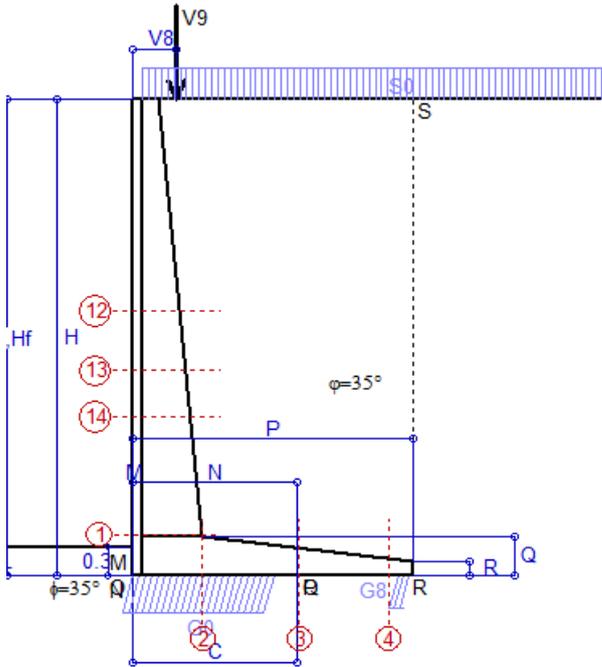
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	101.68	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.10	67.77	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	39.78	34.02
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	290.36	438.38
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	1.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	0.04	0.04
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 88.07</math></b>	<b><math>M_9 = 169.46</math></b>	<b><math>P_9 = 333.18</math></b>	<b><math>M_8 = 473.78</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.795  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.648  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 28.61$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.16$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 304.56$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 1.47$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.207$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 14.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.74

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

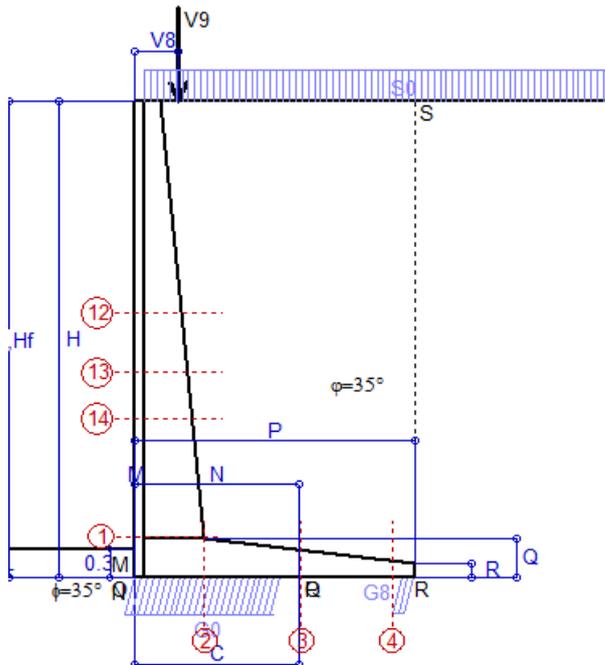
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	142.1	57.3	76.1	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	146	4.44	38	<b>0.102</b>
2	92.4	0.0	128.1	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	130	5.79	41	<b>0.000</b>
3	57.2	0.0	93.6	125.0	29.3	24.1	16.05	5.34	160	7.65	41	<b>0.139</b>
4	-1.8	0.0	0.0	125.0	18.1	12.8	5.41	5.34	26	1.09	41	<b>0.000</b>
12	23.7	23.5	24.9	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	84	2.27	38	<b>0.000</b>
13	44.4	31.4	36.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	101	2.92	38	<b>0.000</b>
14	66.4	38.3	46.9	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	110	3.42	38	<b>0.061</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	101.68	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	20.32	50.83	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	39.78	34.02
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	275.86	417.34
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	1.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	0.04	0.04
<b>Totale</b>	<b>S<sub>9</sub> = 81.30</b>	<b>M<sub>9</sub> = 152.51</b>	<b>P<sub>9</sub> = 318.68</b>	<b>M<sub>8</sub> = 452.74</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.968  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.744  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 25.55$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.14$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 293.13$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 1.56$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.188$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 14.3^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.16

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	127.3	54.6	69.8	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	130	3.99	38	<b>0.084</b>
2	82.8	0.0	114.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	116	5.19	41	<b>0.000</b>
3	57.2	0.0	92.0	125.0	29.3	24.1	16.05	5.34	160	7.65	41	<b>0.139</b>
4	-1.6	0.0	0.0	125.0	17.9	12.6	5.31	5.34	24	0.99	41	<b>0.000</b>
12	20.1	22.1	21.8	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	70	1.93	38	<b>0.000</b>
13	38.4	29.7	32.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	87	2.54	38	<b>0.000</b>
14	58.2	36.3	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	96	3.01	38	<b>0.000</b>

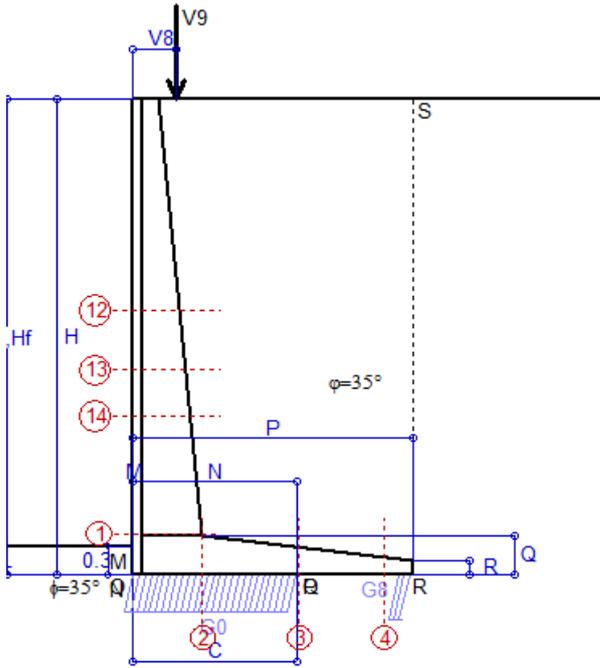
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	101.68	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	39.78
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	232.36
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	0.04
<b>Totale</b>	<b><math>S_9 = 60.97</math></b>	<b><math>M_9 = 101.68</math></b>	<b><math>P_9 = 275.18</math></b>
			<b><math>M_8 = 389.63</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.831  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 3.159  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 27.30$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.15$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 247.88$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.70$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.146$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 12.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 2.39

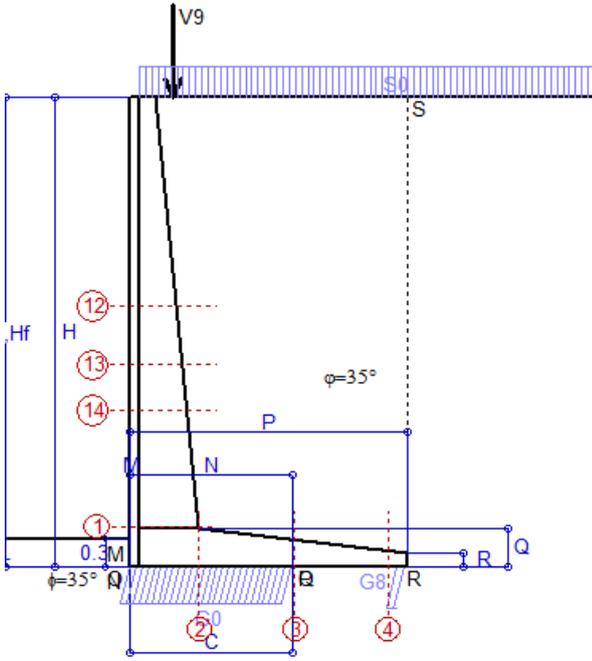
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	82.9	46.4	50.9	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	82	2.63	38	<b>0.000</b>
2	53.9	0.0	74.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	76	3.38	41	<b>0.000</b>
3	42.8	0.0	73.8	125.0	29.3	24.1	16.05	5.34	120	5.72	41	<b>0.000</b>
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	18.6	13.3	5.61	5.34	35	1.43	41	<b>0.000</b>
12	9.2	18.1	12.5	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	29	0.92	38	<b>0.000</b>
13	20.5	24.5	20.5	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	44	1.40	38	<b>0.000</b>
14	33.6	30.2	28.1	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	53	1.77	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

H<sub>m</sub> = 5.00 m  
 C = 1.70 m  
 F = 0.00 m  
 M = 0.00 m  
 N = 1.70 m  
 P = 2.90 m  
 Q = 0.41 m  
 U<sub>v</sub> = 0.00 m  
 V<sub>8</sub> = 0.45 m  
 U<sub>1</sub> = 0.0 m  
 R = 0.15 m

Acceleraz orizz. al suolo  
 Prefabbricato tipo u50NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

a<sub>g</sub>/g = **0.061**  
 H<sub>0</sub> = 5.00 m  
 H = 5.00 m  
 S<sub>0</sub> = 4.0 kN/m<sup>2</sup>  
 φ = 35°  
 R<sub>0</sub> = 0.700  
 a<sub>max</sub>/g = 0.073  
 β<sub>m</sub> = **0.38**  
 U<sub>g</sub> = 0.00 kN/cad  
 V<sub>g</sub> = 3.75 kN/cad  
 I<sub>g</sub> = 0.0%  
 I<sub>8</sub> = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati: φ = 35.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

K<sub>1</sub> = 0.274  
 H = 5.00 m  
 O<sub>3</sub> = 5.81°  
 K<sub>3</sub> = 0.260  
 K<sub>p</sub> = 3.64

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	61.3	102.2	6.2	18.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.4	13.6	0.6	1.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	1.2	39.2	33.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	6.4	17.2	240.6	365.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	1.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-1.9*	-0.2*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>74.2</b>	<b>134.2</b>	<b>289.6</b>	<b>420.5</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 20.2 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q<sub>8</sub> = 0.11 m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 269.5 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C<sub>8</sub> = 1.70 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = **0.158 MPa**  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **14.0°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo      Rd = (289.6 \* 0.7 + 1.9) / 1.0 = 204.6 > Ed = 74.2

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 135 kN      Lato monte (punto Q) G7 = 135 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm      3.55  
 K<sub>0</sub> = 0.260

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	101.5	<b>101.5</b>	50.2	<b>45.6</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.6</b>	<b>236.7</b>	
2	66.0	<b>66.0</b>	0.0	<b>67.7</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	56.3	<b>56.3</b>	0.0	<b>57.6</b>	29.3	24.1	125.0	125.0	-	4.95	16.05	5.34	9.85	<b>139.6</b>	<b>163.3</b>	
4	-1.2	<b>-1.2</b>	0.0	<b>1.3</b>	17.5	12.2	125.0	125.0	-	2.94	5.14	5.34	0.00	<b>-30.9</b>	<b>75.4</b>	
12	13.1	<b>15.5</b>	19.6	<b>13.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>103.3</b>	<b>67.5</b>	
13	27.3	<b>31.4</b>	26.5	<b>20.4</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.04	8.83	4.59	3.96	<b>162.6</b>	<b>75.1</b>	
14	43.2	<b>49.1</b>	32.7	<b>26.6</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.6</b>	<b>79.8</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

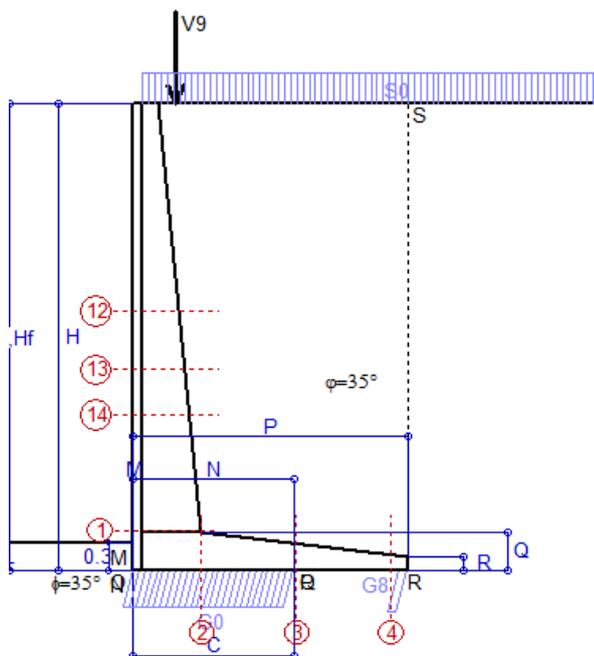
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 5.00$  m  
 $C = 1.70$  m  
 $F = 0.00$  m  
 $M = 0.00$  m  
 $N = 1.70$  m  
 $P = 2.90$  m  
 $Q = 0.41$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u50NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 5.00$  m  
 $H = 5.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.700$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $l_g = 0.0\%$   
 $l_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $K_1 = 0.277$   
 $H = 5.00$  m  
 $O_3 = 8.64^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.269$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.61$   
 (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	61.6	102.8	9.4	27.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.5	13.7	0.8	2.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	1.9	38.9	33.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	9.7	25.8	238.9	363.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	1.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-1.9*	-0.2*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 78.4</b>	<b>M<sub>9</sub> = 144.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 291.1</b>	<b>M<sub>8</sub> = 427.6</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 18.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.10$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 273.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.70$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.161$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 14.7^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (427.6 + 0.2) / 1.0 = 427.8 > E_d = 144.1$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (427.3) / 1.0 = 427.3 > E_d = 144.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 137$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 136$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Ed,u</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	105.4	<b>105.4</b>	51.0	<b>47.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.7</b>	<b>236.2</b>
2	68.5	<b>68.5</b>	0.0	<b>70.3</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>
3	59.5	<b>59.5</b>	0.0	<b>58.9</b>	29.3	24.1	125.0	125.0	-	4.95	16.05	5.34	9.85	<b>139.6</b>	<b>163.3</b>
4	-1.0	<b>-1.0</b>	0.0	<b>1.1</b>	17.2	11.9	125.0	125.0	-	2.90	5.01	5.34	0.00	<b>-30.2</b>	<b>74.2</b>
12	13.8	<b>16.2</b>	19.8	<b>14.0</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>103.3</b>	<b>67.3</b>
13	28.5	<b>32.7</b>	26.9	<b>21.2</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.04	8.83	4.59	3.96	<b>162.7</b>	<b>74.9</b>
14	44.9	<b>51.1</b>	33.2	<b>27.6</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.7</b>	<b>79.5</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

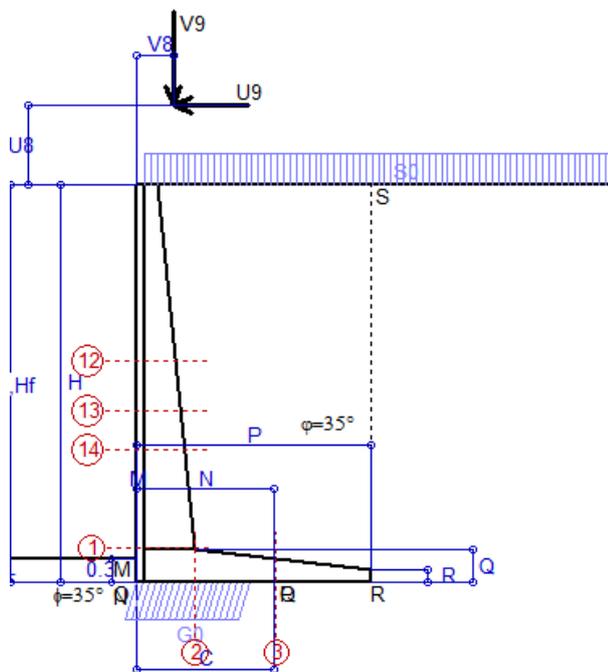
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 14.28$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	61.0	101.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.1	67.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	34.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	290.4	438.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	68.6	3.0	1.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 99.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 238.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 333.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 473.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 333.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.42$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.235$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 16.6^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (333.2 * 0.7) / 1.1 = 212.0$	$> E_d = 99.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (473.8) / 1.15 = 412.0$	$> E_d = 238$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (473.4) / 1.15 = 411.7$	$> E_d = 237.9$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 195$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 139$ kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	219.8	<b>219.8</b>	57.3	<b>57.1</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.87	14.51	4.59	7.85	<b>368.0</b>	<b>234.8</b>
2	146.5	<b>146.5</b>	0.0	<b>145.3</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>
3	97.3	<b>97.3</b>	0.0	<b>76.8</b>	29.3	24.1	125.0	125.0	-	4.95	16.05	5.34	9.85	<b>139.6</b>	<b>163.3</b>
12	69.6	<b>75.0</b>	23.5	<b>22.6</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.37	6.28	4.59	3.96	<b>103.7</b>	<b>66.1</b>
13	99.1	<b>107.0</b>	31.4	<b>29.9</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.06	8.83	4.59	3.96	<b>163.3</b>	<b>73.6</b>
14	128.0	<b>138.3</b>	38.3	<b>36.3</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.69	11.37	4.59	3.96	<b>225.4</b>	<b>78.3</b>

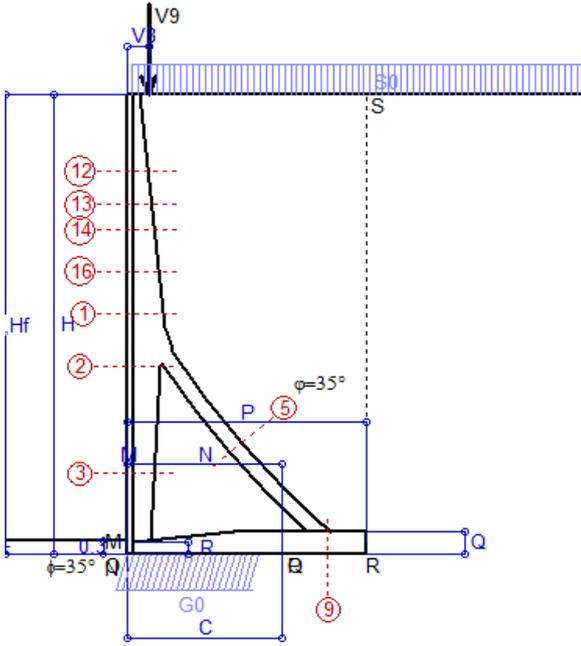
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m2
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35.00^\circ$
$N = 3.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m3
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.700$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_g = 0.00$ kN/cad
$V_g = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_g = 3.75$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_b = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 10.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	317.1	1 057.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	81.3	406.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	136.6	206.0
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1 248.0	3 286.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	2.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	0.1	0.2
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 398.4</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1 463.7</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1 389.3</b>	<b>M<sub>g</sub> = 3 494.5</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1389.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 2.92$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.475$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 16.0^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (1389.3 * 0.7) / 1.1 = 884.1$	$> E_d = 398.4$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (3494.5) / 1.15 = 3038.7$	$> E_d = 1463.7$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (3493) / 1.15 = 3037.4$	$> E_d = 1463.3$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 774$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 615$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha, \text{ctg}\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
1	226.0	<b>244.1</b>	85.4	<b>81.4</b>	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	7.08	20.36	4.84	5.03	<b>543.7</b>	<b>127.6</b>	
2	142.7	<b>161.0</b>	460.9	<b>-121.4</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.93	10.18	9.36	10.26	<b>347.2</b>	<b>-212.1</b>	
3	-46.4	<b>-46.4</b>	531.5	<b>0.0</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	15.10	5.09	9.36	4.63	<b>-297.4</b>	<b>117.4</b>	
5	-31.4	<b>-31.4</b>	-455.6	<b>44.3</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.61	15.27	15.27	6.67	<b>-88.8</b>	<b>65.7</b>	
9	130.9	<b>130.9</b>	0.0	<b>146.5</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	<b>238.5</b>	<b>211.4</b>	
12	15.9	<b>18.8</b>	24.0	<b>19.0</b>	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.99	5.09	4.84	4.02	<b>76.6</b>	<b>58.8</b>	
13	39.6	<b>45.5</b>	35.2	<b>30.2</b>	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.69	7.63	4.84	4.02	<b>135.7</b>	<b>69.0</b>	
14	67.1	<b>75.9</b>	45.1	<b>40.1</b>	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.35	10.18	4.84	4.02	<b>199.9</b>	<b>75.2</b>	
16	130.6	<b>146.5</b>	63.4	<b>58.8</b>	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.65	15.27	4.84	4.02	<b>351.2</b>	<b>92.7</b>	

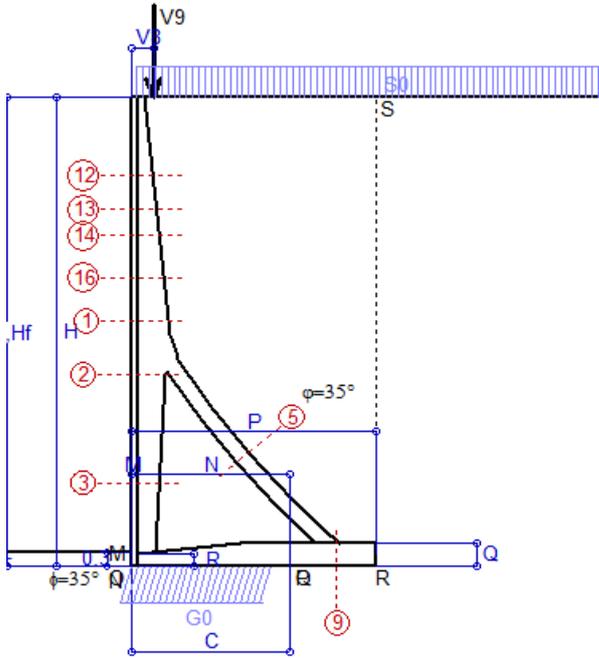
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $Med=Medu$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 10.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	813.21	0.00	0.00
54.20	271.04	0.00	0.00
0.00	0.00	105.10	158.44
0.00	0.00	944.33	2 487.94
0.00	0.00	3.00	1.35
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.08	0.14
<b><math>S_9 = 298.09</math></b>	<b><math>M_9 = 1 084.26</math></b>	<b><math>P_9 = 1 052.51</math></b>	<b><math>M_8 = 2 647.87</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.89	813.21	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	54.20	271.04	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	105.10	158.44
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	944.33	2 487.94
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	1.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	0.08	0.14
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 298.09</math></b>	<b><math>M_9 = 1 084.26</math></b>	<b><math>P_9 = 1 052.51</math></b>	<b><math>M_8 = 2 647.87</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.442
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	2.472
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	0.00 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$ 0.00 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	1052.51 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 =$ 2.97 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.354 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	15.8°

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.75

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

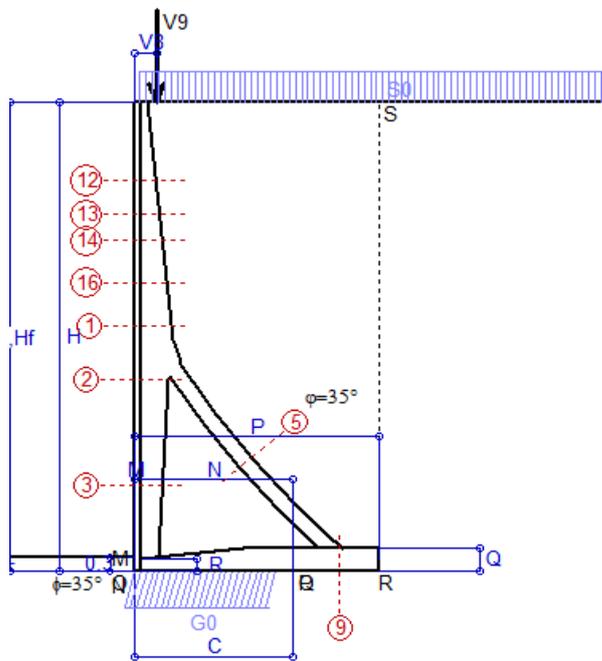
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	164.8	63.4	83.3	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	114	4.02	38	<b>0.064</b>
2	103.4	350.2	-96.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	54	4.21	38	<b>0.000</b>
3	-37.9	406.3	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-5	3.85	38	<b>0.000</b>
5	-19.8	-337.6	31.8	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	170	0.00	38	<b>0.109</b>
9	99.8	0.0	111.7	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	165	5.19	40	<b>0.000</b>
12	11.2	17.3	16.1	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	52	1.42	38	<b>0.000</b>
13	28.2	25.6	27.5	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	77	2.12	38	<b>0.000</b>
14	48.1	33.0	38.2	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	89	2.63	38	<b>0.000</b>
16	94.5	46.8	58.4	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	101	3.29	38	<b>0.044</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 10.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	813.21	0.00	0.00
40.65	203.28	0.00	0.00
0.00	0.00	105.10	158.44
0.00	0.00	918.83	2 422.89
0.00	0.00	3.00	1.35
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.08	0.14
<b><math>S_9 = 284.54</math></b>	<b><math>M_9 = 1 016.50</math></b>	<b><math>P_9 = 1 027.01</math></b>	<b><math>M_8 = 2 582.82</math></b>

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*
- Totali**

- GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.540
- GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.527
- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.00$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.00$  m
- Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1027.01$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 3.05$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.337$  MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.20

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

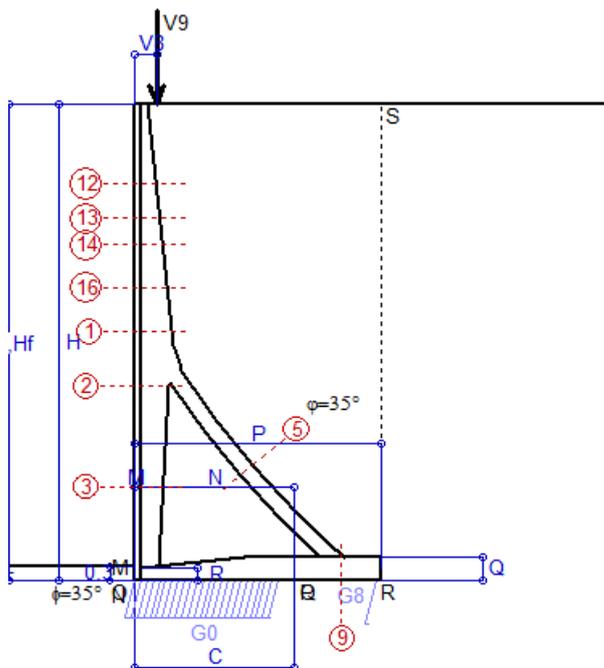
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	148.2	60.5	76.6	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	102	3.63	38	<b>0.050</b>
2	89.5	330.4	-91.5	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	39	3.64	38	<b>0.000</b>
3	-42.0	384.0	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-4	3.99	38	<b>0.000</b>
5	-19.1	-316.5	30.7	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	161	0.00	38	<b>0.105</b>
9	97.6	0.0	109.3	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	161	5.08	40	<b>0.000</b>
12	9.2	16.3	13.8	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	42	1.17	38	<b>0.000</b>
13	24.1	24.2	24.2	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	65	1.82	38	<b>0.000</b>
14	41.7	31.3	34.0	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	77	2.29	38	<b>0.000</b>
16	83.8	44.5	53.0	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	89	2.93	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 10.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.89	813.21	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	105.10	158.44
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	842.33	2 227.74
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	1.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	0.08	0.14
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 243.89</math></b>	<b><math>M_9 = 813.21</math></b>	<b><math>P_9 = 950.51</math></b>	<b><math>M_8 = 2 387.67</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.89	813.21	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	105.10	158.44
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	842.33	2 227.74
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	1.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	0.08	0.14
<i>*non sommati</i>				
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 243.89</math></b>	<b><math>M_9 = 813.21</math></b>	<b><math>P_9 = 950.51</math></b>	<b><math>M_8 = 2 387.67</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.936
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	2.728
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	40.29 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0.11 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	910.22 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$ 3.01 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.302 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	14.4°

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE N°	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar- tecipazione cm	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr. KN m	Sforzo normale <sup>(2)</sup> KN	Taglio KN		totale H cm	utile Y cm	lato terrapieno cm <sup>2</sup>	lato facciata o inf. platea cm <sup>2</sup>	acciaio $\sigma_a$ Mpa	calcestr. $\sigma_c$ Mpa	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$ mm	apertura fessure mm
1	98.6	51.9	56.7	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	66	2.44	38	<b>0.000</b>
2	47.8	271.3	-75.5	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	5	1.98	38	<b>0.000</b>
3	-54.9	317.0	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-1	4.51	38	<b>0.000</b>
5	-17.1	-253.2	27.6	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	134	0.00	38	<b>0.082</b>
9	68.5	0.0	75.5	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	113	3.56	40	<b>0.000</b>
12	3.1	13.3	6.9	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	10	0.42	38	<b>0.000</b>
13	11.6	19.9	14.2	123.2	51.2	44.7	7.63	4.84	28	0.91	38	<b>0.000</b>
14	22.7	25.9	21.7	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	39	1.28	38	<b>0.000</b>
16	51.4	37.5	36.9	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	52	1.83	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

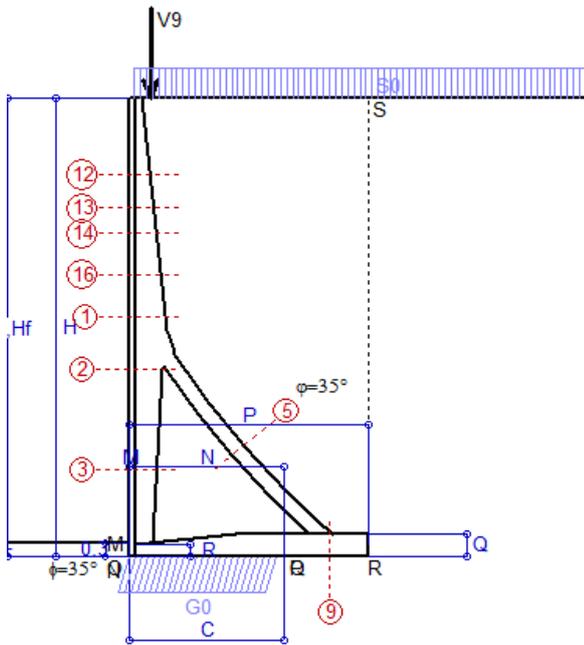
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 5: Verifica sismica

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 10.00$  m  
 $C = 3.30$  m  
 $F = 0.00$  m  
 $M = 0.00$  m  
 $N = 3.30$  m  
 $P = 5.10$  m  
 $Q = 0.50$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u100TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 10.00$  m  
 $H = 10.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.700$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $I_9 = 0.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.274$   
 $H = 10.00$  m  
 $O_3 = 5.81^\circ$   
 $K_3 = 0.260$   
 $K_p = 3.64$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	245.0	817.0	24.9	127.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.9	54.5	1.1	5.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.9	6.6	103.6	156.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	23.3	122.4	850.8	2 248.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	1.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.1	0.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-1.9*	-0.2*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 282.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 000.5</b>	<b>P<sub>9</sub> = 983.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 538.8</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  KN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 983.5$  KN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.13$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.314$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 15.9^\circ$   
**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (983.5 * 0.7 + 1.9) / 1.0 = 690.4 > E_d = 282.2$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 518$  KN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 466$  KN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.98$   
 $K_0 = 0.260$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	120.3	<b>131.3</b>	55.9	<b>50.2</b>	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.95	20.36	4.84	5.03	<b>537.2</b>	<b>135.2</b>	
2	63.0	<b>75.1</b>	305.4	<b>-87.0</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.28	10.18	9.36	10.26	<b>314.2</b>	<b>-217.7</b>	
3	-54.4	<b>-54.4</b>	356.5	<b>1.5</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	11.48	5.09	9.36	4.63	<b>-256.7</b>	<b>103.5</b>	
5	-21.2	<b>-21.2</b>	-290.6	<b>29.9</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	6.46	15.27	15.27	6.67	<b>-107.5</b>	<b>65.7</b>	
9	93.6	<b>93.6</b>	0.0	<b>104.8</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	<b>238.5</b>	<b>211.4</b>	
12	5.3	<b>6.6</b>	14.4	<b>8.5</b>	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	<b>75.7</b>	<b>61.9</b>	
13	16.3	<b>19.2</b>	21.5	<b>15.3</b>	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.62	7.63	4.84	4.02	<b>134.0</b>	<b>73.2</b>	
14	30.2	<b>34.9</b>	28.1	<b>21.7</b>	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.27	10.18	4.84	4.02	<b>197.4</b>	<b>80.2</b>	
16	64.9	<b>73.8</b>	40.5	<b>34.3</b>	66.0	58.8	124.0	22.4	73°, 1.0	5.56	15.27	4.84	4.02	<b>347.1</b>	<b>92.3</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

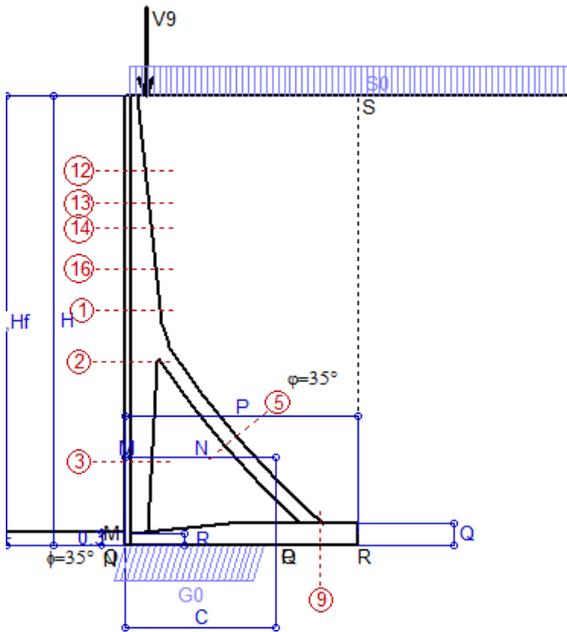
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 10.00$  m  
 $C = 3.30$  m  
 $F = 0.00$  m  
 $M = 0.00$  m  
 $N = 3.30$  m  
 $P = 5.10$  m  
 $Q = 0.50$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 0.0$  m  
 $R = 0.25$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u100TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 10.00$  m  
 $H = 10.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.700$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $I_g = 0.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.277$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 10.00$  m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 8.64^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.269$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 3.61$

(Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	246.5	821.8	37.4	191.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.0	54.8	1.7	8.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	4.4	9.9	102.9	155.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	35.0	183.9	844.8	2232.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	1.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.1	0.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-1.9*	-0.2*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 296.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 070.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 989.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 588.5</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 989.9$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.07$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.323$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 16.6^\circ$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo       $R_d = (2588.5 + 0.2) / 1.0 = 2588.7 > E_d = 1070.3$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo       $R_d = (2587.3) / 1.0 = 2587.3 > E_d = 1070$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 530$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 460$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm 1.05  
 $K_0 = 0.269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	125.2	136.4	56.9	52.1	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.96	20.36	4.84	5.03	537.4	134.7	
2	65.8	78.4	315.2	-90.0	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.32	10.18	9.36	10.26	316.3	-217.2	
3	-55.8	-55.8	368.0	2.3	51.3	46.2	27.0	27.0	-	11.67	5.09	9.36	4.63	-259.6	104.4	
5	-21.2	-21.2	-301.5	29.9	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	6.40	15.27	15.27	6.67	-106.3	65.7	
9	94.0	94.0	0.0	105.3	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4	
12	5.7	7.0	14.5	8.9	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.7	61.8	
13	17.1	20.1	21.8	15.9	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.62	7.63	4.84	4.02	134.0	73.0	
14	31.6	36.4	28.4	22.6	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.27	10.18	4.84	4.02	197.5	79.9	
16	67.6	76.9	41.2	35.6	66.0	58.8	124.0	22.4	73°, 1.0	5.56	15.27	4.84	4.02	347.2	91.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

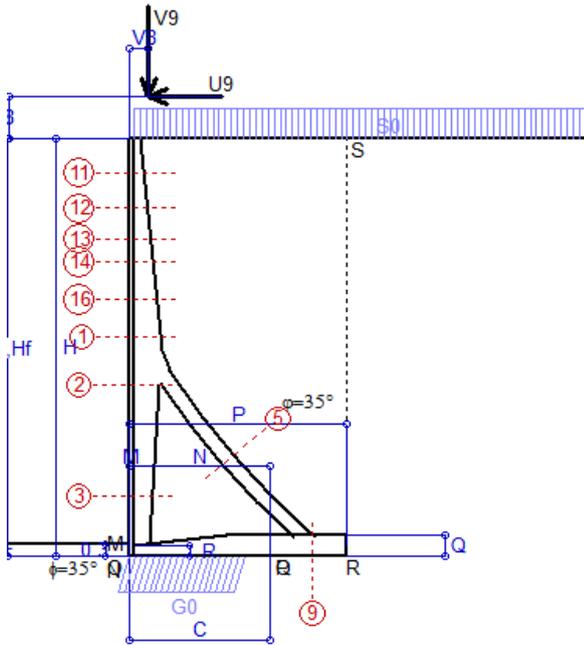
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



## Dati

$H_m =$	10.00 m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 =$	10.00 m
$C =$	3.30 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	10.00 m
$F =$	0.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m <sup>2</sup>
$M =$	0.00 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	35°
$N =$	3.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m <sup>3</sup>
$P =$	5.10 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m <sup>3</sup>
$Q =$	0.50 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$U_v =$	1.00 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.28 kN/cad
$V_9 =$	0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	3.75 kN/cad
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 =$	0.0%

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 =$	0.271
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H =$	10.00 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 =$	0.00°
	$K_3 =$	0.244

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.9	813.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	54.2	271.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	105.1	158.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	944.3	2 487.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	125.7	3.0	1.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.1	0.1
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> =</b>	<b>M<sub>9</sub> =</b>	<b>P<sub>9</sub> =</b>	<b>M<sub>8</sub> =</b>
	309.5	1 209.9	1 052.5	2 647.9

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1052.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	2.73 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	<b>0.385 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	<b>16.4°</b>

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1052.5 * 0.7) / 1.1 = 669.8 > E_d = 309.5$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (2647.9) / 1.15 = 2302.5 > E_d = 1209.9$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (2646.7) / 1.15 = 2301.5 > E_d = 1209.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 617$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 435$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm 8.36

$K_0 =$  0.244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{EdU}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	245.8	<b>257.7</b>	63.4	<b>61.6</b>	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.98	20.36	4.84	5.03	<b>538.8</b>	<b>133.5</b>
2	174.9	<b>190.9</b>	386.2	<b>-93.7</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.62	10.18	9.36	10.26	<b>331.4</b>	<b>-216.7</b>
3	-7.1	<b>-7.1</b>	451.2	<b>0.0</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	13.37	5.09	9.36	4.63	<b>-279.4</b>	<b>111.0</b>
5	-23.7	<b>-23.7</b>	-384.6	<b>33.4</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.98	15.27	15.27	6.67	<b>-96.9</b>	<b>65.7</b>
9	99.4	<b>99.4</b>	0.0	<b>111.2</b>	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	<b>238.5</b>	<b>211.4</b>
11	26.8	<b>28.8</b>	9.4	<b>11.0</b>	35.1	29.6	115.8	14.2	73°, 1.0	2.88	5.69	4.84	4.02	<b>67.7</b>	<b>49.8</b>
12	49.0	<b>52.7</b>	17.3	<b>16.9</b>	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	3.51	8.23	4.84	4.02	<b>118.8</b>	<b>60.6</b>
13	76.3	<b>82.5</b>	25.6	<b>24.5</b>	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	4.11	10.30	4.84	4.02	<b>178.6</b>	<b>71.7</b>
14	104.0	<b>112.6</b>	33.0	<b>31.4</b>	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.39	10.74	4.84	4.02	<b>208.5</b>	<b>78.6</b>
16	162.9	<b>177.1</b>	46.8	<b>44.9</b>	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.58	15.27	4.84	4.02	<b>348.2</b>	<b>91.4</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b><i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i></b>	

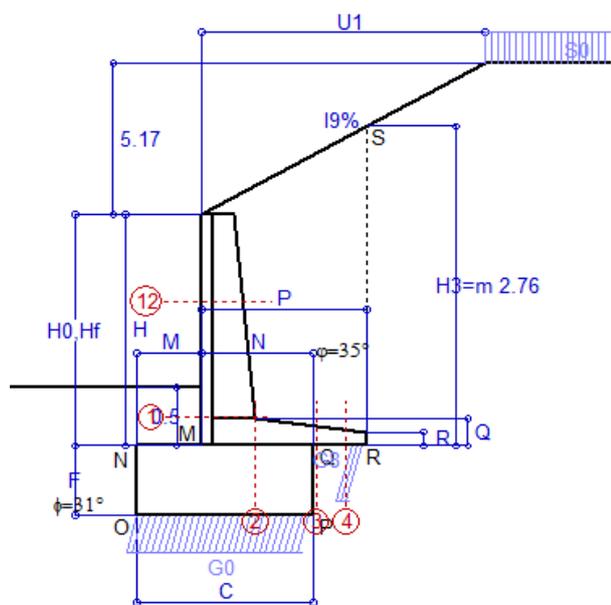
## **16 ALLEGATO 2 – MURI DI SOTTOSCARPA**

## **ALLEGATO 5**

**Schede di verifica dei muri di sottoscarpa  $h = 2,00 - 3,00 - 4,00$  m; falda presente; categoria geotecnica LSA; fondazione diretta.**

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u20NM</b>	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 0.95$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_1 = 9.5$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 54.4\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 2.76$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 28.55^\circ$
	$K_3 = 0.404$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	32.3	49.1	17.6	34.3
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	15.9	15.0
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	66.6	89.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	29.3	21.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 36.1</math></b>	<b><math>M_9 = 49.7</math></b>	<b><math>P_9 = 129.3</math></b>	<b><math>M_8 = 160.8</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 14.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.13$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 114.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.076$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 15.6^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (129.3 * 0.6) / 1.1 = 70.5 > E_d = 36.1$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (160.8) / 1.15 = 139.9 > E_d = 49.7$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (83.9) / 1.15 = 72.9 > E_d = 29.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 49$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 36$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.55

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

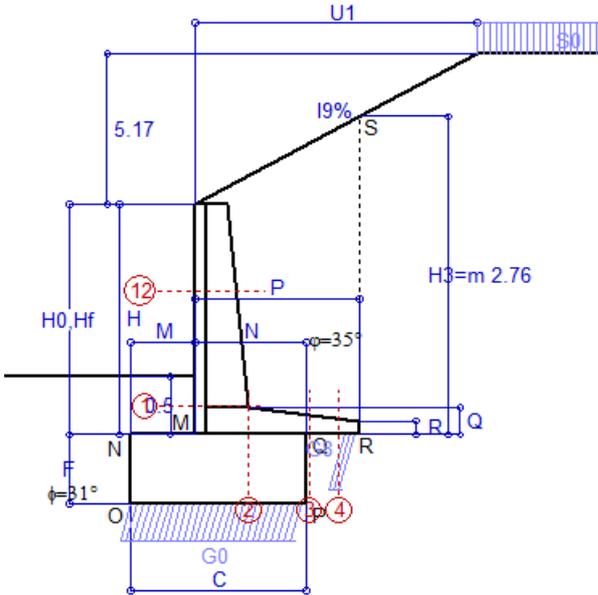
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. trasmata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	14.2	14.2	15.2	12.0	44.8	38.3	113.8	13.8	45°, 1.0	2.96	5.00	4.02	5.91	76.2	106.0	
2	9.2	9.2	0.0	15.2	23.0	18.2	125.0	125.0	45°, 1.0	3.00	7.26	2.70	12.43	51.0	112.7	
3	3.0	3.0	0.0	11.1	17.2	12.6	125.0	125.0	-	2.50	5.55	2.70	0.00	29.3	77.9	
4	-0.5	-0.5	0.0	0.6	14.1	9.3	125.0	125.0	-	1.89	3.62	2.70	0.00	-14.6	57.1	
12	2.2	2.7	5.1	2.6	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.25	3.08	4.02	3.96	33.6	42.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 0.95$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.404$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
24.86	37.80	13.52	26.37
0.00	0.00	12.21	11.57
0.00	0.00	51.20	68.90
2.89	0.41	0.00	0.00
0.00	0.00	22.50	16.88
<b><math>S_9 = 27.75</math></b>	<b><math>M_9 = 38.21</math></b>	<b><math>P_9 = 99.44</math></b>	<b><math>M_8 = 123.72</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.820  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.150  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 11.28$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.13$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 88.16$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 1.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.059$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.35

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

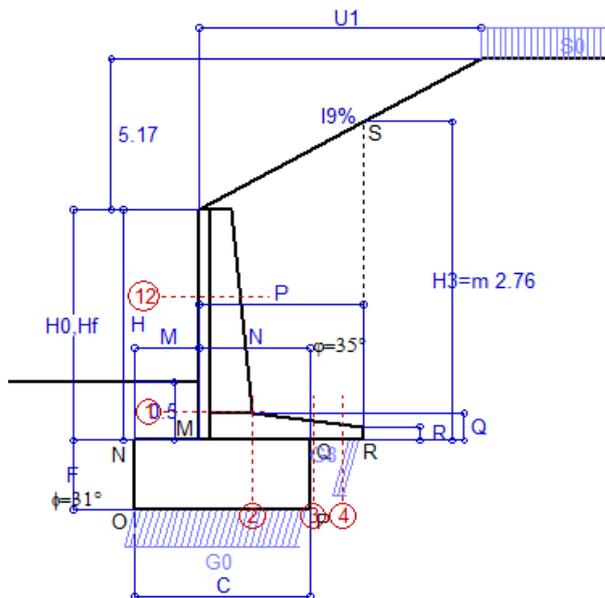
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	11.0	11.7	11.9	113.8	44.8	38.3	5.00	4.02	53	1.34	38	<b>0.000</b>
2	7.1	0.0	16.5	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	57	2.09	38	<b>0.000</b>
3	2.3	0.0	10.8	125.0	17.2	12.6	5.55	2.70	34	1.37	38	<b>0.000</b>
4	-0.4	0.0	0.0	125.0	14.1	9.3	3.62	2.70	12	0.47	38	<b>0.000</b>
12	1.7	3.9	2.6	112.8	34.6	25.1	3.08	4.02	19	0.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 0.95$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.404$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
24.86	37.80	13.52	26.37
0.00	0.00	12.21	11.57
0.00	0.00	51.20	68.90
2.89	0.41	0.00	0.00
0.00	0.00	22.50	16.88
<b><math>S_9 = 27.75</math></b>	<b><math>M_9 = 38.21</math></b>	<b><math>P_9 = 99.44</math></b>	<b><math>M_8 = 123.72</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.820
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.150
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	11.28 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.13$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	88.16 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 1.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t = 0.059$ MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta = 15.6^\circ$	

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.35

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

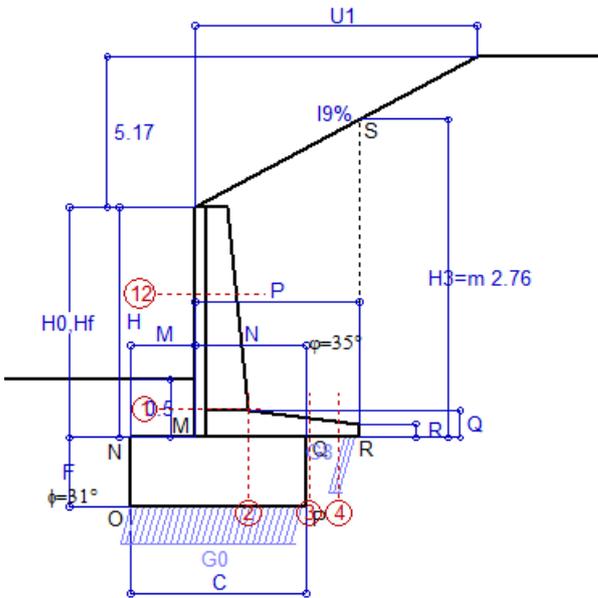
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	11.0	11.7	11.9	113.8	44.8	38.3	5.00	4.02	53	1.34	38	<b>0.000</b>
2	7.1	0.0	16.5	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	57	2.09	38	<b>0.000</b>
3	2.3	0.0	10.8	125.0	17.2	12.6	5.55	2.70	34	1.37	38	<b>0.000</b>
4	-0.4	0.0	0.0	125.0	14.1	9.3	3.62	2.70	12	0.47	38	<b>0.000</b>
12	1.7	3.9	2.6	112.8	34.6	25.1	3.08	4.02	19	0.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 2.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 0.95$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.404$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
24.86	37.80	13.52	26.37
0.00	0.00	12.21	11.57
0.00	0.00	51.20	68.90
2.89	0.41	0.00	0.00
0.00	0.00	22.50	16.88
<b><math>S_9 = 27.75</math></b>	<b><math>M_9 = 38.21</math></b>	<b><math>P_9 = 99.44</math></b>	<b><math>M_8 = 123.72</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.820  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.150  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 11.28$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.13$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 88.16$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.059$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

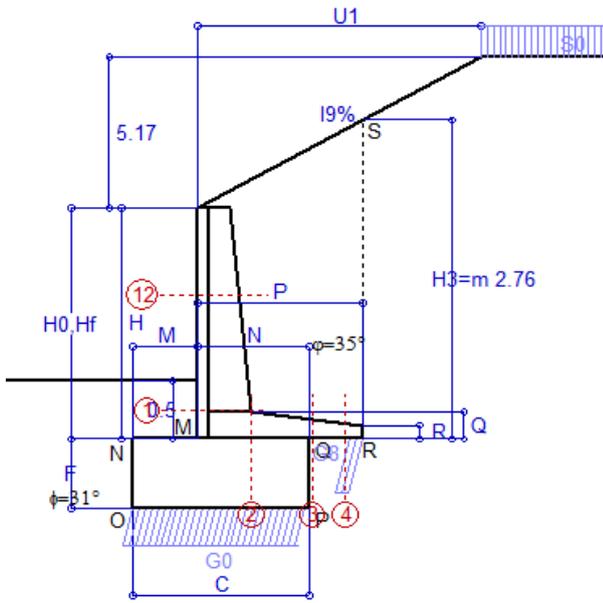
Freccia in cima al pannello mm 0.35

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	11.0	11.7	11.9	113.8	44.8	38.3	5.00	4.02	53	1.34	38	<b>0.000</b>
2	7.1	0.0	16.5	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	57	2.09	38	<b>0.000</b>
3	2.3	0.0	10.8	125.0	17.2	12.6	5.55	2.70	34	1.37	38	<b>0.000</b>
4	-0.4	0.0	0.0	125.0	14.1	9.3	3.62	2.70	12	0.47	38	<b>0.000</b>
12	1.7	3.9	2.6	112.8	34.6	25.1	3.08	4.02	19	0.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

- $H_m = 2.00$  m
- $C = 1.50$  m
- $F = 0.60$  m
- $M = 0.55$  m
- $N = 0.95$  m
- $P = 1.40$  m
- $Q = 0.23$  m
- $U_1 = 9.5$  m
- $R = 0.12$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**

- Prefabbricato tipo u20NM**
- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 2.00$  m
- $H = 2.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.600$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 54.4\%$
- $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.474$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 2.76$  m
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $O_3 = 31.49^\circ$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_3 = 0.415$
- (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  $K_p = 3.07$

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	27.8	42.2	17.0	33.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.3	0.4	12.0	11.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	1.4	2.7	50.5	67.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.5	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.6	0.2	22.2	16.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-7.3*	-2.7*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	$S_9 = 33.6$	$M_9 = 46.0$	$P_9 = 101.7$	$M_8 = 129.2$

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 9.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.11$  m
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 92.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.50$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.061$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 14.5^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (101.7 * 0.6 + 7.3) / 1.0 = 68.4 > E_d = 33.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 40$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 30$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Freccia in cima al pannello mm 0.48

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.448$ . La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	12.2	12.2	12.3	10.4	44.8	38.3	113.8	13.8	45°, 1.0	2.94	5.00	4.02	5.91	75.9	107.0
2	8.0	8.0	0.0	12.4	23.0	18.2	125.0	125.0	45°, 1.0	3.00	7.26	2.70	12.43	51.0	112.7
3	3.1	3.1	0.0	10.0	17.2	12.6	125.0	125.0	-	2.50	5.55	2.70	0.00	29.3	77.9
4	-0.3	-0.3	0.0	0.4	13.8	8.9	125.0	125.0	-	1.85	3.53	2.70	0.00	-14.2	55.1
12	1.9	2.3	4.1	2.3	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.25	3.08	4.02	3.96	33.6	43.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

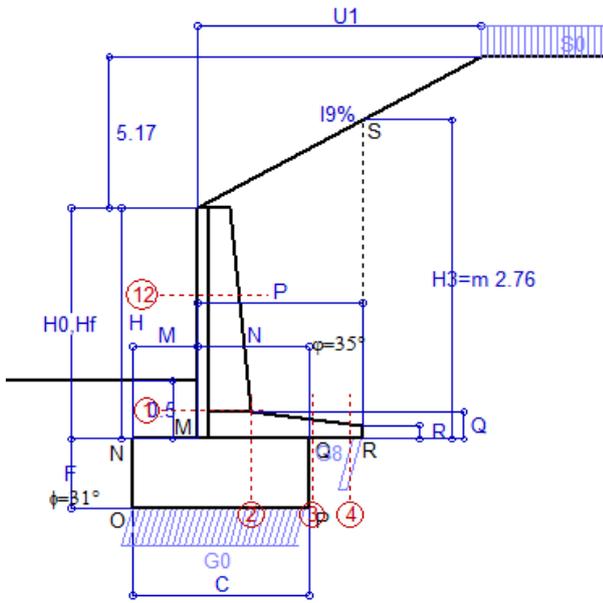
programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

## Dati

$H_m = 2.00$  m  
 $C = 1.50$  m  
 $F = 0.60$  m  
 $M = 0.55$  m  
 $N = 0.95$  m  
 $P = 1.40$  m  
 $Q = 0.23$  m  
 $U_1 = 9.5$  m  
 $R = 0.12$  m

## Acceleraz. orizz. al suolo

### Prefabbricato tipo u20NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 2.00$  m  
 $H = 2.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $I_9 = 54.4\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza

$K_1 = 0.513$   
 $H_3 = 2.76$  m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 32.63^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.439$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 3.05$

(Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	29.7	45.1	19.0	37.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.6	12.0	11.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.1	4.1	50.1	67.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.9	0.3	22.0	16.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-7.3*	-2.7*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 37.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 50.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 103.1</b>	<b>M<sub>8</sub> = 132.4</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 7.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.08$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 95.9$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.064$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 16.2^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (132.4 + 2.7) / 1.0 = 135.0 > E_d = 50.6$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (71.2) / 1.0 = 71.2 > E_d = 30.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 41$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 33$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.51

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.476$ . La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	13.1	13.1	12.6	11.1	44.8	38.3	113.8	13.8	45°, 1.0	2.94	5.00	4.02	5.91	75.9	106.7	
2	8.5	8.5	0.0	13.2	23.0	18.2	125.0	125.0	45°, 1.0	3.00	7.26	2.70	12.43	51.0	112.7	
3	4.2	4.2	0.0	12.1	17.2	12.6	125.0	125.0	-	2.50	5.55	2.70	0.00	29.3	77.9	
4	-0.1	-0.1	0.0	0.2	13.3	8.5	125.0	125.0	-	1.80	3.41	2.70	0.00	-13.5	52.3	
12	2.0	2.5	4.1	2.5	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.25	3.08	4.02	3.96	33.6	43.0	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u20NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Unità LSA (limo sabbioso argilloso) + FALDA			
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8		
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	7.90		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

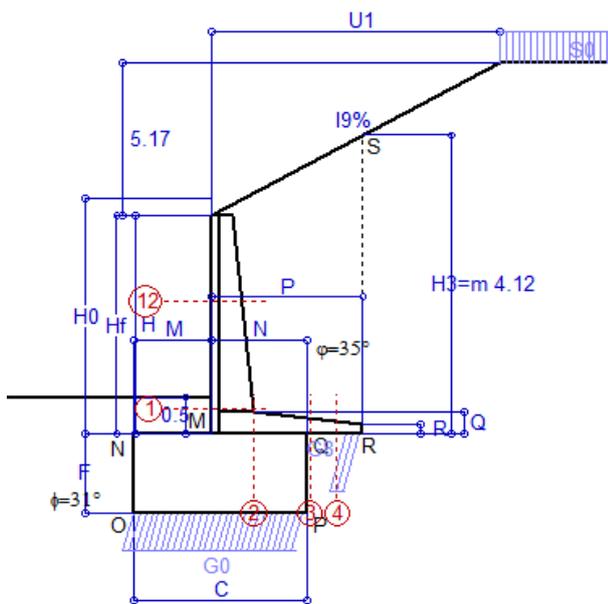
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.60		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>114.6</b>	<b>92.1</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.59°	14.48°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	32.0	23.8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.50	1.50
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.75	0.75
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.10	1.10
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>112.50</b>	<b>117.11</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.21	1.21
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.52	0.55
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>271.97</b>	<b>286.73</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.22	1.22
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50	0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>74.63</b>	<b>81.11</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.48	0.54
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.459	0.485
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>491.9</b>	<b>606.2</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	114.6	92.1
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u32NM</b>	$H_0 = 3.25$ m
$C = 2.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_1 = 9.5$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 54.4\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 4.12$ m
	$O_3 = 28.55^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.404$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	71.8	177.4	39.0	121.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	28.6	46.7
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	150.1	329.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	13.3	3.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	84.0	98.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 85.1</b>	<b>M<sub>g</sub> = 180.9</b>	<b>P<sub>g</sub> = 301.7</b>	<b>M<sub>g</sub> = 596.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 40.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.24$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 261.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.35$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.111$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 15.7^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (301.7 * 0.6) / 1.1 = 164.6$	$> E_d = 85.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (596.1) / 1.15 = 518.3$	$> E_d = 180.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (268.8) / 1.15 = 233.7$	$> E_d = 98.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 106$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 71$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.60

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

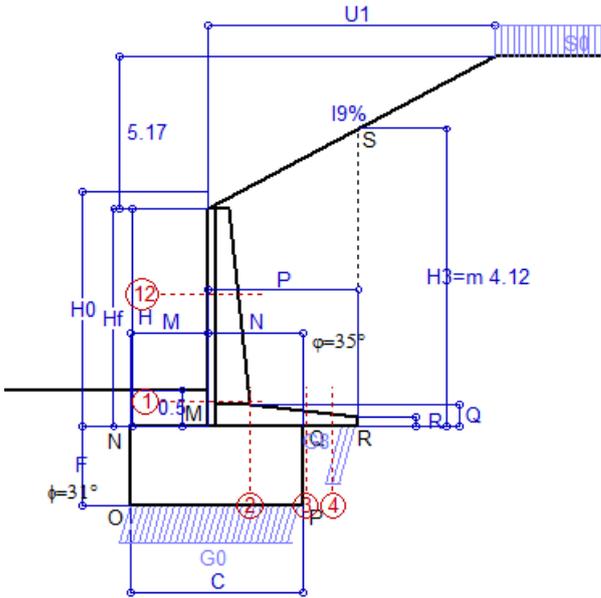
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. trasmessa	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	45.2	<b>45.2</b>	31.5	<b>28.3</b>	56.3	49.5	115.2	15.2	45°, 1.0	3.95	7.57	6.16	6.22	<b>148.1</b>	<b>138.0</b>	
2	29.4	<b>29.4</b>	0.0	<b>37.6</b>	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	<b>121.2</b>	<b>155.7</b>	
3	7.7	<b>7.7</b>	0.0	<b>25.5</b>	21.3	16.3	125.0	125.0	-	3.52	9.63	3.83	7.82	<b>59.7</b>	<b>111.3</b>	
4	-2.9	<b>-2.9</b>	0.0	<b>3.5</b>	16.4	11.4	125.0	125.0	-	2.67	5.61	3.83	0.00	<b>-24.0</b>	<b>70.1</b>	
12	6.1	<b>7.5</b>	10.7	<b>6.4</b>	41.2	34.4	113.5	13.5	73°, 1.0	2.81	4.02	6.16	3.96	<b>57.1</b>	<b>56.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u32NM	$H_0 = 3.25$ m
$C = 2.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.404$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
55.20	136.44	30.03	93.09
0.00	0.00	21.99	35.96
0.00	0.00	115.44	253.54
10.25	2.73	0.00	0.00
0.00	0.00	64.62	75.93
<b><math>S_9 = 65.45</math></b>	<b><math>M_9 = 139.18</math></b>	<b><math>P_9 = 232.09</math></b>	<b><math>M_8 = 458.52</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.730  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.128  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 31.16$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 200.93$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $.C_8 = 2.35$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.086$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.7^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.05

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

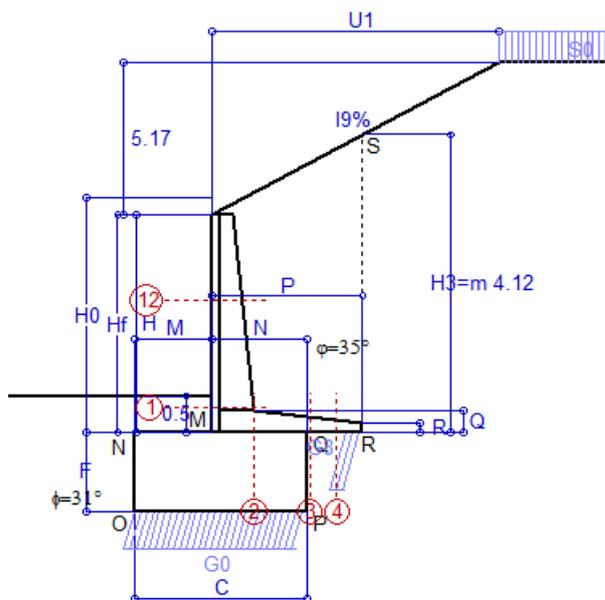
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	34.9	24.3	28.3	115.2	56.3	49.5	7.57	6.16	88	2.31	38	<b>0.000</b>
2	22.7	0.0	40.8	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	74	3.03	40	<b>0.000</b>
3	5.9	0.0	24.5	125.0	21.3	16.3	9.63	3.83	40	1.84	40	<b>0.000</b>
4	-2.2	0.0	0.0	125.0	16.4	11.4	5.61	3.83	47	1.87	40	<b>0.000</b>
12	4.7	8.2	6.1	113.5	41.2	34.4	4.02	6.16	30	0.78	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u32NM	$H_0 = 3.25$ m
$C = 2.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.404$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
55.20	136.44	30.03	93.09
0.00	0.00	21.99	35.96
0.00	0.00	115.44	253.54
10.25	2.73	0.00	0.00
0.00	0.00	64.62	75.93
<b><math>S_9 = 65.45</math></b>	<b><math>M_9 = 139.18</math></b>	<b><math>P_9 = 232.09</math></b>	<b><math>M_8 = 458.52</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.730  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . = 2.128  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 31.16$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 200.93$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.35$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.086$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.7^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.05

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

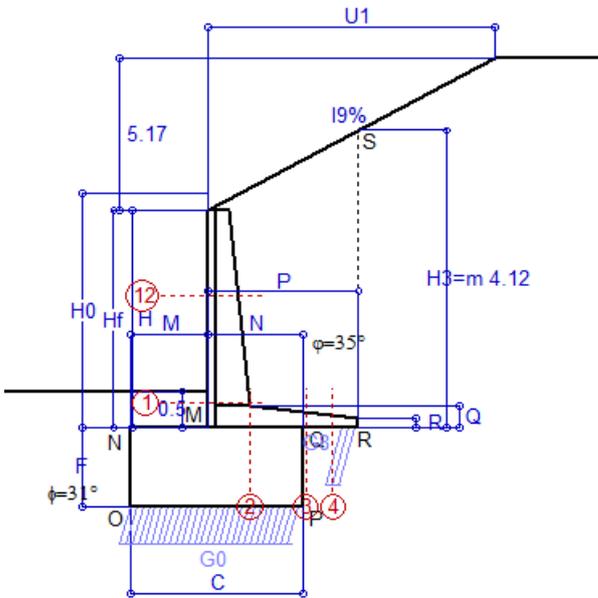
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	34.9	24.3	28.3	115.2	56.3	49.5	7.57	6.16	88	2.31	38	<b>0.000</b>
2	22.7	0.0	40.8	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	74	3.03	40	<b>0.000</b>
3	5.9	0.0	24.5	125.0	21.3	16.3	9.63	3.83	40	1.84	40	<b>0.000</b>
4	-2.2	0.0	0.0	125.0	16.4	11.4	5.61	3.83	47	1.87	40	<b>0.000</b>
12	4.7	8.2	6.1	113.5	41.2	34.4	4.02	6.16	30	0.78	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 3.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u32NM	$H_0 = 3.25$ m
$C = 2.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.404$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
55.20	136.44	30.03	93.09
0.00	0.00	21.99	35.96
0.00	0.00	115.44	253.54
10.25	2.73	0.00	0.00
0.00	0.00	64.62	75.93
<b><math>S_9 = 65.45</math></b>	<b><math>M_9 = 139.18</math></b>	<b><math>P_9 = 232.09</math></b>	<b><math>M_8 = 458.52</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.730  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.128  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 31.16$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 200.93$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.35$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.086$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.7^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

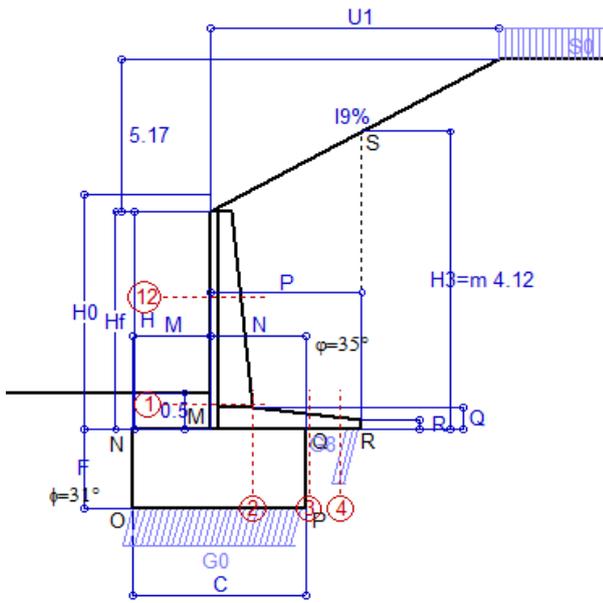
Freccia in cima al pannello mm 1.05

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	34.9	24.3	28.3	115.2	56.3	49.5	7.57	6.16	88	2.31	38	<b>0.000</b>
2	22.7	0.0	40.8	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	74	3.03	40	<b>0.000</b>
3	5.9	0.0	24.5	125.0	21.3	16.3	9.63	3.83	40	1.84	40	<b>0.000</b>
4	-2.2	0.0	0.0	125.0	16.4	11.4	5.61	3.83	47	1.87	40	<b>0.000</b>
12	4.7	8.2	6.1	113.5	41.2	34.4	4.02	6.16	30	0.78	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

$H_m = 3.00$  m  
 $C = 2.35$  m  
 $F = 1.10$  m  
 $M = 1.05$  m  
 $N = 1.30$  m  
 $P = 2.05$  m  
 $Q = 0.31$  m  
 $U_1 = 9.5$  m  
 $R = 0.12$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**

**Prefabbricato tipo u32NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 3.25$  m  
 $H = 3.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $I_9 = 54.4\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.474$   
 $H_3 = 4.12$  m  
 $O_3 = 31.47^\circ$   
 $K_3 = 0.401$   
 $K_p = 3.07$

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	61.6	152.2	37.7	116.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	1.2	21.7	35.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	3.2	9.7	113.8	250.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.1	3.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.8	1.0	63.7	74.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-15.5*	-8.3*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 79.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 167.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 237.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 477.2</b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 26.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.20$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 210.9$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.35$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.090$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 15.1^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (237 * 0.6 + 15.5) / 1.0 = 157.7 > E_d = 79.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 87$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 60$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.448$ . La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 1.39

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	39.0	<b>39.0</b>	25.6	<b>24.3</b>	56.3	49.5	115.2	15.2	45°, 1.0	3.92	7.57	6.16	6.22	<b>147.3</b>	<b>140.2</b>
2	25.3	<b>25.3</b>	0.0	<b>31.7</b>	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	<b>121.2</b>	<b>155.7</b>
3	9.5	<b>9.5</b>	0.0	<b>23.4</b>	21.3	16.3	125.0	125.0	-	3.52	9.63	3.83	7.82	<b>59.7</b>	<b>111.3</b>
4	-1.5	<b>-1.5</b>	0.0	<b>2.0</b>	15.7	10.6	125.0	125.0	-	2.57	5.34	3.83	0.00	<b>-22.6</b>	<b>65.5</b>
12	5.3	<b>6.5</b>	8.5	<b>5.5</b>	41.2	34.4	113.5	13.5	73°, 1.0	2.80	4.02	6.16	3.96	<b>56.9</b>	<b>57.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

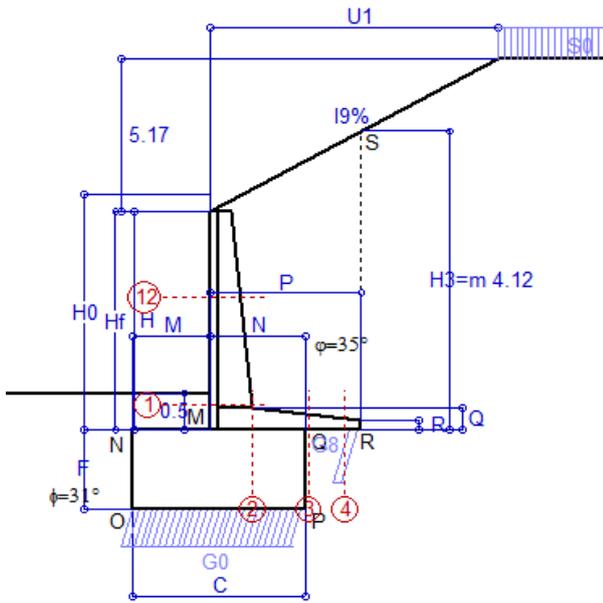
programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 3.00$  m  
 $C = 2.35$  m  
 $F = 1.10$  m  
 $M = 1.05$  m  
 $N = 1.30$  m  
 $P = 2.05$  m  
 $Q = 0.31$  m  
 $U_1 = 9.5$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u32NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 3.25$  m  
 $H = 3.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $I_9 = 54.4\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.508$   
 $H_3 = 4.12$  m  
 $O_3 = 32.51^\circ$   
 $K_3 = 0.423$   
 $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	65.2	161.3	41.6	128.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.7	21.5	35.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	4.8	14.6	113.0	248.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	13.5	3.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.7	1.5	63.3	74.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-15.4*	-8.2*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 87.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 182.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 239.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 486.7</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 20.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.15$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 219.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.35$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.093$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 16.7^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (486.7 + 8.2) / 1.0 = 495.0 > E_d = 182.6$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (227.4) / 1.0 = 227.4 > E_d = 99.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 88$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 67$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.50

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.476$ . La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	41.6	<b>41.6</b>	26.4	<b>25.9</b>	56.3	49.5	115.2	15.2	45°, 1.0	3.92	7.57	6.16	6.22	<b>147.4</b>	<b>139.4</b>	
2	27.0	<b>27.0</b>	0.0	<b>33.8</b>	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	12.07	<b>121.2</b>	<b>155.7</b>	
3	13.6	<b>13.6</b>	0.0	<b>27.2</b>	21.3	16.3	125.0	125.0	-	3.52	9.63	3.83	7.82	<b>59.7</b>	<b>111.3</b>	
4	-0.9	<b>-0.9</b>	0.0	<b>1.3</b>	14.9	9.8	125.0	125.0	-	2.46	5.05	3.83	0.00	<b>-21.0</b>	<b>60.5</b>	
12	5.7	<b>7.0</b>	8.7	<b>5.9</b>	41.2	34.4	113.5	13.5	73°, 1.0	2.80	4.02	6.16	3.96	<b>56.9</b>	<b>57.0</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u32NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Unità LSA (limo sabbioso argilloso) + FALDA			
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8		
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	7.90		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

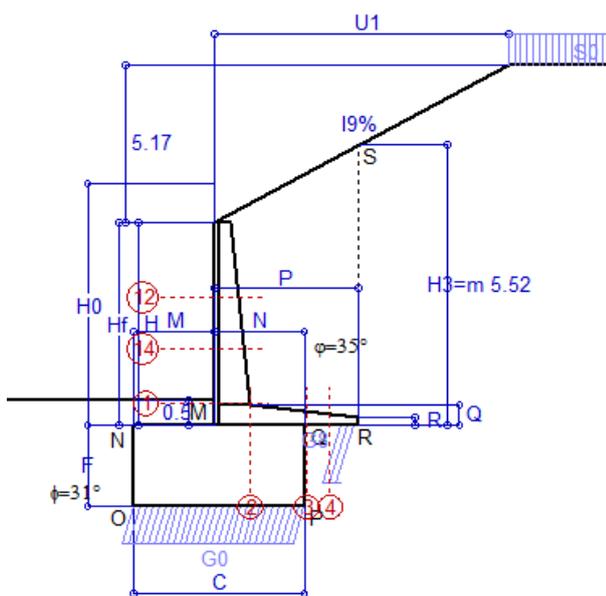
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.10		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>261.2</b>	<b>210.9</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.75°	15.07°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	73.7	56.8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.35	2.35
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.17	1.17
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.60	1.60
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>160.30</b>	<b>163.35</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.19	1.19
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.52	0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>266.05</b>	<b>274.01</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20	1.20
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.49	0.51
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>108.57</b>	<b>115.09</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.45	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.535	0.552
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>897.9</b>	<b>1081.9</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	261.2	210.9
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u47NM</b>	$H_0 = 4.75$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 1.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.55$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.75$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_1 = 9.5$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 54.4\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.427$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 5.52$ m
	$O_3 = 29.24^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.415$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	132.9	457.3	74.4	323.6
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	48.5	115.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	277.1	860.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	29.5	11.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	171.6	283.1
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 162.4</b>	<b>M<sub>9</sub> = 468.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 571.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1582.5</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 82.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.36$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 488.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.148$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 15.9^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (571.5 * 0.6) / 1.1 = 311.7 > E_d = 162.4$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (1582.5) / 1.15 = 1376.1 > E_d = 468.8$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (679.5) / 1.15 = 590.9 > E_d = 244.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 193$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 125$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.89

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 40.8% dell'altezza.

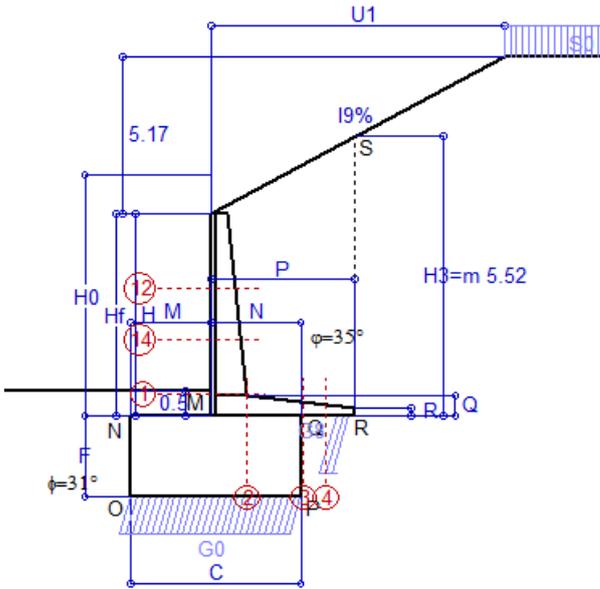
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. tralata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. platea	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	103.8	<b>103.8</b>	55.3	<b>51.4</b>	69.8	62.7	118.3	18.3	45°, 1.0	5.56	13.38	6.16	8.11	<b>328.9</b>	<b>225.3</b>	
2	67.4	<b>67.4</b>	0.0	<b>77.2</b>	39.5	34.5	125.0	125.0	45°, 1.0	6.18	20.23	5.34	14.75	<b>253.5</b>	<b>253.5</b>	
3	12.1	<b>12.1</b>	0.0	<b>42.6</b>	27.2	22.1	125.0	125.0	-	4.57	14.15	5.34	9.63	<b>113.9</b>	<b>151.0</b>	
4	-9.8	<b>-9.8</b>	0.0	<b>7.7</b>	21.5	16.2	125.0	125.0	-	3.25	7.02	5.34	0.00	<b>-39.3</b>	<b>99.8</b>	
12	10.3	<b>13.2</b>	17.4	<b>10.0</b>	48.7	41.8	114.9	14.9	73°, 1.0	3.42	6.28	6.16	3.96	<b>104.0</b>	<b>69.0</b>	
14	40.6	<b>48.5</b>	33.5	<b>26.5</b>	58.8	50.1	116.8	16.8	73°, 1.0	4.56	10.84	6.16	3.96	<b>211.1</b>	<b>76.4</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

## Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u47NM	$H_0 = 4.75$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 1.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.75$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.423$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.412$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
101.51	349.29	56.42	245.42
0.00	0.00	37.29	88.52
0.00	0.00	213.13	662.13
22.55	8.83	0.00	0.00
0.00	0.00	132.00	217.80
<b><math>S_9 = 124.05</math></b>	<b><math>M_9 = 358.12</math></b>	<b><math>P_9 = 438.85</math></b>	<b><math>M_8 = 1213.87</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.785  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . = 2.123  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 63.68$  kN Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.36$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 375.17$  kN Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.114$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.92

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 40.8% dell'altezza.

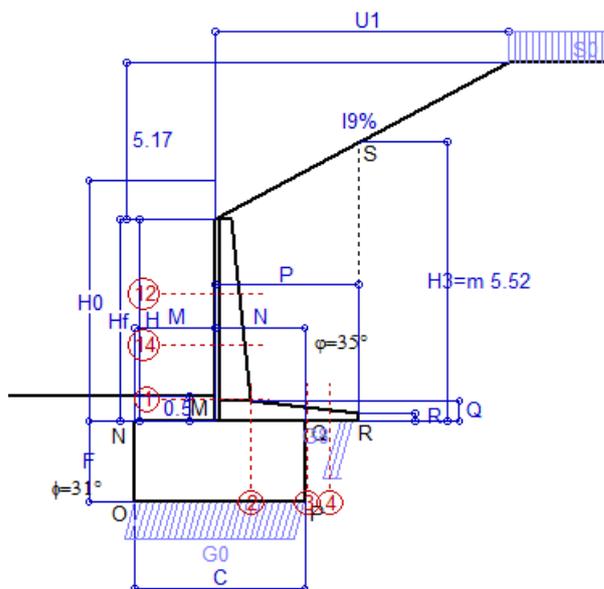
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	80.3	42.5	51.3	118.3	69.8	62.7	13.38	6.16	90	2.76	38	<b>0.000</b>
2	52.2	0.0	78.3	125.0	39.5	34.5	20.23	5.34	80	3.55	41	<b>0.000</b>
3	9.1	0.0	37.8	125.0	27.2	22.1	14.15	5.34	31	1.47	41	<b>0.000</b>
4	-7.6	0.0	0.0	125.0	21.5	16.2	7.03	5.34	88	3.18	41	<b>0.000</b>
12	8.0	13.4	9.2	114.9	48.7	41.8	6.28	6.16	26	0.79	38	<b>0.000</b>
14	31.4	25.7	26.0	116.8	58.8	50.1	10.84	6.16	54	1.73	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

## Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u47NM</b>	$H_0 = 4.75$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 1.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.75$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.417$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.408$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
100.40	345.50	55.18	240.05
0.00	0.00	37.29	88.52
0.00	0.00	213.13	662.13
22.31	8.73	0.00	0.00
0.00	0.00	132.00	217.80
<b><math>S_9 = 122.71</math></b>	<b><math>M_9 = 354.23</math></b>	<b><math>P_9 = 437.61</math></b>	<b><math>M_8 = 1208.51</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.797  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . = 2.140  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 63.84$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.36$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 373.77$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.113$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.7^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.92

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 40.8% dell'altezza.

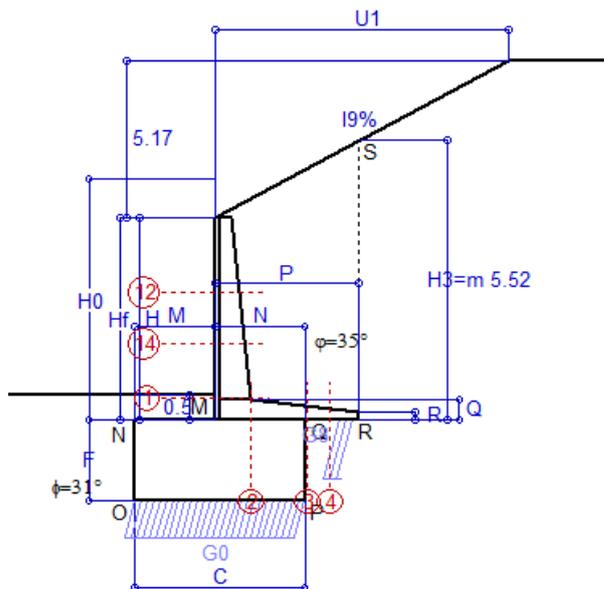
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c + \phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	80.3	42.5	51.3	118.3	69.8	62.7	13.38	6.16	90	2.76	38	<b>0.000</b>
2	52.2	0.0	78.4	125.0	39.5	34.5	20.23	5.34	80	3.55	41	<b>0.000</b>
3	8.8	0.0	37.3	125.0	27.2	22.1	14.15	5.34	30	1.42	41	<b>0.000</b>
4	-7.7	0.0	0.0	125.0	21.5	16.2	7.05	5.34	89	3.21	41	<b>0.000</b>
12	8.0	13.4	9.2	114.9	48.7	41.8	6.28	6.16	26	0.79	38	<b>0.000</b>
14	31.4	25.7	26.0	116.8	58.8	50.1	10.84	6.16	54	1.73	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
 \*non sommati

Totali

## Dati

$H_m = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u47NM	$H_0 = 4.75$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 1.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.55$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.75$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 9.50$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 54.40$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.403$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.398$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
97.71	336.23	52.12	226.74
0.00	0.00	37.29	88.52
0.00	0.00	213.13	662.13
21.72	8.50	0.00	0.00
0.00	0.00	132.00	217.80
<b><math>S_9 = 119.42</math></b>	<b><math>M_9 = 344.73</math></b>	<b><math>P_9 = 434.55</math></b>	<b><math>M_8 = 1195.19</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.826  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . = 2.183  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 64.20$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.36$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 370.35$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.112$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 15.4^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

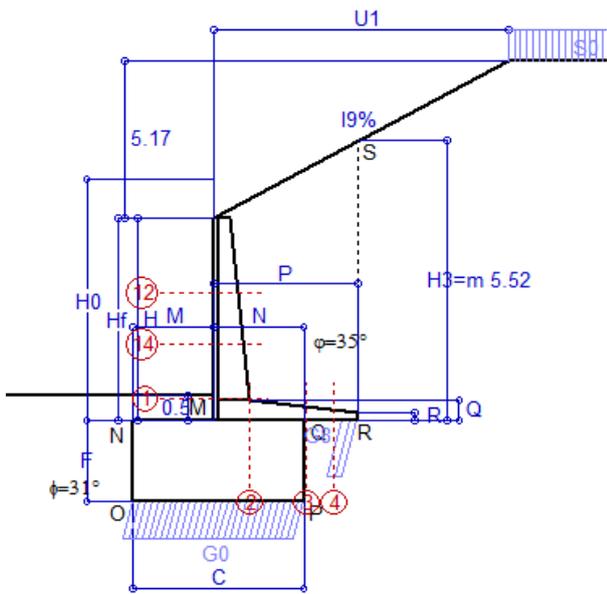
Freccia in cima al pannello mm 1.92

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.404$ . La spinta risulta applicata al 40.8% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	80.3	42.5	51.3	118.3	69.8	62.7	13.38	6.16	90	2.76	38	<b>0.000</b>
2	52.2	0.0	78.6	125.0	39.5	34.5	20.23	5.34	80	3.55	41	<b>0.000</b>
3	8.0	0.0	36.1	125.0	27.2	22.1	14.15	5.34	27	1.29	41	<b>0.000</b>
4	-7.9	0.0	0.0	125.0	21.6	16.3	7.09	5.34	91	3.28	41	<b>0.000</b>
12	8.0	13.4	9.2	114.9	48.7	41.8	6.28	6.16	26	0.79	38	<b>0.000</b>
14	31.4	25.7	26.0	116.8	58.8	50.1	10.84	6.16	54	1.73	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

- $H_m = 4.00$  m
- $C = 3.30$  m
- $F = 1.60$  m
- $M = 1.55$  m
- $N = 1.75$  m
- $P = 2.80$  m
- $Q = 0.40$  m
- $U_1 = 9.5$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u47NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 4.75$  m
- $H = 4.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.600$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 54.4\%$
- $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

- $K_1 = 0.454$
- $H_3 = 5.52$  m
- $O_3 = 30.82^\circ$
- $K_3 = 0.389$
- $K_p = 3.07$
- (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	106.9	368.0	63.8	277.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.0	2.8	36.8	87.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	5.9	24.6	210.2	653.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	25.2	9.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.9	130.2	214.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-26.8*	-18.7*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 142.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 408.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 440.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1232.6</b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 54.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.31$  m
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 386.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.30$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.117$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 14.7^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (440.9 * 0.6 + 26.8) / 1.0 = 291.3 > E_d = 142.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 154$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 102$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.448$ . La spinta risulta applicata al 40.8% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 2.53

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	89.4	<b>89.4</b>	44.9	<b>44.1</b>	69.8	62.7	118.3	18.3	45°, 1.0	5.51	13.38	6.16	8.11	<b>327.0</b>	<b>229.4</b>
2	58.1	<b>58.1</b>	0.0	<b>62.1</b>	39.5	34.5	125.0	125.0	45°, 1.0	6.18	20.23	5.34	14.75	<b>253.5</b>	<b>253.5</b>
3	16.8	<b>16.8</b>	0.0	<b>38.9</b>	27.2	22.1	125.0	125.0	-	4.57	14.15	5.34	9.63	<b>113.9</b>	<b>151.0</b>
4	-5.7	<b>-5.7</b>	0.0	<b>4.7</b>	20.6	15.3	125.0	125.0	-	3.22	6.61	5.34	0.00	<b>-37.7</b>	<b>94.3</b>
12	9.1	<b>11.6</b>	13.8	<b>8.7</b>	48.7	41.8	114.9	14.9	73°, 1.0	3.40	6.28	6.16	3.96	<b>103.6</b>	<b>69.5</b>
14	35.2	<b>42.0</b>	27.0	<b>22.8</b>	58.8	50.1	116.8	16.8	73°, 1.0	4.53	10.84	6.16	3.96	<b>210.2</b>	<b>78.0</b>

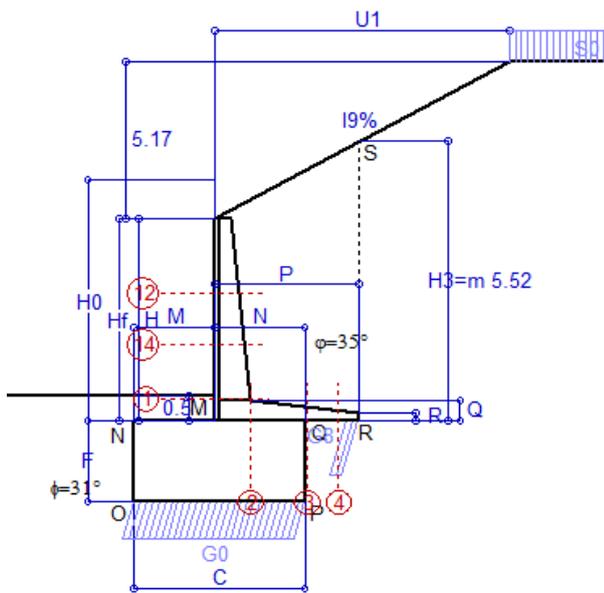
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 4.00$  m  
 $C = 3.30$  m  
 $F = 1.60$  m  
 $M = 1.55$  m  
 $N = 1.75$  m  
 $P = 2.80$  m  
 $Q = 0.40$  m  
 $U_1 = 9.5$  m  
 $R = 0.15$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u47NM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 4.75$  m  
 $H = 4.00$  m  
 $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 35^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $I_9 = 54.4\%$   
 $I_8 = 0.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.479$   
 $H_3 = 5.52$  m  
 $O_3 = 31.80^\circ$   
 $K_3 = 0.410$   
 $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	111.8	384.7	69.3	301.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.6	4.1	36.5	86.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	8.9	37.0	208.7	648.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	27.8	10.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	5.5	4.4	129.3	213.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-26.5*	-18.6*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 155.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 440.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 443.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 249.8</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G<sub>8</sub> necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G<sub>8</sub> sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 45.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.26$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 398.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.30$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.121$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 16.2^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (1249.8 + 18.6) / 1.0 = 1268.4 > E_d = 440.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (549) / 1.0 = 549.0 > E_d = 230.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 156$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 113$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.72

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.476$ . La spinta risulta applicata al 40.8% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	95.4	<b>95.4</b>	46.4	<b>47.0</b>	69.8	62.7	118.3	18.3	45°, 1.0	5.52	13.38	6.16	8.11	<b>327.3</b>	<b>227.9</b>	
2	62.0	<b>62.0</b>	0.0	<b>66.2</b>	39.5	34.5	125.0	125.0	45°, 1.0	6.18	20.23	5.34	14.75	<b>253.5</b>	<b>253.5</b>	
3	25.9	<b>25.9</b>	0.0	<b>45.6</b>	27.2	22.1	125.0	125.0	-	4.57	14.15	5.34	9.63	<b>113.9</b>	<b>151.0</b>	
4	-3.8	<b>-3.8</b>	0.0	<b>3.4</b>	19.6	14.3	125.0	125.0	-	3.19	6.15	5.34	0.00	<b>-35.8</b>	<b>88.2</b>	
12	9.8	<b>12.4</b>	14.1	<b>9.3</b>	48.7	41.8	114.9	14.9	73°, 1.0	3.40	6.28	6.16	3.96	<b>103.6</b>	<b>69.3</b>	
14	37.6	<b>44.9</b>	27.7	<b>24.3</b>	58.8	50.1	116.8	16.8	73°, 1.0	4.53	10.84	6.16	3.96	<b>210.3</b>	<b>77.4</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u47NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Unità LSA (limo sabbioso argilloso) + FALDA			
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8		
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	7.90		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.60		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>488.9</b>	<b>386.5</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.86°	14.74°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	138.9	101.7
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.30	3.30
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.65	1.65
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.10	2.10
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>206.93</b>	<b>215.71</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.51	0.54
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>261.39</b>	<b>276.03</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.19	1.19
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.49	0.52
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>145.23</b>	<b>158.20</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.43	0.47
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.614	0.650
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1446.2</b>	<b>1787.3</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	488.9	386.5
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i>	

## **17 ALLEGATO 3 – MURI DI CONTRORIPA**

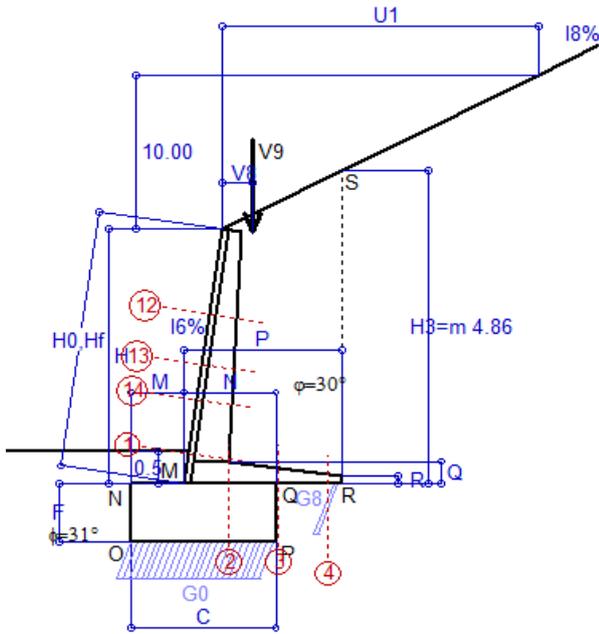
## **ALLEGATO 1**

**Schede di verifica dei muri di controripa  $h = 4,00 \div 11,00$  m; con barriera integrata  $h = 4,00$  m; fondazione diretta.**

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m = 3.96$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.96$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 4.86$ m
	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	125.4	316.2	62.7	200.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	60.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	176.7	399.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	8.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	7.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	64.3	70.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 133.0</b>	<b>M<sub>9</sub> = 317.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 345.6</b>	<b>M<sub>8</sub> = 740.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 24.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.12$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 320.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 2.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.146$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 21.0^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $Rd = (345.6 * 0.6) / 1.1 = 188.5 > Ed = 133$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $Rd = (740.1) / 1.15 = 643.5 > Ed = 317.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $Rd = (444.3) / 1.15 = 386.4 > Ed = 203.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 126$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 131$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	75.7	<b>75.7</b>	49.9	<b>50.1</b>	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.68	10.05	4.59	7.22	<b>221.4</b>	<b>179.0</b>	
2	49.2	<b>49.2</b>	0.0	<b>54.9</b>	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	<b>176.4</b>	<b>200.3</b>	
3	44.8	<b>44.8</b>	0.0	<b>55.0</b>	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	<b>92.6</b>	<b>139.4</b>	
4	-1.3	<b>-1.3</b>	0.0	<b>1.9</b>	14.7	9.6	125.0	125.0	-	2.60	4.95	4.52	0.00	<b>-22.6</b>	<b>60.6</b>	
12	2.0	<b>3.2</b>	16.9	<b>8.8</b>	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.72	4.02	4.59	3.96	<b>56.6</b>	<b>54.8</b>	
13	15.9	<b>19.6</b>	26.9	<b>20.4</b>	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.34	6.03	4.59	3.96	<b>99.8</b>	<b>63.3</b>	
14	33.8	<b>40.0</b>	35.4	<b>30.8</b>	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.89	8.04	4.59	3.96	<b>145.0</b>	<b>67.4</b>	

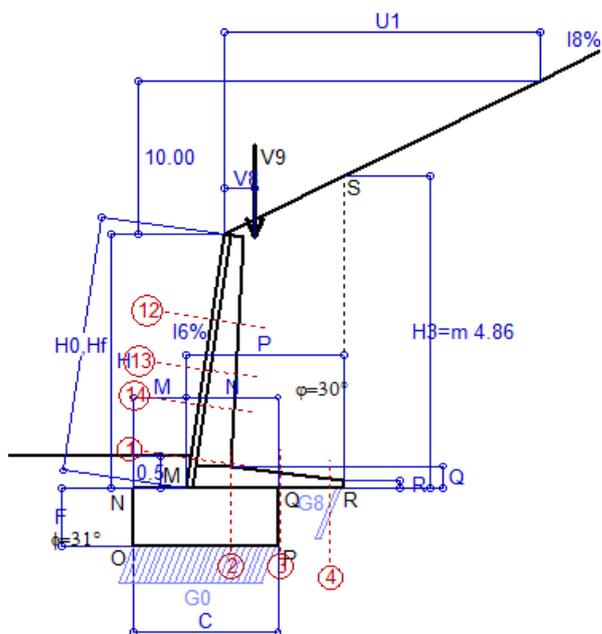
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 3.96$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.96$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
96.49	243.24	48.24	154.38
0.00	0.00	28.67	46.48
0.00	0.00	135.94	307.59
0.00	0.00	3.00	5.53
5.80	1.32	0.00	0.00
0.00	0.00	49.50	54.45
<b><math>S_9 = 102.29</math></b>	<b><math>M_9 = 244.56</math></b>	<b><math>P_9 = 265.35</math></b>	<b><math>M_8 = 568.43</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.182	
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	1.556	
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	18.91 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$	0.12 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	246.45 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 =$	2.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.112 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	21.1°	

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.80

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

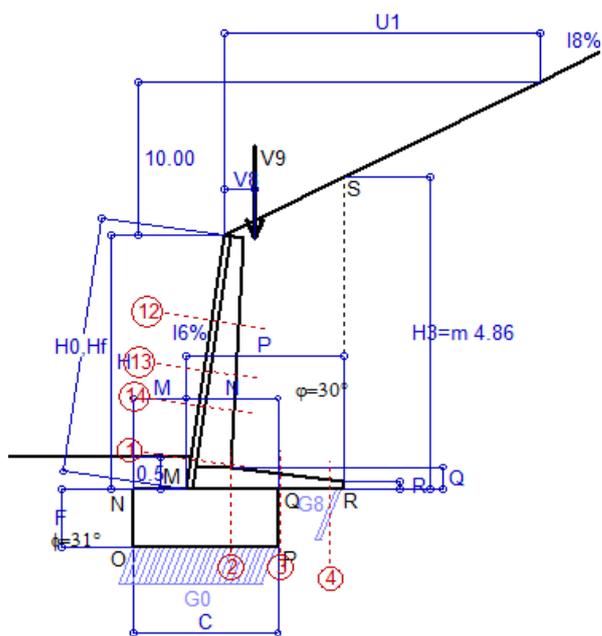
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	59.0	37.9	48.3	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	99	2.83	38	<b>0.000</b>
2	38.4	0.0	60.8	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	85	3.62	40	<b>0.000</b>
3	34.7	0.0	67.0	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	147	6.91	40	<b>0.000</b>
4	-0.9	0.0	0.0	125.0	14.6	9.5	4.94	4.52	20	0.94	40	<b>0.000</b>
12	1.9	12.4	7.0	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	7	0.34	38	<b>0.000</b>
13	12.7	20.2	18.3	115.1	48.9	41.4	6.03	4.59	44	1.29	38	<b>0.000</b>
14	26.5	26.6	28.8	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	66	1.96	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 3.96$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.96$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$	$H_3 = 4.86$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	96.49	243.24	48.24	154.38
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	28.67	46.48
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	135.94	307.59
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	5.53
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.80	1.32	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	49.50	54.45
<b>Totali</b>	<b><math>S_9 = 102.29</math></b>	<b><math>M_9 = 244.56</math></b>	<b><math>P_9 = 265.35</math></b>	<b><math>M_8 = 568.43</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.182  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.556  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 18.91$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.12$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 246.45$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.112$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 21.1^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.80

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

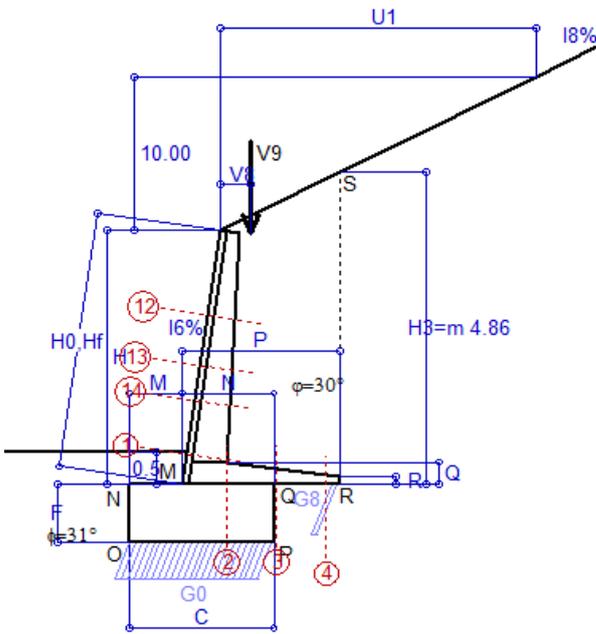
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	59.0	37.9	48.3	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	99	2.83	38	<b>0.000</b>
2	38.4	0.0	60.8	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	85	3.62	40	<b>0.000</b>
3	34.7	0.0	67.0	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	147	6.91	40	<b>0.000</b>
4	-0.9	0.0	0.0	125.0	14.6	9.5	4.94	4.52	20	0.94	40	<b>0.000</b>
12	1.9	12.4	7.0	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	7	0.34	38	<b>0.000</b>
13	12.7	20.2	18.3	115.1	48.9	41.4	6.03	4.59	44	1.29	38	<b>0.000</b>
14	26.5	26.6	28.8	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	66	1.96	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 3.96$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.96$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
96.49	243.24	48.24	154.38
0.00	0.00	28.67	46.48
0.00	0.00	135.94	307.59
0.00	0.00	3.00	5.53
5.80	1.32	0.00	0.00
0.00	0.00	49.50	54.45
<b><math>S_9 = 102.29</math></b>	<b><math>M_9 = 244.56</math></b>	<b><math>P_9 = 265.35</math></b>	<b><math>M_8 = 568.43</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.182  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.556  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 18.91$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.12$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 246.45$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 2.20$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.112$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 21.1^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.80

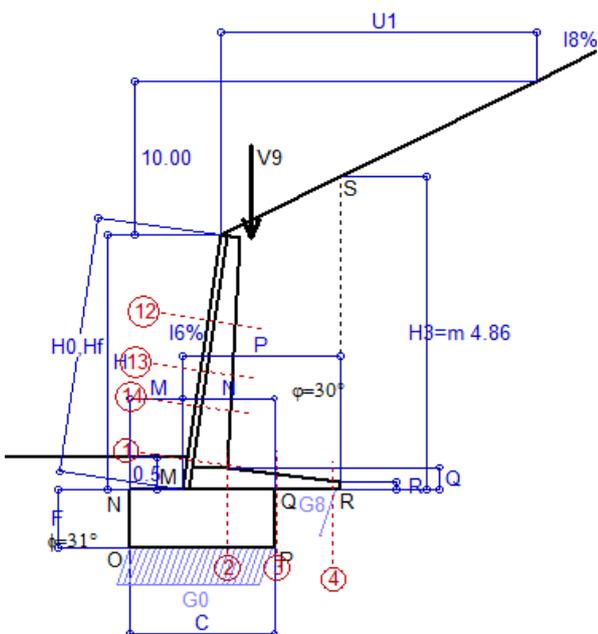
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	59.0	37.9	48.3	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	99	2.83	38	<b>0.000</b>
2	38.4	0.0	60.8	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	85	3.62	40	<b>0.000</b>
3	34.7	0.0	67.0	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	147	6.91	40	<b>0.000</b>
4	-0.9	0.0	0.0	125.0	14.6	9.5	4.94	4.52	20	0.94	40	<b>0.000</b>
12	1.9	12.4	7.0	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	7	0.34	38	<b>0.000</b>
13	12.7	20.2	18.3	115.1	48.9	41.4	6.03	4.59	44	1.29	38	<b>0.000</b>
14	26.5	26.6	28.8	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	66	1.96	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 3.96 m
- C = 2.20 m
- F = 0.90 m
- M = 0.80 m
- N = 1.40 m
- P = 2.40 m
- Q = 0.35 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 20.0 m
- R = 0.12 m

Acceleraz orizz. al suolo  
Prefabbricato tipo u40NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- a<sub>g</sub>/g = 0.061
- H<sub>0</sub> = 4.00 m
- H = 3.96 m
- S<sub>0</sub> = 0.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 30°
- R<sub>0</sub> = 0.600
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = 0.38
- U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad
- I<sub>9</sub> = 50.0%
- I<sub>8</sub> = 50.0%
- I<sub>6</sub> = 15.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza K<sub>1</sub> = 0.636
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale H<sub>3</sub> = 4.86 m
- O<sub>3</sub> = 28.80°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.607
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 3.07
- (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	112.0	282.3	61.6	197.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.5	28.3	45.8
Peso terra e sovraccarico x 1	3.8	11.9	134.1	303.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	5.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.4	0.6	48.8	53.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-27.0*	-12.6*	0.0*	0.0*
	S <sub>9</sub> =	M <sub>9</sub> =	P <sub>9</sub> =	M <sub>8</sub> =
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>125.4</b>	<b>298.0</b>	<b>275.7</b>	<b>605.4</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 9.6 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 266.1 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>t</sub> = 0.121 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 19.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (275.7 \* 0.6 + 27) / 1.0 = 192.4 > Ed = 125.4

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 105 kN Lato monte (punto Q) G7 = 112 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm = 2.58 K<sub>0</sub> = 0.475

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	70.3	70.3	41.1	45.6	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.64	10.05	4.59	7.22	219.9	181.2	
2	48.8	48.8	0.0	49.5	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3	
3	45.8	45.8	0.0	47.1	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	92.6	139.4	
4	-0.2	-0.2	0.0	0.4	13.3	8.2	125.0	125.0	-	2.47	4.48	4.52	0.00	-19.7	54.8	
12	2.7	3.9	13.0	8.1	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.70	4.02	4.59	3.96	56.3	55.2	
13	15.6	19.0	21.4	18.7	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.03	4.59	3.96	99.2	64.2	
14	32.0	37.6	28.6	28.0	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.86	8.04	4.59	3.96	144.2	68.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

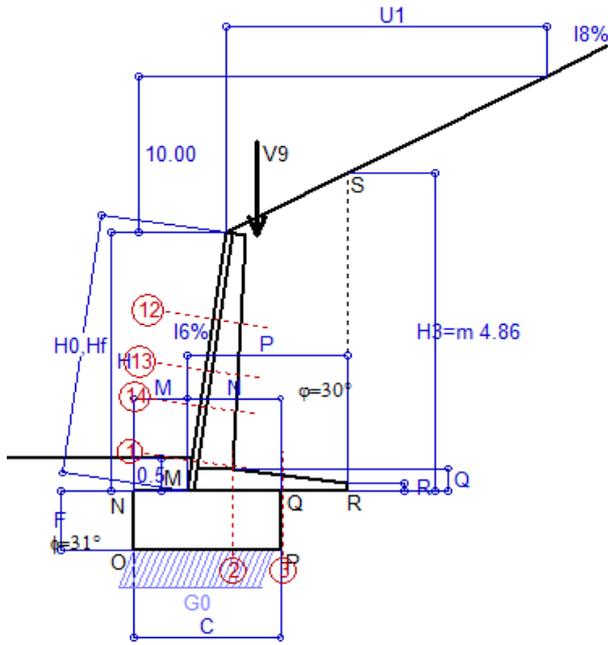
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 3.96$  m  
 $C = 2.20$  m  
 $F = 0.90$  m  
 $M = 0.80$  m  
 $N = 1.40$  m  
 $P = 2.40$  m  
 $Q = 0.35$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u40NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 4.00$  m  
 $H = 3.96$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 50.0\%$   
 $l_8 = 50.0\%$   
 $l_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.712$   
 $H_3 = 4.86$  m  
 $O_3 = 29.56^\circ$   
 $K_3 = 0.670$   
 $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	124.4	313.7	70.6	225.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.2	2.2	28.1	45.5
Peso terra e sovraccarico x 1	5.7	17.9	133.1	301.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	5.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.8	1.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.1	0.9	48.5	53.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-26.7*	-12.5*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 142.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 336.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 283.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 631.4</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 283.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.17$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.131$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 22.2^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (631.4 + 12.5) / 1.0 = 643.9 > E_d = 336.6$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (390.3) / 1.0 = 390.3 > E_d = 215.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 110$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 125$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	78.8	<b>78.8</b>	43.5	<b>50.8</b>	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.65	10.05	4.59	7.22	<b>220.3</b>	<b>179.1</b>
2	59.2	<b>59.2</b>	0.0	<b>53.4</b>	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	<b>176.4</b>	<b>200.3</b>
3	57.5	<b>57.5</b>	0.0	<b>51.2</b>	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	<b>92.6</b>	<b>139.4</b>
12	3.3	<b>4.6</b>	13.4	<b>9.1</b>	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.70	4.02	4.59	3.96	<b>56.3</b>	<b>54.8</b>
13	17.8	<b>21.5</b>	22.4	<b>20.9</b>	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.03	4.59	3.96	<b>99.3</b>	<b>63.3</b>
14	36.1	<b>42.4</b>	30.1	<b>31.3</b>	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.86	8.04	4.59	3.96	<b>144.4</b>	<b>67.4</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\beta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u40NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Natura di terreno di fondazione		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)	
φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad	0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.80		
γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad	0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

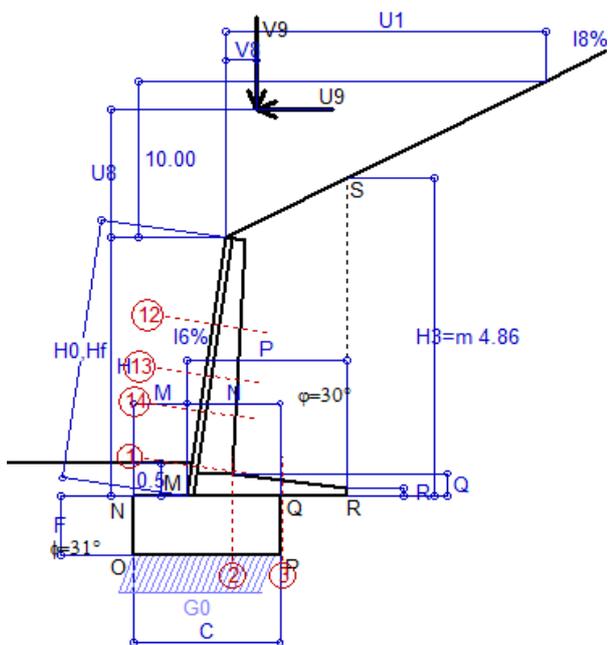
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.90		
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>320.7</b>	<b>266.1</b>
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	21.05°	19.65°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	123.4	95.1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.20	2.20
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
<b>E5</b>	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.10	1.10
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.40	1.40
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>230.85</b>
Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.18	1.18
Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.38	0.41
Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>185.90</b>
Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.19	1.19
Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.35	0.38
Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>152.26</b>
Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.30	0.34
Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.569	0.624
γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>894.2</b>	<b>1144.1</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	320.7	266.1
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 3.96$ m	<b>Prefabbricato tipo u40NM</b>	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.96$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.86$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	125.4	316.2	62.7	200.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	60.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	176.7	399.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	47.3	4.5	8.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	7.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	64.3	70.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 139.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 365.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 345.6</b>	<b>M<sub>8</sub> = 740.1</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 345.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.17$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.159$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 22.0^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (345.6 * 0.6) / 1.1 = 188.5$	$> E_d = 139.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (740.1) / 1.15 = 643.5$	$> E_d = 365.3$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (444.3) / 1.15 = 386.4$	$> E_d = 244.5$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 138$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 143$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. trasmata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN	
1	123.5	<b>123.5</b>	51.2	<b>49.8</b>	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.69	10.05	4.59	7.22	<b>221.6</b>	<b>179.0</b>
2	88.4	<b>88.4</b>	0.0	<b>85.7</b>	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	<b>176.4</b>	<b>200.3</b>
3	73.6	<b>73.6</b>	0.0	<b>65.2</b>	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	<b>92.6</b>	<b>139.4</b>
12	31.6	<b>33.8</b>	18.2	<b>8.4</b>	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.73	4.02	4.59	3.96	<b>56.7</b>	<b>54.8</b>
13	52.4	<b>57.1</b>	28.2	<b>19.9</b>	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.34	6.03	4.59	3.96	<b>100.0</b>	<b>63.3</b>
14	74.8	<b>82.2</b>	36.6	<b>30.0</b>	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.89	8.04	4.59	3.96	<b>145.2</b>	<b>67.4</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

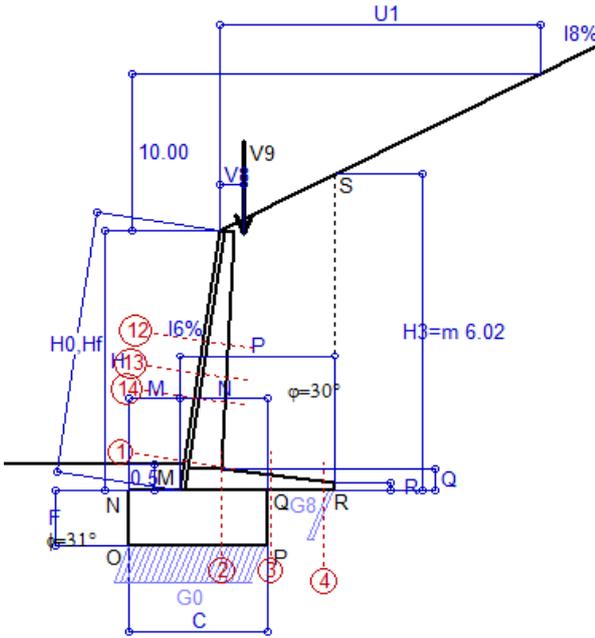
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 6.02$ m
	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	192.2	587.4	96.1	370.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	101.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	266.7	723.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	9.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	9.3	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	88.7	115.3
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 201.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 590.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 507.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1319.4</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 33.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 474.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.182$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 21.6^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (507.8 * 0.6) / 1.1 = 277.0 > Ed = 201.5$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1319.4) / 1.15 = 1147.3 > Ed = 590$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (806) / 1.15 = 700.9 > Ed = 385.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 188$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 197$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$  Freccia in cima al pannello mm  $5.47$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	157.0	<b>157.0</b>	71.1	<b>78.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.94	14.51	4.59	7.85	<b>370.6</b>	<b>222.3</b>	
2	106.8	<b>106.8</b>	0.0	<b>103.1</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	93.2	<b>93.2</b>	0.0	<b>91.6</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-1.8	<b>-1.8</b>	0.0	<b>2.0</b>	17.7	12.4	125.0	125.0	-	2.98	5.25	5.34	0.00	<b>-31.4</b>	<b>76.5</b>	
12	15.5	<b>19.0</b>	26.8	<b>20.1</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.39	6.28	4.59	3.96	<b>104.1</b>	<b>63.6</b>	
13	36.7	<b>43.4</b>	36.7	<b>32.4</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.09	8.83	4.59	3.96	<b>164.0</b>	<b>69.4</b>	
14	61.6	<b>71.6</b>	45.6	<b>43.7</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.72	11.37	4.59	3.96	<b>226.5</b>	<b>72.5</b>	

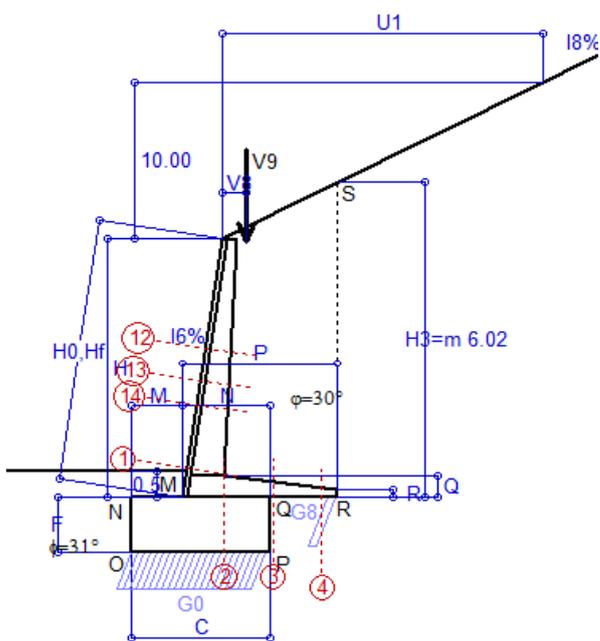
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $Med=Medu$  perché  $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a1=0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . . $\varphi = 30^\circ$	
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . . $S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>	
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . . $P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>	
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . . $Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>	
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.60$	
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima $V_9 = 3.75$ kN/cad	
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro $l_9 = 50.00$ %	
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro $l_8 = 50.0$ %	
	Scarpa della facciata del pannello . . . . . $l_6 = 15.0$ %	

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.02$ m	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate ( $U_9+V_9$ ) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
147.84	451.86	73.92	284.58
0.00	0.00	39.78	78.00
0.00	0.00	205.19	556.23
0.00	0.00	3.00	6.43
7.17	1.97	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 155.00</math></b>	<b><math>M_9 = 453.83</math></b>	<b><math>P_9 = 390.13</math></b>	<b><math>M_8 = 1 013.97</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.088  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.510  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 34.10$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.18$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 356.04$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 2.51$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.142$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 21.7^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 3.67

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

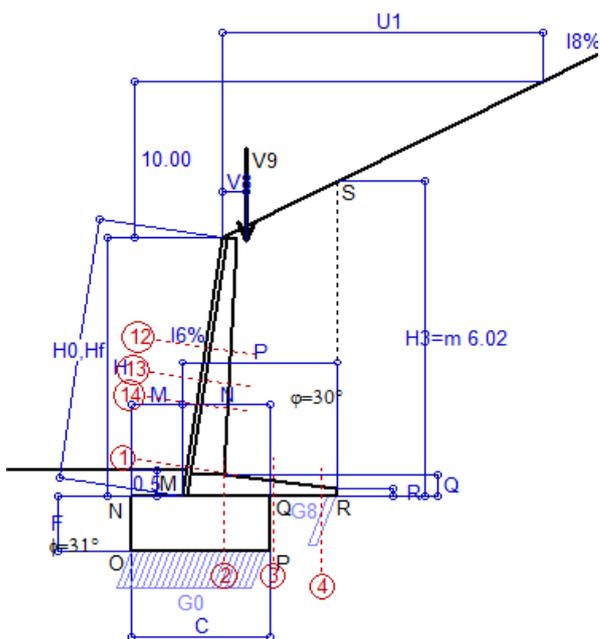
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	122.0	54.2	77.8	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	124	3.83	38	<b>0.078</b>
2	79.3	0.0	110.0	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	111	4.97	41	<b>0.000</b>
3	60.4	0.0	97.9	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	160	7.67	41	<b>0.141</b>
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	18.5	13.2	5.65	5.34	35	1.42	41	<b>0.000</b>
12	12.4	20.0	17.9	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	41	1.22	38	<b>0.000</b>
13	28.8	27.6	30.3	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	63	1.93	38	<b>0.000</b>
14	48.1	34.5	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	78	2.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$	$H_3 = 6.02$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$	

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
147.84	451.86	73.92	284.58
0.00	0.00	39.78	78.00
0.00	0.00	205.19	556.23
0.00	0.00	3.00	6.43
7.17	1.97	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b>S<sub>9</sub> = 155.00</b>	<b>M<sub>9</sub> = 453.83</b>	<b>P<sub>9</sub> = 390.13</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 013.97</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.088  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.510  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 34.10$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.18$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 356.04$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 2.51$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.142$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 21.7^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 3.67

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

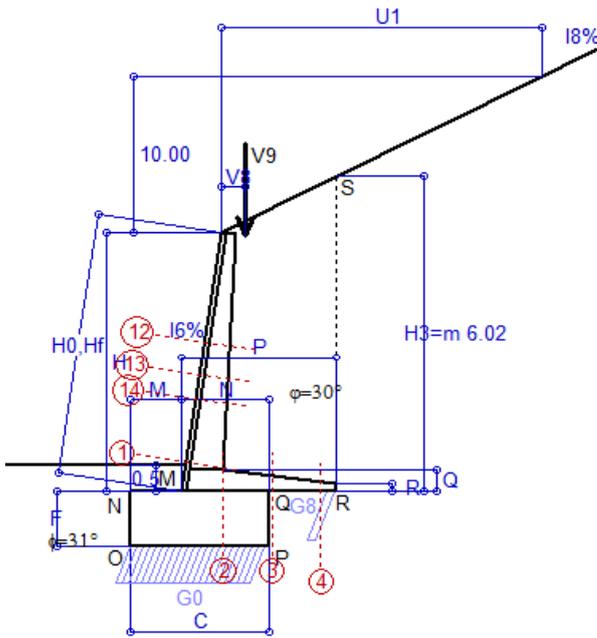
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	122.0	54.2	77.8	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	124	3.83	38	<b>0.078</b>
2	79.3	0.0	110.0	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	111	4.97	41	<b>0.000</b>
3	60.4	0.0	97.9	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	160	7.67	41	<b>0.141</b>
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	18.5	13.2	5.65	5.34	35	1.42	41	<b>0.000</b>
12	12.4	20.0	17.9	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	41	1.22	38	<b>0.000</b>
13	28.8	27.6	30.3	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	63	1.93	38	<b>0.000</b>
14	48.1	34.5	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	78	2.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.02$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
147.84	451.86	73.92	284.58
0.00	0.00	39.78	78.00
0.00	0.00	205.19	556.23
0.00	0.00	3.00	6.43
7.17	1.97	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 155.00</math></b>	<b><math>M_9 = 453.83</math></b>	<b><math>P_9 = 390.13</math></b>	<b><math>M_8 = 1 013.97</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.088  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.510  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 34.10$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.Q_8 = 0.18$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 356.04$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $.C_8 = 2.51$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.142$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 21.7^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 3.67

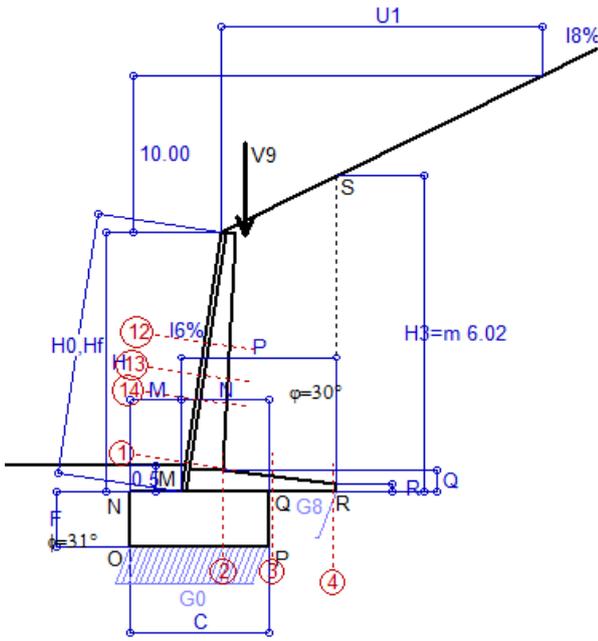
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	122.0	54.2	77.8	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	124	3.83	38	<b>0.078</b>
2	79.3	0.0	110.0	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	111	4.97	41	<b>0.000</b>
3	60.4	0.0	97.9	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	160	7.67	41	<b>0.141</b>
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	18.5	13.2	5.65	5.34	35	1.42	41	<b>0.000</b>
12	12.4	20.0	17.9	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	41	1.22	38	<b>0.000</b>
13	28.8	27.6	30.3	116.3	54.7	47.2	8.83	4.59	63	1.93	38	<b>0.000</b>
14	48.1	34.5	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	78	2.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 4.95 m
- C = 2.60 m
- F = 1.05 m
- M = 0.95 m
- N = 1.65 m
- P = 2.90 m
- Q = 0.41 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 20.0 m
- R = 0.15 m

Acceleraz orizz. al suolo  
Prefabbricato tipo u50NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- a<sub>g</sub>/g = **0.061**
- H<sub>0</sub> = 5.00 m
- H = 4.94 m
- S<sub>0</sub> = 0.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 30°
- R<sub>0</sub> = 0.600
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = **0.38**
- U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad
- l<sub>9</sub> = 50.0%
- l<sub>8</sub> = 50.0%
- l<sub>6</sub> = 15.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 6.02 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 28.80°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.607
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 3.07
- (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	171.6	524.5	94.3	363.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	2.4	39.2	76.9
Peso terra e sovraccarico x 1	5.7	21.9	202.3	548.5
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1	0.0	0.0	3.0	6.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	9.3	2.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.9	1.0	67.3	87.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-33.0*	-17.1*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 189.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 552.2</b>	<b>P<sub>9</sub> = 406.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 082.5</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 9.1 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G<sub>0</sub> = 397.1 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>t</sub> = **0.153 MPa**
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = **21.1°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (406.2 \* 0.6 + 33) / 1.0 = 276.8 > Ed = 189.5

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G<sub>6</sub> = 157 kN Lato monte (punto Q) G<sub>7</sub> = 173 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 5.20 K<sub>0</sub> = 0.475

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe α°, ctgθ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	°	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	144.3	<b>144.3</b>	59.3	<b>71.0</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.88	14.51	4.59	7.85	<b>368.3</b>	<b>225.4</b>	
2	107.4	<b>107.4</b>	0.0	<b>91.4</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	96.9	<b>96.9</b>	0.0	<b>79.6</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-0.2	<b>-0.2</b>	0.0	<b>0.2</b>	15.9	10.6	125.0	125.0	-	2.70	4.45	5.34	0.00	<b>-26.9</b>	<b>68.7</b>	
12	15.2	<b>18.5</b>	21.3	<b>18.4</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.36	6.28	4.59	3.96	<b>103.5</b>	<b>64.5</b>	
13	34.7	<b>40.8</b>	29.7	<b>29.5</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.06	8.83	4.59	3.96	<b>163.0</b>	<b>70.7</b>	
14	57.5	<b>66.5</b>	37.4	<b>39.7</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	4.59	3.96	<b>225.3</b>	<b>74.1</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

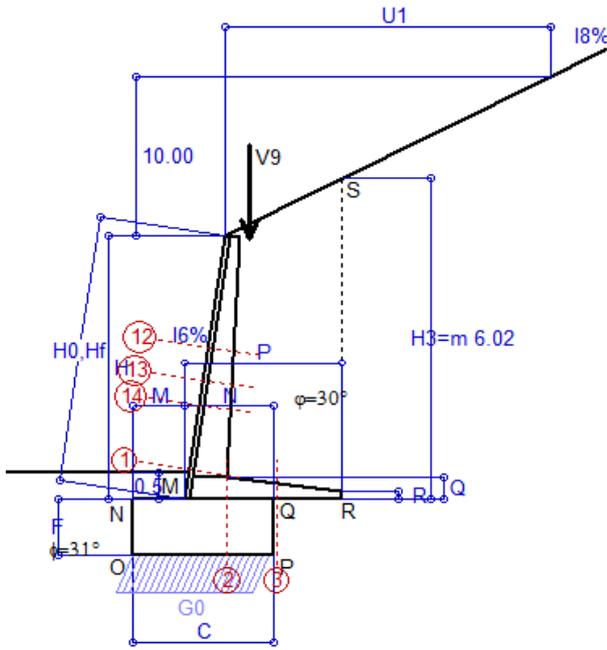
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 4.95 \text{ m}$   
 $C = 2.60 \text{ m}$   
 $F = 1.05 \text{ m}$   
 $M = 0.95 \text{ m}$   
 $N = 1.65 \text{ m}$   
 $P = 2.90 \text{ m}$   
 $Q = 0.41 \text{ m}$   
 $U_v = 0.00 \text{ m}$   
 $V_8 = 0.45 \text{ m}$   
 $U_1 = 20.0 \text{ m}$   
 $R = 0.15 \text{ m}$

### Acceleraz orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u50NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 5.00 \text{ m}$   
 $H = 4.94 \text{ m}$   
 $S_0 = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00 \text{ kN/cad}$   
 $V_9 = 3.75 \text{ kN/cad}$   
 $l_9 = 50.0\%$   
 $l_8 = 50.0\%$   
 $l_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0.712$   
 $H_3 = 6.02 \text{ m}$   
 $O_3 = 29.56^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.670$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 3.05$

(Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	190.6	582.7	108.1	416.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	3.6	38.9	76.4
Peso terra e sovraccarico x 1	8.5	32.8	200.9	544.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	6.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	10.9	2.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.8	1.5	66.8	86.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-32.8*	-16.9*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 214.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 623.4</b>	<b>P<sub>9</sub> = 417.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1130.7</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0 \text{ kN}$       Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00 \text{ m}$   
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 417.8 \text{ kN}$       Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.51 \text{ m}$   
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.167 \text{ MPa}$   
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 23.5^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $Rd = (1130.7 + 16.9) / 1.0 = 1147.6 > Ed = 623.4$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $Rd = (710.3) / 1.0 = 710.3 > Ed = 408.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 168 \text{ kN}$       Lato monte (punto Q)  $G_7 = 183 \text{ kN}$

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	161.3	161.3	63.1	79.0	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.90	14.51	4.59	7.85	369.1	222.3
2	123.9	123.9	0.0	100.8	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5
3	111.2	111.2	0.0	84.1	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	147.3	166.7
12	17.4	21.0	22.2	20.6	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.36	6.28	4.59	3.96	103.6	63.7
13	39.1	46.0	31.3	32.9	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.06	8.83	4.59	3.96	163.2	69.4
14	64.5	74.6	39.5	44.3	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.69	11.37	4.59	3.96	225.6	72.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u50NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13,8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

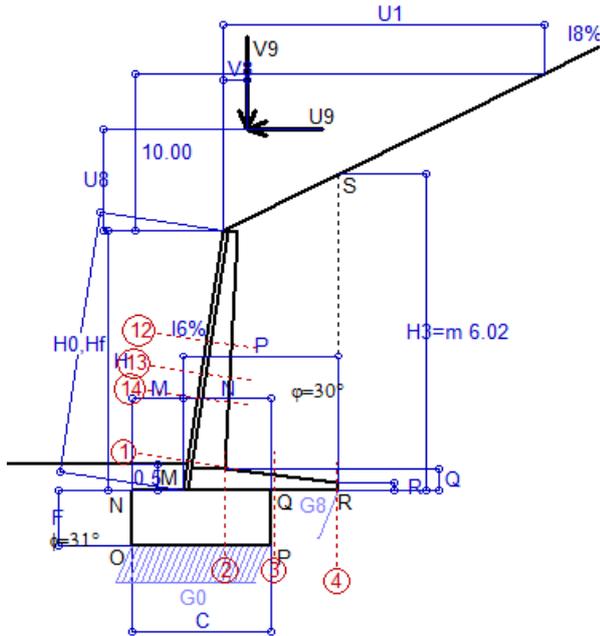
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.05	
	lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	474.2	397.1
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	21.65°	21.07°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	188.2	153.0
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.60	2.60
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.30	1.30
	D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.55	1.55
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>243.33</b>	<b>248.62</b>
Coefficiente base	N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>q</sub> #RIF!			0.36	0.38
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>175.87</b>	<b>182.01</b>
Coefficiente base	N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.33	0.35
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>c</sub> = 1 - 0,34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>164.24</b>	<b>175.06</b>
Coefficiente base	N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>γ</sub> #RIF!			0.27	0.29
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.583	0.606
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1083.5</b>	<b>1312.3</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	474.2	397.1
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 6.02$ m
	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	192.2	587.4	96.1	370.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	101.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	266.7	723.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	55.1	4.5	9.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	9.3	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	88.7	115.3
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 208.4</b>	<b>M<sub>9</sub> = 645.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 507.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1319.4</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 6.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.03$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 501.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.193$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 22.3^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (507.8 * 0.6) / 1.1 = 277.0 > Ed = 208.4$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1319.4) / 1.15 = 1147.3 > Ed = 645.1$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (806) / 1.15 = 700.9 > Ed = 433.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 198$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 214$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Freccia in cima al pannello mm  $9.82$   
 $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	212.8	<b>212.8</b>	72.4	<b>77.8</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.94	14.51	4.59	7.85	<b>370.9</b>	<b>222.3</b>	
2	157.1	<b>157.1</b>	0.0	<b>135.2</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	132.0	<b>132.0</b>	0.0	<b>104.3</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-0.1	<b>-0.1</b>	0.0	<b>0.1</b>	15.5	10.2	125.0	125.0	-	2.64	4.27	5.34	0.00	<b>-25.9</b>	<b>67.0</b>	
12	51.7	<b>56.4</b>	28.1	<b>19.7</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.39	6.28	4.59	3.96	<b>104.2</b>	<b>63.6</b>	
13	78.3	<b>86.3</b>	38.0	<b>31.8</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.10	8.83	4.59	3.96	<b>164.1</b>	<b>69.4</b>	
14	107.5	<b>118.8</b>	46.9	<b>42.9</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.73	11.37	4.59	3.96	<b>226.7</b>	<b>72.5</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

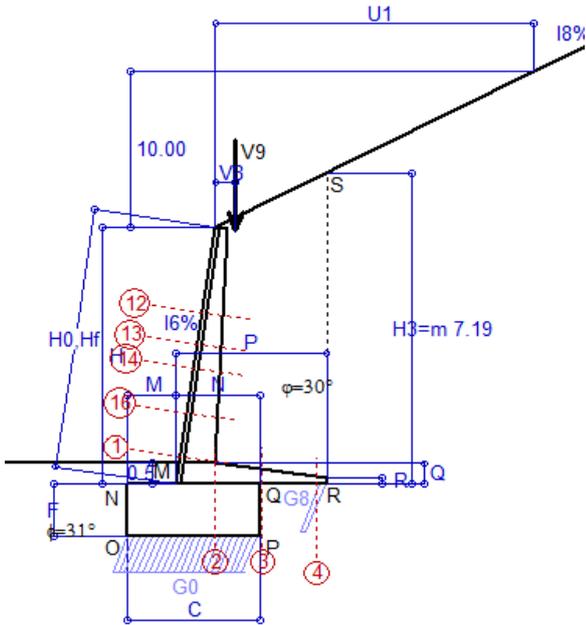
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 7.19$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 26.57^\circ$
	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	273.8	984.5	136.9	616.1
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	155.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	376.2	1 188.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	11.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	11.4	3.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	175.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 285.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 988.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 702.1</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 146.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 42.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 659.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.220$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 22.1^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (702.1 * 0.6) / 1.1 = 383.0 > E_d = 285.2$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (2146.1) / 1.15 = 1866.1 > E_d = 988.1$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1326.9) / 1.15 = 1153.9 > E_d = 655.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 264$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 278$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	280.7	<b>280.7</b>	96.0	<b>111.7</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.51	20.80	4.59	8.58	<b>596.6</b>	<b>270.4</b>
2	200.9	<b>200.9</b>	0.0	<b>159.9</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>
3	168.8	<b>168.8</b>	0.0	<b>126.8</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.88	26.64	6.16	11.53	<b>267.9</b>	<b>208.7</b>
4	-2.5	<b>-2.5</b>	0.0	<b>2.9</b>	18.1	12.7	125.0	125.0	-	3.63	7.86	6.16	0.00	<b>-37.6</b>	<b>80.9</b>
12	13.1	<b>16.2</b>	25.4	<b>18.4</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>100.8</b>	<b>62.1</b>
13	36.7	<b>43.3</b>	36.7	<b>32.4</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.19	9.42	4.59	3.96	<b>173.3</b>	<b>69.0</b>
14	66.3	<b>76.9</b>	47.2	<b>45.6</b>	60.1	51.4	116.9	16.9	73°, 1.0	4.96	12.57	4.59	3.96	<b>251.6</b>	<b>72.8</b>
16	152.1	<b>173.7</b>	69.9	<b>75.7</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.46	18.25	4.59	5.07	<b>439.7</b>	<b>112.2</b>

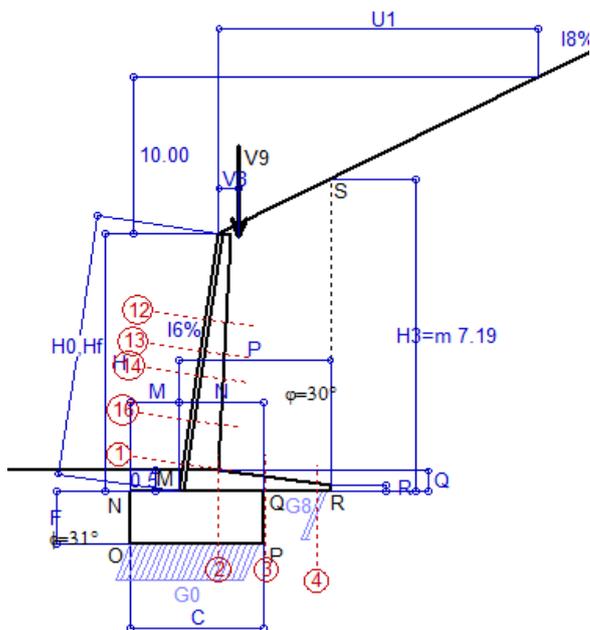
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Ed,u}$  perché  $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $A_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.19$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
210.64	757.27	105.32	473.94
0.00	0.00	51.89	119.40
0.00	0.00	289.42	914.03
0.00	0.00	3.00	7.32
8.74	2.83	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b><math>S_9 = 219.38</math></b>	<b><math>M_9 = 760.10</math></b>	<b><math>P_9 = 539.63</math></b>	<b><math>M_8 = 1649.69</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate ( $U_9+V_9$ ) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.022  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.476  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 43.82$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.19$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 495.81$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.90$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.171$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 22.1^\circ$

#### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 6.39

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

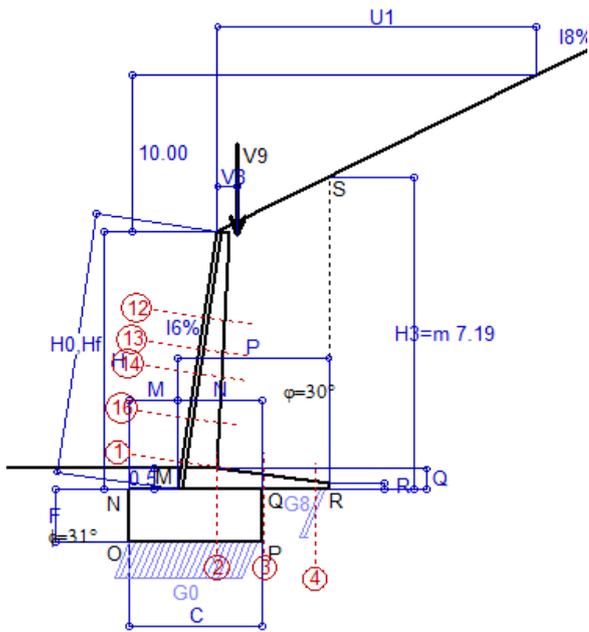
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	217.9	73.3	114.3	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	139	4.86	40	<b>0.099</b>
2	147.3	0.0	174.6	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	130	6.17	42	<b>0.114</b>
3	111.9	0.0	147.8	125.0	34.1	28.7	26.64	6.16	160	9.14	42	<b>0.173</b>
4	-3.4	0.0	0.0	125.0	19.1	13.7	8.37	6.16	40	1.77	42	<b>0.000</b>
12	10.5	19.0	16.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	35	1.10	38	<b>0.000</b>
13	28.8	27.6	30.4	116.1	54.4	46.9	9.42	4.59	60	1.90	38	<b>0.000</b>
14	51.8	35.7	44.3	116.9	60.1	51.4	12.57	4.59	76	2.55	38	<b>0.000</b>
16	118.4	53.2	76.3	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	101	3.61	38	<b>0.058</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI	COMPONENTI VERTICALI		
	Forze	Momenti	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
210.64	757.27	105.32	473.94
0.00	0.00	51.89	119.40
0.00	0.00	289.42	914.03
0.00	0.00	3.00	7.32
8.74	2.83	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b><math>S_9 = 219.38</math></b>	<b><math>M_9 = 760.10</math></b>	<b><math>P_9 = 539.63</math></b>	<b><math>M_8 = 1649.69</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.022  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.476  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 43.82$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.19$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 495.81$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.90$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.171$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 22.1^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 6.39

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

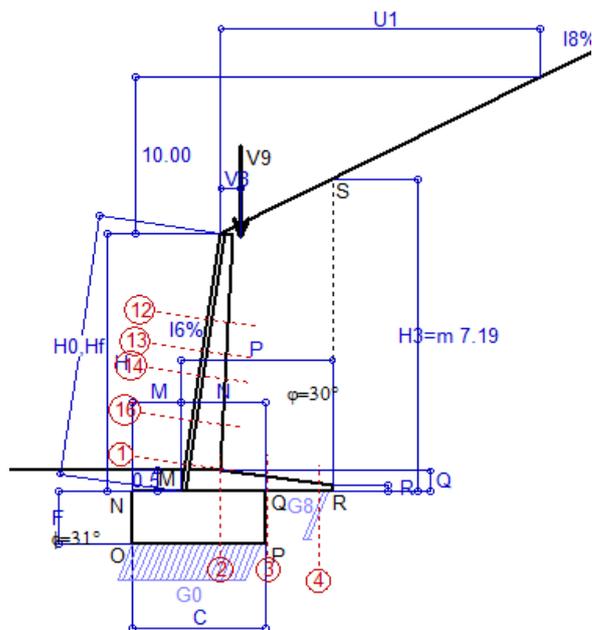
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. c+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	217.9	73.3	114.3	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	139	4.86	40	<b>0.099</b>
2	147.3	0.0	174.6	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	130	6.17	42	<b>0.114</b>
3	111.9	0.0	147.8	125.0	34.1	28.7	26.64	6.16	160	9.14	42	<b>0.173</b>
4	-3.4	0.0	0.0	125.0	19.1	13.7	8.37	6.16	40	1.77	42	<b>0.000</b>
12	10.5	19.0	16.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	35	1.10	38	<b>0.000</b>
13	28.8	27.6	30.4	116.1	54.4	46.9	9.42	4.59	60	1.90	38	<b>0.000</b>
14	51.8	35.7	44.3	116.9	60.1	51.4	12.57	4.59	76	2.55	38	<b>0.000</b>
16	118.4	53.2	76.3	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	101	3.61	38	<b>0.058</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
210.64	757.27	105.32	473.94
0.00	0.00	51.89	119.40
0.00	0.00	289.42	914.03
0.00	0.00	3.00	7.32
8.74	2.83	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b><math>S_9 = 219.38</math></b>	<b><math>M_9 = 760.10</math></b>	<b><math>P_9 = 539.63</math></b>	<b><math>M_8 = 1649.69</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.022  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.476  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 43.82$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.19$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 495.81$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.90$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.171$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 22.1^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 6.39

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi$ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	217.9	73.3	114.3	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	139	4.86	40	<b>0.099</b>
2	147.3	0.0	174.6	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	130	6.17	42	<b>0.114</b>
3	111.9	0.0	147.8	125.0	34.1	28.7	26.64	6.16	160	9.14	42	<b>0.173</b>
4	-3.4	0.0	0.0	125.0	19.1	13.7	8.37	6.16	40	1.77	42	<b>0.000</b>
12	10.5	19.0	16.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	35	1.10	38	<b>0.000</b>
13	28.8	27.6	30.4	116.1	54.4	46.9	9.42	4.59	60	1.90	38	<b>0.000</b>
14	51.8	35.7	44.3	116.9	60.1	51.4	12.57	4.59	76	2.55	38	<b>0.000</b>
16	118.4	53.2	76.3	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	101	3.61	38	<b>0.058</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

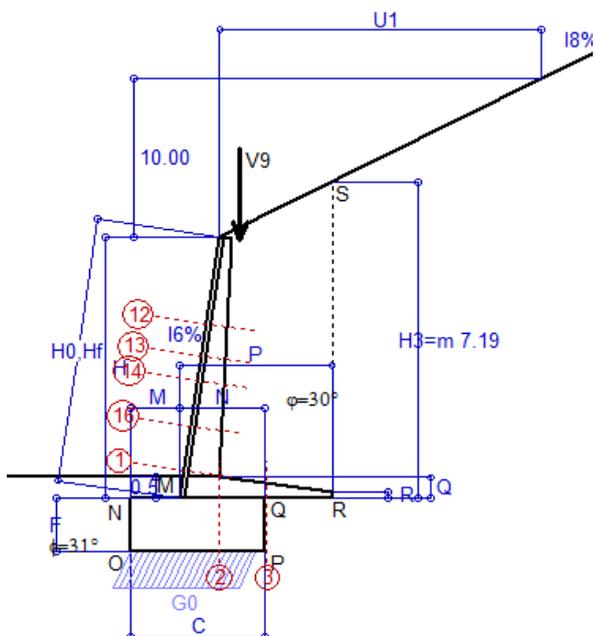


## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 5.93$  m  
 $C = 3.00$  m  
 $F = 1.20$  m  
 $M = 1.10$  m  
 $N = 1.90$  m  
 $P = 3.40$  m  
 $Q = 0.48$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.15$  m

### Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u60NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 6.00$  m  
 $H = 5.93$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 50.0\%$   
 $l_8 = 50.0\%$   
 $l_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.712$   
 $H_3 = 7.19$  m  
 $O_3 = 29.56^\circ$   
 $K_3 = 0.670$   
 $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	271.6	976.5	154.1	693.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.2	5.4	50.8	116.9
Peso terra e sovraccarico x 1	12.0	54.5	283.4	895.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	7.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	13.2	4.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.2	88.1	132.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-39.4*	-22.3*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>302.8</b>	<b>1 042.7</b>	<b>579.4</b>	<b>1 844.8</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 579.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.204$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 24.4^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (1844.8 + 22.3) / 1.0 = 1867.1 > E_d = 1042.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1172.2) / 1.0 = 1172.2 > E_d = 693.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 239$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 252$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm 9.79  
 $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	286.4	<b>286.4</b>	86.3	<b>112.8</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.46	20.80	4.59	8.58	<b>594.4</b>	<b>270.5</b>
2	224.2	<b>224.2</b>	0.0	<b>157.0</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>
3	191.1	<b>191.1</b>	0.0	<b>112.1</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.88	26.64	6.16	11.53	<b>267.9</b>	<b>208.7</b>
12	14.9	<b>18.2</b>	21.0	<b>18.9</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.33	6.28	4.59	3.96	<b>100.3</b>	<b>62.1</b>
13	39.2	<b>46.0</b>	31.3	<b>32.9</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.17	9.42	4.59	3.96	<b>172.6</b>	<b>69.0</b>
14	69.4	<b>80.1</b>	40.9	<b>46.3</b>	60.1	51.4	116.9	16.9	73°, 1.0	4.93	12.57	4.59	3.96	<b>250.6</b>	<b>72.8</b>
16	156.5	<b>178.3</b>	61.9	<b>76.6</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.43	18.25	4.59	5.07	<b>438.2</b>	<b>112.2</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers. 1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u60NM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coazione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

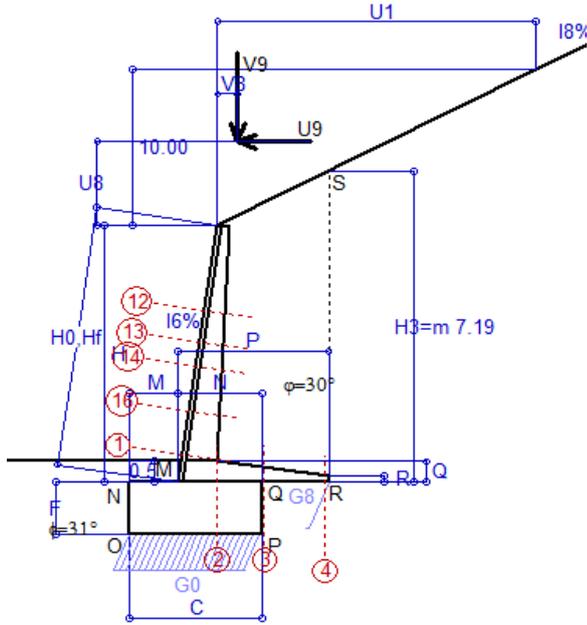
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.20	
	I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	659.2	555.1
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	22.11°	22.05°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	267.8	224.9
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.00	3.00
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.50	1.50
	D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.70	1.70
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub> kN/m <sup>2</sup> <b>256.82</b> <b>253.53</b>					
	Coefficiente base		N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>		20.63      20.63
	Inclinaz. terreno a valle		g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>		1.00      1.00
	Lunghezza del muro		s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00      1.00
	Larghezza fondazione		d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]		1.16      1.16
	Inclinazione letto di posa		b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>		1.00      1.00
	Inclinaz. della risultante		i <sub>q</sub> #RIF!		0.35      0.35
	Paolucci e Pecker 1997		z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>		- <b>0.984</b>
<b>Coazione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub> kN/m <sup>2</sup> <b>168.36</b> <b>167.48</b>					
	Coefficiente base		N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ		32.67      32.67
	Inclinaz. terreno a valle		g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.00      1.00
	Lunghezza del muro		s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00      1.00
	Larghezza fondazione		d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.17      1.17
	Inclinazione letto di posa		b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		1.00      1.00
	Inclinaz. della risultante		i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)		0.32      0.32
	Paolucci e Pecker 1997		z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>		- <b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub> kN/m <sup>2</sup> <b>176.39</b> <b>179.64</b>					
	Coefficiente base		N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ		25.99      25.99
	Inclinaz. terreno a valle		g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>		1.00      1.00
	Lunghezza del muro		s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)		1.00      1.00
	Larghezza fondazione		d <sub>γ</sub> = 1.00		1.00      1.00
	Inclinazione letto di posa		b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>		1.00      1.00
	Inclinaz. della risultante		i <sub>γ</sub> #RIF!		0.25      0.26
	Paolucci e Pecker 1997		z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>		- <b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.602	0.601
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1289.1</b>	<b>1501.6</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	659.2	555.1
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.19$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	273.8	984.5	136.9	616.1
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	155.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	376.2	1 188.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	63.0	4.5	11.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	11.4	3.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	175.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 292.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 051.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 702.1</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 146.1</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 16.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.06$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 685.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.228$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 22.6^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (702.1 * 0.6) / 1.1 = 383.0 > E_d = 292.1$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (2146.1) / 1.15 = 1866.1 > E_d = 1051.1$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (1326.9) / 1.15 = 1153.9 > E_d = 710.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 274$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 294$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 14.33

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	344.4	<b>344.4</b>	97.3	<b>111.2</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.51	20.80	4.59	8.58	<b>596.8</b>	<b>270.4</b>
2	259.0	<b>259.0</b>	0.0	<b>192.2</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>
3	213.9	<b>213.9</b>	0.0	<b>136.8</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.88	26.64	6.16	11.53	<b>267.9</b>	<b>208.7</b>
4	-0.4	<b>-0.4</b>	0.0	<b>0.5</b>	16.2	10.8	125.0	125.0	-	3.53	6.90	6.16	0.00	<b>-32.8</b>	<b>72.8</b>
12	48.5	<b>52.8</b>	26.7	<b>17.9</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	<b>100.9</b>	<b>62.1</b>
13	78.3	<b>86.3</b>	38.0	<b>31.7</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.20	9.42	4.59	3.96	<b>173.4</b>	<b>69.0</b>
14	112.9	<b>124.8</b>	48.4	<b>44.7</b>	60.1	51.4	116.9	16.9	73°, 1.0	4.97	12.57	4.59	3.96	<b>251.7</b>	<b>72.8</b>
16	207.5	<b>230.7</b>	71.2	<b>75.0</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.47	18.25	4.59	5.07	<b>439.9</b>	<b>112.2</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

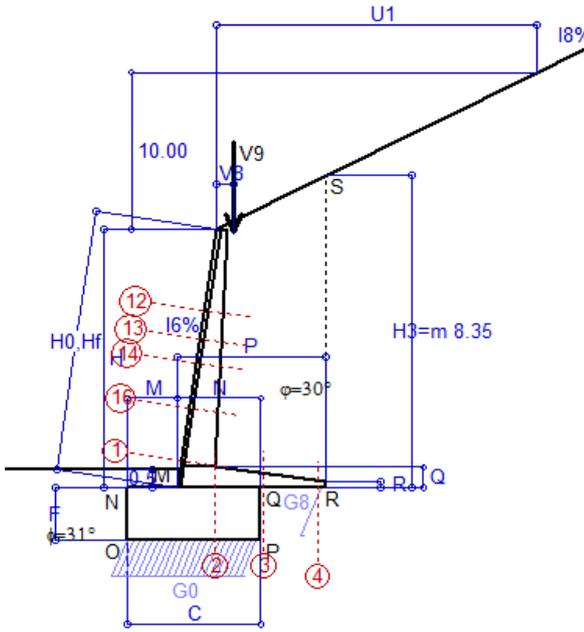
programma Tensiter 'Muri 2018' vers. 1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 8.35$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 26.57^\circ$
	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	369.9	1 547.5	184.9	961.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	229.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	504.4	1 844.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	12.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	16.2	6.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	159.2	278.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 386.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 553.5</b>	<b>P<sub>9</sub> = 938.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3 326.3</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 46.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 891.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.255$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 22.4^\circ$

<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = (938.3 * 0.6) / 1.1 = 511.8 > E_d = 386.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = (3326.3) / 1.15 = 2892.4 > E_d = 1553.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d = (2034.8) / 1.15 = 1769.4 > E_d = 1029.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 357$ kN      Lato monte (punto Q) $G_7 = 376$ kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$  Freccia in cima al pannello mm  $14.53$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	455.7	<b>455.7</b>	124.8	<b>151.3</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.99	26.61	4.59	9.25	<b>856.3</b>	<b>322.6</b>
2	332.6	<b>332.6</b>	0.0	<b>231.4</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>
3	271.5	<b>271.5</b>	0.0	<b>163.9</b>	37.7	32.2	125.0	125.0	-	8.51	35.76	7.10	12.07	<b>397.2</b>	<b>242.1</b>
4	-2.6	<b>-2.6</b>	0.0	<b>3.1</b>	18.0	12.5	125.0	125.0	-	3.75	8.10	7.10	0.00	<b>-40.4</b>	<b>84.3</b>
12	18.9	<b>23.0</b>	28.7	<b>22.4</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.67	7.60	4.59	3.96	<b>126.6</b>	<b>64.2</b>
13	48.6	<b>56.9</b>	41.2	<b>38.1</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.65	11.40	4.59	3.96	<b>218.3</b>	<b>71.1</b>
14	89.9	<b>103.9</b>	54.2	<b>55.2</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.64	15.21	4.59	3.96	<b>330.8</b>	<b>77.7</b>
16	215.5	<b>244.8</b>	83.4	<b>93.9</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.49	22.81	4.59	5.07	<b>591.3</b>	<b>117.8</b>

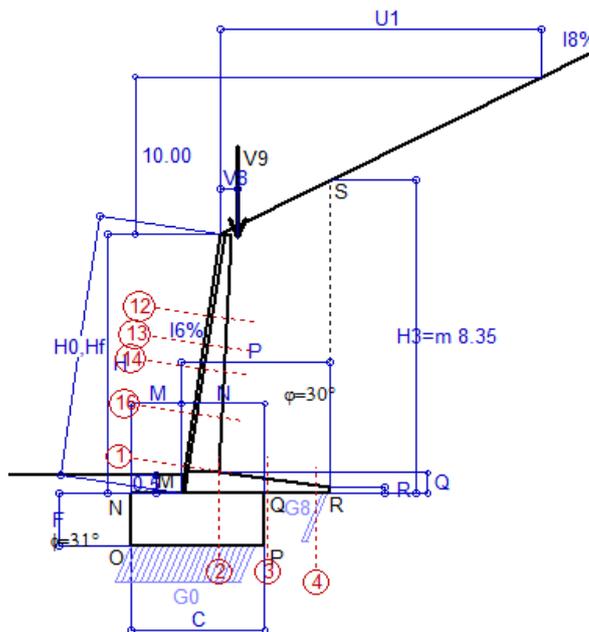
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.35$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	284.54	1 190.40	142.27	739.79
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	65.50	176.35
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	388.01	1 418.48
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	0.00	3.00	8.37
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.46	4.60	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	122.50	214.37
<b>*non sommati</b>				
<b>Totale</b>	<b>S<sub>9</sub> = 296.99</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 195.00</b>	<b>P<sub>9</sub> = 721.28</b>	<b>M<sub>8</sub> = 2 557.37</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
 \*non sommati

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.975  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.457  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 57.80$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.22$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 663.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.32$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.200$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 22.4^\circ$

#### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 10.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

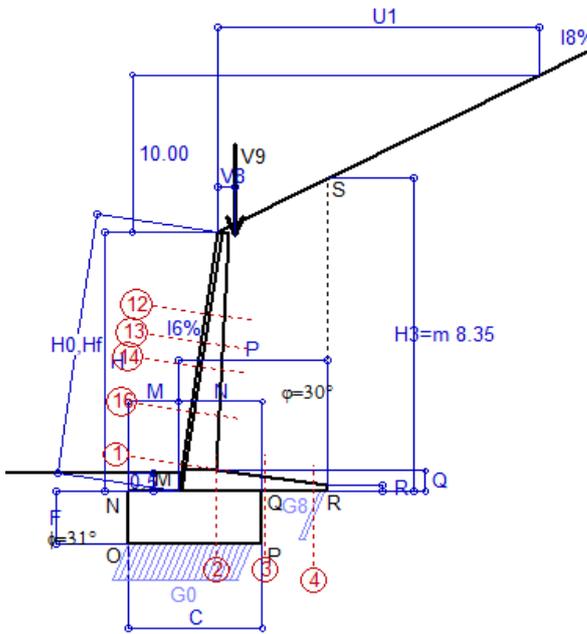
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. c+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	353.6	95.5	157.8	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	157	6.05	40	<b>0.120</b>
2	239.3	0.0	255.1	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	143	7.14	42	<b>0.152</b>
3	167.1	0.0	195.5	125.0	37.7	32.2	35.76	7.10	160	10.09	42	<b>0.183</b>
4	-5.2	0.0	0.0	125.0	19.8	14.4	9.22	7.10	50	2.31	42	<b>0.000</b>
12	15.0	21.5	20.2	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	41	1.32	38	<b>0.000</b>
13	38.1	31.1	36.3	116.3	56.6	49.1	11.40	4.59	64	2.12	38	<b>0.000</b>
14	70.2	41.1	54.1	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	79	2.75	38	<b>0.000</b>
16	167.6	63.6	96.1	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	107	4.14	38	<b>0.069</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
284.54	1 190.40	142.27	739.79
0.00	0.00	65.50	176.35
0.00	0.00	388.01	1 418.48
0.00	0.00	3.00	8.37
12.46	4.60	0.00	0.00
0.00	0.00	122.50	214.37
<b><math>S_9 = 296.99</math></b>	<b><math>M_9 = 1 195.00</math></b>	<b><math>P_9 = 721.28</math></b>	<b><math>M_8 = 2 557.37</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate ( $U_9+V_9$ ) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.975  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.457  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 57.80$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.22$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 663.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.32$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.200$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 22.4^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 10.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

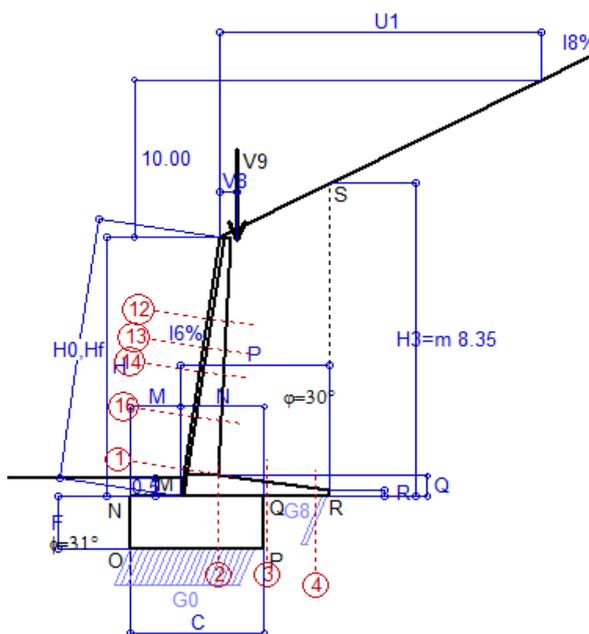
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	353.6	95.5	157.8	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	157	6.05	40	<b>0.120</b>
2	239.3	0.0	255.1	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	143	7.14	42	<b>0.152</b>
3	167.1	0.0	195.5	125.0	37.7	32.2	35.76	7.10	160	10.09	42	<b>0.183</b>
4	-5.2	0.0	0.0	125.0	19.8	14.4	9.22	7.10	50	2.31	42	<b>0.000</b>
12	15.0	21.5	20.2	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	41	1.32	38	<b>0.000</b>
13	38.1	31.1	36.3	116.3	56.6	49.1	11.40	4.59	64	2.12	38	<b>0.000</b>
14	70.2	41.1	54.1	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	79	2.75	38	<b>0.000</b>
16	167.6	63.6	96.1	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	107	4.14	38	<b>0.069</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
284.54	1 190.40	142.27	739.79
0.00	0.00	65.50	176.35
0.00	0.00	388.01	1 418.48
0.00	0.00	3.00	8.37
12.46	4.60	0.00	0.00
0.00	0.00	122.50	214.37
<b><math>S_9 = 296.99</math></b>	<b><math>M_9 = 1 195.00</math></b>	<b><math>P_9 = 721.28</math></b>	<b><math>M_8 = 2 557.37</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate ( $U_9+V_9$ ) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.975  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.457  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 57.80$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.22$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 663.48$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.32$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.200$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 22.4^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 10.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

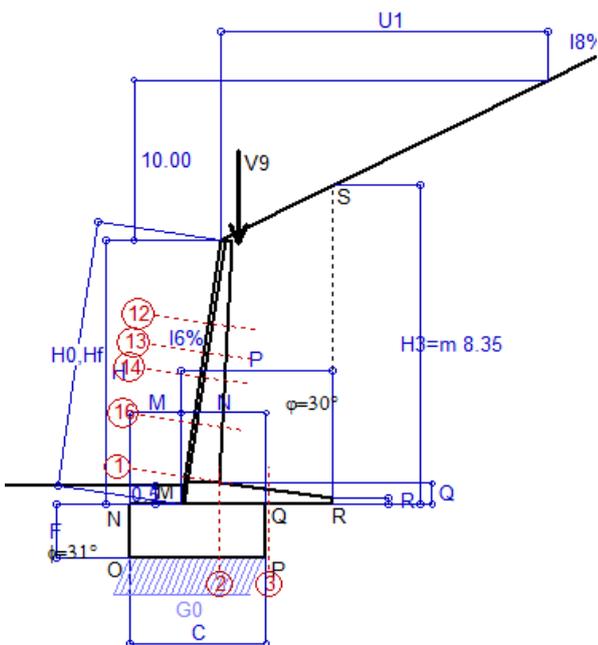
$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	353.6	95.5	157.8	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	157	6.05	40	<b>0.120</b>
2	239.3	0.0	255.1	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	143	7.14	42	<b>0.152</b>
3	167.1	0.0	195.5	125.0	37.7	32.2	35.76	7.10	160	10.09	42	<b>0.183</b>
4	-5.2	0.0	0.0	125.0	19.8	14.4	9.22	7.10	50	2.31	42	<b>0.000</b>
12	15.0	21.5	20.2	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	41	1.32	38	<b>0.000</b>
13	38.1	31.1	36.3	116.3	56.6	49.1	11.40	4.59	64	2.12	38	<b>0.000</b>
14	70.2	41.1	54.1	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	79	2.75	38	<b>0.000</b>
16	167.6	63.6	96.1	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	107	4.14	38	<b>0.069</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 6.92 m
- C = 3.50 m
- F = 1.40 m
- M = 1.30 m
- N = 2.20 m
- P = 3.90 m
- Q = 0.55 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 20.0 m
- R = 0.15 m

Acceleraz orizz. al suolo  
Prefabbricato tipo u70NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- a<sub>g</sub>/g = **0.061**
- H<sub>0</sub> = 7.00 m
- H = 6.92 m
- S<sub>0</sub> = 0.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 30°
- R<sub>0</sub> = 0.600
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = **0.38**
- U<sub>9</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>9</sub> = 3.75 kN/cad
- I<sub>9</sub> = 50.0%
- I<sub>8</sub> = 50.0%
- I<sub>6</sub> = 15.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 8.35 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 28.80°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.607
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 3.07
- (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	330.3	1 381.7	181.6	944.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.8	5.2	64.6	173.9
Peso terra e sovraccarico x 1	10.7	56.6	382.6	1 398.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	8.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	16.1	5.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.4	2.4	120.8	211.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-49.7*	-31.5*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>362.3</b>	<b>1 451.5</b>	<b>752.6</b>	<b>2 736.6</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 0.0 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 752.6 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>t</sub> = **0.215 MPa**
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = **22.6°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (752.6 \* 0.6 + 49.7) / 1.0 = 501.2 > Ed = 362.3

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 295 kN Lato monte (punto Q) G7 = 337 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 13.61  
K<sub>0</sub> = 0.475

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe α°, ctgθ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
1	415.5	<b>415.5</b>	105.7	<b>137.1</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.91	26.61	4.59	9.25	<b>851.3</b>	<b>328.3</b>
2	327.9	<b>327.9</b>	0.0	<b>203.8</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>
3	284.6	<b>284.6</b>	0.0	<b>138.8</b>	37.7	32.2	125.0	125.0	-	8.51	35.76	7.10	12.07	<b>397.2</b>	<b>242.1</b>
12	18.4	<b>22.2</b>	22.9	<b>20.5</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.64	7.60	4.59	3.96	<b>126.0</b>	<b>65.1</b>
13	45.7	<b>53.3</b>	33.6	<b>34.7</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.62	11.40	4.59	3.96	<b>217.2</b>	<b>72.6</b>
14	83.4	<b>96.1</b>	44.7	<b>50.2</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.60	15.21	4.59	3.96	<b>329.3</b>	<b>79.7</b>
16	197.6	<b>224.1</b>	69.9	<b>85.2</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.43	22.81	4.59	5.07	<b>588.6</b>	<b>121.0</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

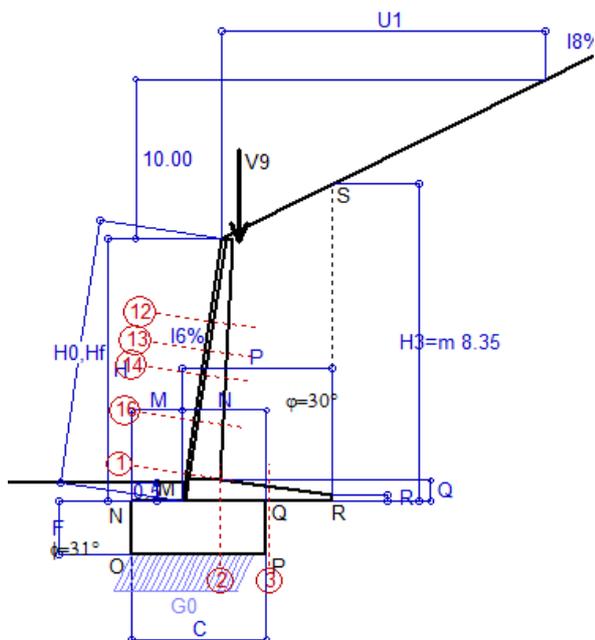
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 6.92$  m  
 $C = 3.50$  m  
 $F = 1.40$  m  
 $M = 1.30$  m  
 $N = 2.20$  m  
 $P = 3.90$  m  
 $Q = 0.55$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.15$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

### Prefabbricato tipo u70NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 7.00$  m  
 $H = 6.92$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 50.0\%$   
 $l_8 = 50.0\%$   
 $l_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.712$   
 $H_3 = 8.35$  m  
 $O_3 = 29.56^\circ$   
 $K_3 = 0.670$   
 $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

#### COMPONENTI

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	366.9	1 535.1	208.1	1 082.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.7	7.8	64.1	172.7
Peso terra e sovraccarico x 1	16.1	85.0	379.9	1 389.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	8.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	18.9	6.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	5.1	3.6	120.0	209.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-49.2*	-31.2*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>409.8</b>	<b>1 637.9</b>	<b>775.2</b>	<b>2 862.2</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 775.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.24$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.239$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 24.9^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (2862.2 + 31.2) / 1.0 = 2893.3 > E_d = 1637.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1800.5) / 1.0 = 1800.5 > E_d = 1087.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 331$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 324$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	463.3	<b>463.3</b>	113.3	<b>152.5</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.94	26.61	4.59	9.25	<b>853.3</b>	<b>322.8</b>
2	358.3	<b>358.3</b>	0.0	<b>229.3</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>
3	285.3	<b>285.3</b>	0.0	<b>139.6</b>	37.7	32.2	125.0	125.0	-	8.51	35.76	7.10	12.07	<b>397.2</b>	<b>242.1</b>
12	21.0	<b>25.2</b>	24.0	<b>22.9</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.65	7.60	4.59	3.96	<b>126.1</b>	<b>64.2</b>
13	51.4	<b>59.9</b>	35.4	<b>38.7</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.63	11.40	4.59	3.96	<b>217.5</b>	<b>71.1</b>
14	93.5	<b>107.7</b>	47.4	<b>55.9</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.61	15.21	4.59	3.96	<b>329.7</b>	<b>77.7</b>
16	220.8	<b>250.2</b>	74.6	<b>94.8</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.45	22.81	4.59	5.07	<b>589.6</b>	<b>117.9</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

### Prefabbricato tipo u70NM

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

#### Dati geometrici della fondazione:

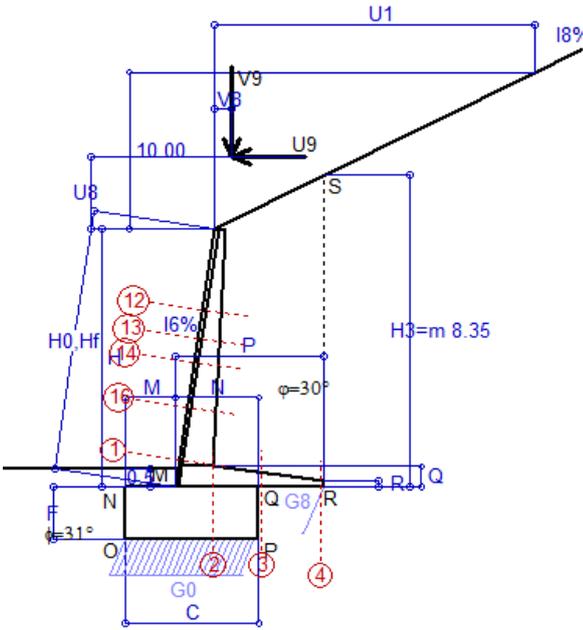
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.40	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>891.7</b>	<b>752.6</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	22.37°	22.56°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	366.9	312.7
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.50	3.50
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.75	1.75
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.90	1.90
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>280.29</b>	<b>271.99</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.15	1.15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.35	0.34
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>163.90</b>	<b>159.81</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.31	0.31
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>196.45</b>	<b>195.09</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.24	0.24
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.641	0.627
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1601.6</b>	<b>1827.7</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	891.7	752.6
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.35$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	369.9	1 547.5	184.9	961.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	229.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	504.4	1 844.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	71.2	4.5	12.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	16.2	6.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	159.2	278.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 393.0</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1 624.7</b>	<b>P<sub>9</sub> = 938.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3 326.3</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 21.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.06$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 917.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.262$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 22.7^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (938.3 * 0.6) / 1.1 = 511.8 > E_d = 393$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (3326.3) / 1.15 = 2892.4 > E_d = 1624.7$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (2034.8) / 1.15 = 1769.4 > E_d = 1091.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 366$  kN

Lato monte (punto Q)  $G_7 = 392$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 20.29

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	527.5	<b>527.5</b>	126.1	<b>150.8</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.99	26.61	4.59	9.25	<b>856.6</b>	<b>322.6</b>
2	398.3	<b>398.3</b>	0.0	<b>263.9</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>
3	322.2	<b>322.2</b>	0.0	<b>171.9</b>	37.7	32.2	125.0	125.0	-	8.51	35.76	7.10	12.07	<b>397.2</b>	<b>242.1</b>
4	-0.5	<b>-0.5</b>	0.0	<b>0.7</b>	16.3	10.9	125.0	125.0	-	3.66	7.10	7.10	0.00	<b>-35.5</b>	<b>76.8</b>
12	56.3	<b>61.5</b>	30.0	<b>21.8</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.68	7.60	4.59	3.96	<b>126.7</b>	<b>64.2</b>
13	92.4	<b>102.1</b>	42.5	<b>37.4</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.66	11.40	4.59	3.96	<b>218.4</b>	<b>71.1</b>
14	139.4	<b>154.9</b>	55.5	<b>54.5</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.65	15.21	4.59	3.96	<b>331.0</b>	<b>77.7</b>
16	275.4	<b>306.5</b>	84.7	<b>93.1</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.49	22.81	4.59	5.07	<b>591.6</b>	<b>117.8</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $Med=Medu$  perché  $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a1=0$  perché il momento flettente è già massimo

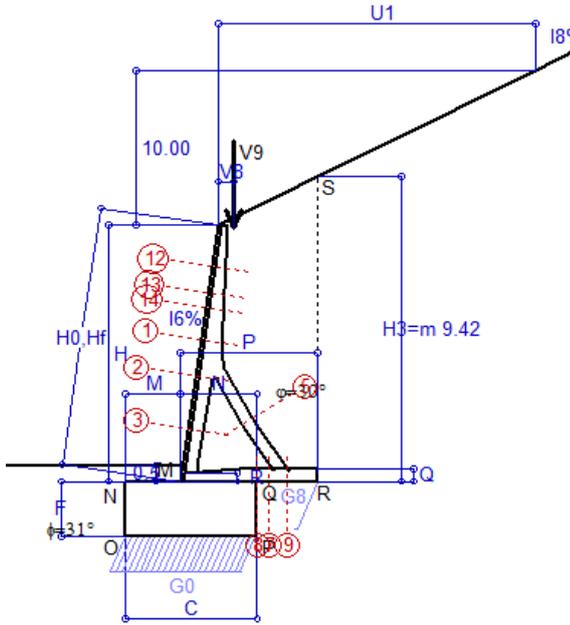
programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



## Dati

$H_m =$	7.91 m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 =$	8.00 m
$C =$	4.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	7.91 m
$F =$	1.70 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	0.0 kN/m <sup>2</sup>
$M =$	1.65 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30.00°
$N =$	2.35 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	17.0 kN/m <sup>3</sup>
$P =$	4.20 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m <sup>3</sup>
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.600
$U_v =$	0.00 m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	0.00 kN/cad
$V_8 =$	0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	3.75 kN/cad
$U_1 =$	20.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 =$	50.0%
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 =$	50.0%
		Scarpa della facciata del pannello	$i_6 =$	15.0%

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.537
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 =$	9.42 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	26.57°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.524

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	470.3	2 275.9	235.2	1 375.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	94.9	299.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	616.1	2 580.9
Forze concentrate ( $U_9+V_9$ ) x 1.5	0.0	0.0	4.5	14.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	28.1	11.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	498.4	2 287.8	1 171.7	4 712.5

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza  $G_8$  necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di  $G_8$  sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	26.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.07 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1145.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	4.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	<b>0.286 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	<b>23.0°</b>

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (1171.7 * 0.6) / 1.1 = 639.1 > Ed = 498.4$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (4712.5) / 1.15 = 4097.8 > Ed = 2287.8$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (2701.8) / 1.15 = 2349.4 > Ed = 1476.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 450$  kN

Lato monte (punto Q)  $G_7 = 475$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.407$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	71.9	<b>84.1</b>	49.8	<b>48.2</b>	63.3	56.2	120.8	20.5	73°, 1.0	5.09	12.60	4.15	4.02	<b>277.0</b>	<b>80.7</b>
2	32.8	<b>44.3</b>	421.0	<b>-107.1</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.69	6.57	6.50	10.44	<b>198.3</b>	<b>-174.7</b>
3	-72.0	<b>-72.0</b>	468.6	<b>6.0</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	14.67	4.02	6.50	4.54	<b>-202.0</b>	<b>85.9</b>
5	-6.1	<b>-6.1</b>	-408.8	<b>11.5</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.29	9.11	10.05	6.60	<b>-45.3</b>	<b>64.6</b>
7	121.3	<b>115.6</b>	213.4	<b>-6.9</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	6.22	15.14	6.47	13.35	<b>229.7</b>	<b>-216.9</b>
8	157.1	<b>157.1</b>	213.4	<b>45.5</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.55	11.12	6.47	6.98	<b>181.1</b>	<b>205.8</b>
9	156.5	<b>156.5</b>	0.0	<b>184.6</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	90°, 1.7	5.32	15.14	3.08	9.82	<b>195.7</b>	<b>205.7</b>
12	0.2	<b>1.0</b>	14.9	<b>6.4</b>	40.0	33.1	118.0	15.0	73°, 1.0	2.61	4.02	4.15	4.02	<b>54.9</b>	<b>54.7</b>
13	11.3	<b>14.3</b>	24.6	<b>17.0</b>	48.3	40.8	122.0	17.0	73°, 1.0	3.20	6.03	4.15	4.02	<b>98.3</b>	<b>63.9</b>
14	23.6	<b>28.7</b>	31.5	<b>25.3</b>	53.0	45.9	124.0	18.1	73°, 1.0	3.74	8.04	4.15	4.02	<b>145.7</b>	<b>69.7</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m2
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m3
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
361.79	1 750.69	180.90	1 058.25
0.00	0.00	73.04	230.06
0.00	0.00	473.93	1 985.29
0.00	0.00	3.00	9.86
21.62	9.14	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 383.41</math></b>	<b><math>M_9 = 1 759.83</math></b>	<b><math>P_9 = 900.86</math></b>	<b><math>M_8 = 3 623.47</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	
Peso struttura (parete+platea) x 1	
Peso terra e sovraccarico x 1	
Forze concentrate (U9+V9) x 1	
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	
Peso della fondazione x 1	
<i>*non sommati</i>	
<b>Totali</b>	

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	1.829
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . .	=	1.410
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 35.67 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.12 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 865.19 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	3.89 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .	$\sigma_t =$	0.222 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .	$\beta =$	23.1°

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	56.1	37.7	46.4	120.8	63.3	56.2	12.60	4.15	74	2.35	38	<b>0.000</b>
2	26.9	329.3	-76.2	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	2.21	38	<b>0.000</b>
3	-54.8	368.2	4.6	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-2	6.83	38	<b>0.000</b>
5	-3.8	-314.9	9.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	177	0.00	38	<b>0.090</b>
7	69.9	164.4	-25.0	125.0	40.0	35.0	15.14	6.47	87	5.06	40	<b>0.000</b>
8	86.7	164.4	15.3	125.0	40.0	35.0	11.12	6.47	160	7.20	40	<b>0.000</b>
9	110.2	0.0	123.0	125.0	40.0	35.0	15.14	3.08	222	8.29	40	<b>0.260</b>
12	0.5	10.9	4.7	118.0	40.0	33.1	4.02	4.15	0	0.09	38	<b>0.000</b>
13	9.1	18.4	14.8	122.0	48.3	40.8	6.03	4.15	30	0.92	38	<b>0.000</b>
14	18.7	23.7	23.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	44	1.34	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m2
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m3
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
361.79	1 750.69	180.90	1 058.25
0.00	0.00	73.04	230.06
0.00	0.00	473.93	1 985.29
0.00	0.00	3.00	9.86
21.62	9.14	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 383.41</math></b>	<b><math>M_9 = 1 759.83</math></b>	<b><math>P_9 = 900.86</math></b>	<b><math>M_8 = 3 623.47</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.829  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.410  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 35.67$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.12$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 865.19$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 3.89$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.222$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.1^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

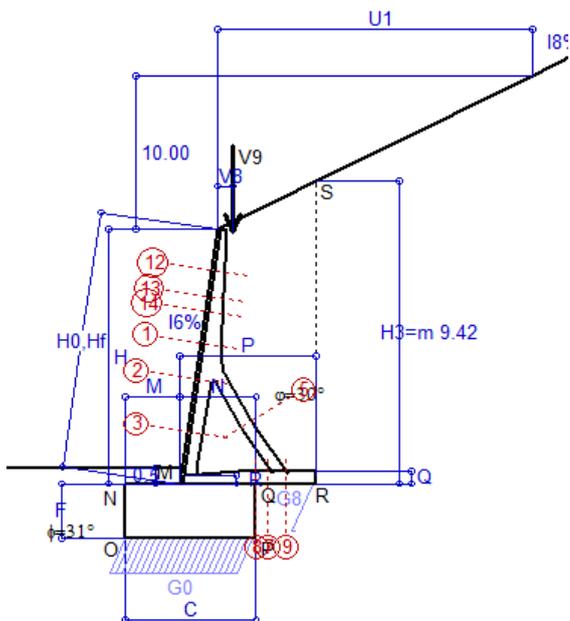
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	56.1	37.7	46.4	120.8	63.3	56.2	12.60	4.15	74	2.35	38	<b>0.000</b>
2	26.9	329.3	-76.2	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	2.21	38	<b>0.000</b>
3	-54.8	368.2	4.6	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-2	6.83	38	<b>0.000</b>
5	-3.8	-314.9	9.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	177	0.00	38	<b>0.090</b>
7	69.9	164.4	-25.0	125.0	40.0	35.0	15.14	6.47	87	5.06	40	<b>0.000</b>
8	86.7	164.4	15.3	125.0	40.0	35.0	11.12	6.47	160	7.20	40	<b>0.000</b>
9	110.2	0.0	123.0	125.0	40.0	35.0	15.14	3.08	222	8.29	40	<b>0.260</b>
12	0.5	10.9	4.7	118.0	40.0	33.1	4.02	4.15	0	0.09	38	<b>0.000</b>
13	9.1	18.4	14.8	122.0	48.3	40.8	6.03	4.15	30	0.92	38	<b>0.000</b>
14	18.7	23.7	23.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	44	1.34	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m2
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m3
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*
- Totali**

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
361.79	1 750.69	180.90	1 058.25
0.00	0.00	73.04	230.06
0.00	0.00	473.93	1 985.29
0.00	0.00	3.00	9.86
21.62	9.14	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b>S<sub>9</sub> = 383.41</b>	<b>M<sub>G</sub> = 1 759.83</b>	<b>P<sub>9</sub> = 900.86</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3 623.47</b>

- GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.829
- GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.410
- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 35.67$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.12$  m
- Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 865.19$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 3.89$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.222$  MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.1^\circ$

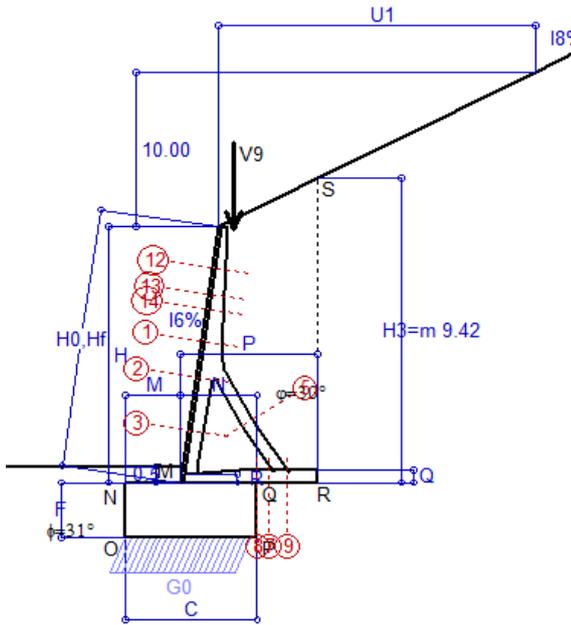
## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	56.1	37.7	46.4	120.8	63.3	56.2	12.60	4.15	74	2.35	38	<b>0.000</b>
2	26.9	329.3	-76.2	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	2.21	38	<b>0.000</b>
3	-54.8	368.2	4.6	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-2	6.83	38	<b>0.000</b>
5	-3.8	-314.9	9.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	177	0.00	38	<b>0.090</b>
7	69.9	164.4	-25.0	125.0	40.0	35.0	15.14	6.47	87	5.06	40	<b>0.000</b>
8	86.7	164.4	15.3	125.0	40.0	35.0	11.12	6.47	160	7.20	40	<b>0.000</b>
9	110.2	0.0	123.0	125.0	40.0	35.0	15.14	3.08	222	8.29	40	<b>0.260</b>
12	0.5	10.9	4.7	118.0	40.0	33.1	4.02	4.15	0	0.09	38	<b>0.000</b>
13	9.1	18.4	14.8	122.0	48.3	40.8	6.03	4.15	30	0.92	38	<b>0.000</b>
14	18.7	23.7	23.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	44	1.34	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

H<sub>m</sub> = 7.91 m  
 C = 4.00 m  
 F = 1.70 m  
 M = 1.65 m  
 N = 2.35 m  
 P = 4.20 m  
 Q = 0.40 m  
 U<sub>v</sub> = 0.00 m  
 V<sub>8</sub> = 0.45 m  
 U<sub>1</sub> = 20.0 m  
 R = 0.25 m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u80TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

a<sub>g</sub>/g = 0.061  
 H<sub>0</sub> = 8.00 m  
 H = 7.91 m  
 S<sub>0</sub> = 0.0 kN/m<sup>2</sup>  
 φ = 30°  
 R<sub>0</sub> = 0.600  
 a<sub>max</sub>/g = 0.073  
 β<sub>m</sub> = 0.38  
 U<sub>g</sub> = 0.00 kN/cad  
 V<sub>g</sub> = 3.75 kN/cad  
 I<sub>g</sub> = 50.0%  
 I<sub>8</sub> = 50.0%  
 I<sub>6</sub> = 15.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

K<sub>1</sub> = 0.636  
 H<sub>3</sub> = 9.42 m  
 O<sub>3</sub> = 28.80°  
 K<sub>3</sub> = 0.607  
 K<sub>p</sub> = 3.07

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	419.9	2 032.1	230.9	1 350.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.0	7.2	72.0	226.9
Peso terra e sovraccarico x 1	13.1	79.0	467.4	1 957.8
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1	0.0	0.0	3.0	9.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	28.0	11.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.7	4.0	167.6	335.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-66.6*	-48.8*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 467.8</b>	<b>M<sub>g</sub> = 2 133.7</b>	<b>P<sub>g</sub> = 940.9</b>	<b>M<sub>g</sub> = 3 880.3</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G<sub>8</sub>=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 0.0 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .      Q<sub>8</sub> = 0.00 m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G<sub>0</sub> = 940.9 kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .      C<sub>8</sub> = 3.82 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .      σ<sub>t</sub> = 0.247 MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .      β = 23.1°  
 Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo      Rd = (940.9 \* 0.6 + 66.6) / 1.0 = 631.1 > Ed = 467.8  
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G<sub>6</sub> = 394 kN      Lato monte (punto Q) G<sub>7</sub> = 379 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      K<sub>0</sub> = 0.475

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato compresso cm	b <sub>w</sub> larghezza taglio cm	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm <sup>2</sup>	A2 lato facc. o inf. platea cm <sup>2</sup>	A4 staffe cm <sup>2</sup> /m	M <sub>Rd</sub> baricentrico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN	
1	67.1	78.2	40.8	44.0	63.3	56.2	120.8	20.5	73°, 1.0	5.05	12.60	4.15	4.02	275.5	82.6	
2	31.4	41.8	382.8	-96.9	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.53	6.57	6.50	10.44	192.4	-176.3	
3	-64.0	-64.0	427.3	6.5	44.3	39.3	22.5	22.5	-	13.60	4.02	6.50	4.54	-194.1	83.2	
5	-4.7	-4.7	-371.0	8.9	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.61	9.11	10.05	6.60	-49.9	64.6	
7	115.0	111.7	193.7	-24.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	6.14	15.14	6.47	13.35	226.6	-214.3	
8	133.0	133.0	193.7	16.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.47	11.12	6.47	6.98	177.9	203.2	
9	134.9	134.9	0.0	167.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.32	15.14	3.08	9.82	195.7	188.9	
12	1.0	1.8	11.3	5.9	40.0	33.1	118.0	15.0	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	55.1	
13	11.4	14.2	19.5	15.7	48.3	40.8	122.0	17.0	73°, 1.0	3.17	6.03	4.15	4.02	97.7	64.8	
14	22.9	27.5	25.3	23.1	53.0	45.9	124.0	18.1	73°, 1.0	3.71	8.04	4.15	4.02	144.9	70.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

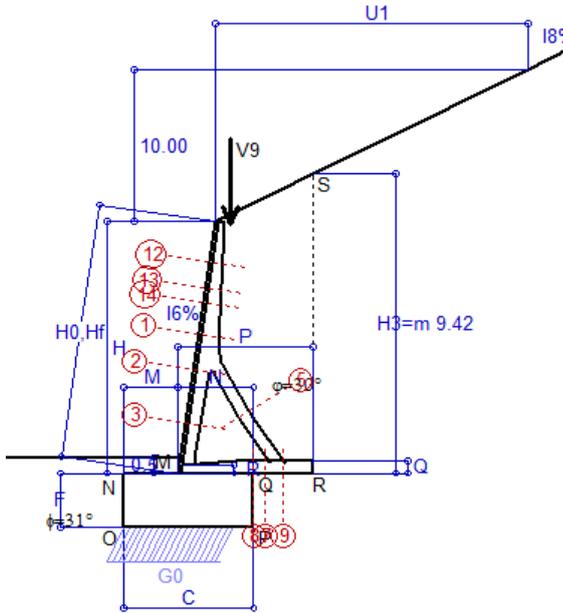
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dai km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m = 7.91$  m  
 $C = 4.00$  m  
 $F = 1.70$  m  
 $M = 1.65$  m  
 $N = 2.35$  m  
 $P = 4.20$  m  
 $Q = 0.40$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.25$  m

### Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u80TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 8.00$  m  
 $H = 7.91$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $l_g = 50.0\%$   
 $l_b = 50.0\%$   
 $l_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.712$   
 $H_3 = 9.42$  m  
 $O_3 = 29.56^\circ$   
 $K_3 = 0.670$   
 $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	466.5	2 257.6	264.6	1 548.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.0	10.8	71.5	225.3
Peso terra e sovraccarico x 1	19.7	118.6	464.1	1 944.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	9.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	32.9	13.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.1	6.0	166.5	332.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-66.0*	-48.4*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 529.3</b>	<b>M<sub>g</sub> = 2 406.3</b>	<b>P<sub>g</sub> = 969.7</b>	<b>M<sub>g</sub> = 4 060.1</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 969.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.51$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.276$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 25.5^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo       $R_d = (4060.1 + 48.4) / 1.0 = 4108.5 > E_d = 2406.3$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo       $R_d = (2401.9) / 1.0 = 2401.9 > E_d = 1555.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 443$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 360$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

$K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	75.4	87.7	43.2	49.1	63.3	56.2	120.8	20.5	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	275.9	80.8	
2	35.4	47.0	422.5	-107.4	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.69	6.57	6.50	10.44	198.6	-174.7	
3	-70.6	-70.6	471.1	7.6	44.3	39.3	22.5	22.5	-	14.74	4.02	6.50	4.54	-202.4	86.1	
5	-4.7	-4.7	-412.7	8.9	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.25	9.11	10.05	6.60	-44.8	64.6	
7	106.1	105.9	215.5	-59.4	40.0	35.0	125.0	125.0	-	6.23	15.14	6.47	13.35	230.0	-217.1	
8	106.2	106.2	215.5	0.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.56	11.12	6.47	6.98	181.5	206.1	
9	134.5	134.5	0.0	167.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.32	15.14	3.08	9.82	195.7	188.9	
12	1.4	2.3	11.6	6.7	40.0	33.1	118.0	15.0	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	54.7	
13	13.2	16.2	20.3	17.5	48.3	40.8	122.0	17.0	73°, 1.0	3.18	6.03	4.15	4.02	97.8	63.9	
14	26.0	31.1	26.5	25.9	53.0	45.9	124.0	18.1	73°, 1.0	3.72	8.04	4.15	4.02	145.1	69.8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u80TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

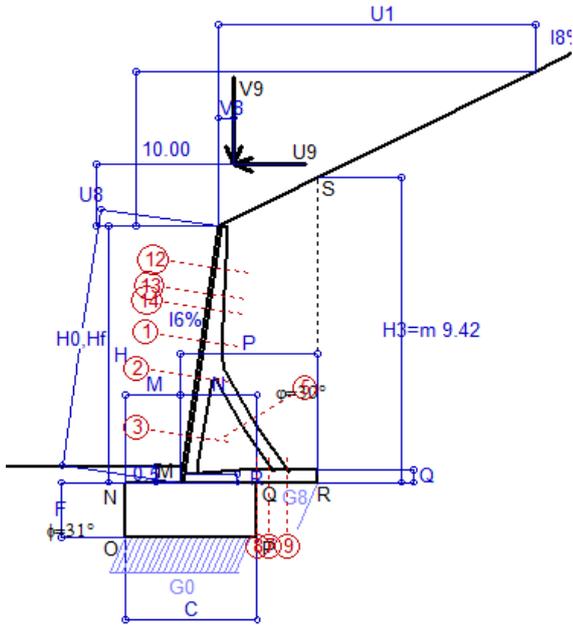
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.70	
	lv	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>1145.5</b>	<b>940.9</b>
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	23.04°	23.10°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	487.3	401.2
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.00	3.82
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.00	1.91
	D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	2.20	2.20
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>309.95</b>	<b>305.71</b>
	Coefficiente base N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.16	1.16
	Inclinazione letto di posa b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>q</sub> #RIF!			0.33	0.33
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>155.29</b>	<b>154.19</b>
	Coefficiente base N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.16	1.17
	Inclinazione letto di posa b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.30	0.29
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	<b>207.30</b>	<b>198.12</b>
	Coefficiente base N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
	Inclinaz. terreno a valle g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Lunghezza del muro s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
	Larghezza fondazione d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
	Inclinazione letto di posa b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
	Inclinaz. della risultante i <sub>γ</sub> #RIF!			0.22	0.23
	Paolucci e Pecker 1997 z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.673	0.658
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	<b>Capacità portante, tenuto conto di γ<sub>R</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1921.5</b>	<b>2092.7</b>
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1145.5	940.9
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 9.42$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	470.3	2 275.9	235.2	1 375.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	94.9	299.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	616.1	2 580.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	80.1	4.5	14.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	28.1	11.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 505.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 367.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 171.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 4 712.5</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 8.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.02$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1163.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.96$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.294$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 23.3^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (1171.7 * 0.6) / 1.1 = 639.1 > Ed = 505.3$$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (4712.5) / 1.15 = 4097.8 > Ed = 2367.9$$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (2701.8) / 1.15 = 2349.4 > Ed = 1544.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 465$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 477$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	119.1	<b>132.8</b>	51.1	<b>47.9</b>	63.3	56.2	120.8	20.5	73°, 1.0	5.10	12.60	4.15	4.02	<b>277.2</b>	<b>80.7</b>	
2	75.8	<b>88.7</b>	455.5	<b>-110.4</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.83	6.57	6.50	10.44	<b>203.6</b>	<b>-174.7</b>	
3	-51.2	<b>-51.2</b>	508.4	<b>6.2</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	15.71	4.02	6.50	4.54	<b>-209.2</b>	<b>88.6</b>	
5	-6.1	<b>-6.1</b>	-447.8	<b>11.5</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	3.95	9.11	10.05	6.60	<b>-40.5</b>	<b>64.6</b>	
7	141.0	<b>136.6</b>	233.8	<b>-18.3</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	6.31	15.14	6.47	13.35	<b>232.8</b>	<b>-219.6</b>	
8	170.6	<b>170.6</b>	233.8	<b>34.0</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.64	11.12	6.47	6.98	<b>184.4</b>	<b>208.5</b>	
9	168.5	<b>168.5</b>	0.0	<b>206.5</b>	40.0	35.0	125.0	125.0	90°, 1.9	5.32	15.14	3.08	9.82	<b>195.7</b>	<b>229.9</b>	
12	27.9	<b>29.7</b>	16.2	<b>6.1</b>	40.0	33.1	118.0	15.0	73°, 1.0	2.62	4.02	4.15	4.02	<b>55.0</b>	<b>54.7</b>	
13	46.0	<b>50.1</b>	25.9	<b>16.6</b>	48.3	40.8	122.0	17.0	73°, 1.0	3.21	6.03	4.15	4.02	<b>98.5</b>	<b>63.9</b>	
14	62.3	<b>68.6</b>	32.8	<b>24.9</b>	53.0	45.9	124.0	18.1	73°, 1.0	3.75	8.04	4.15	4.02	<b>145.9</b>	<b>69.7</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

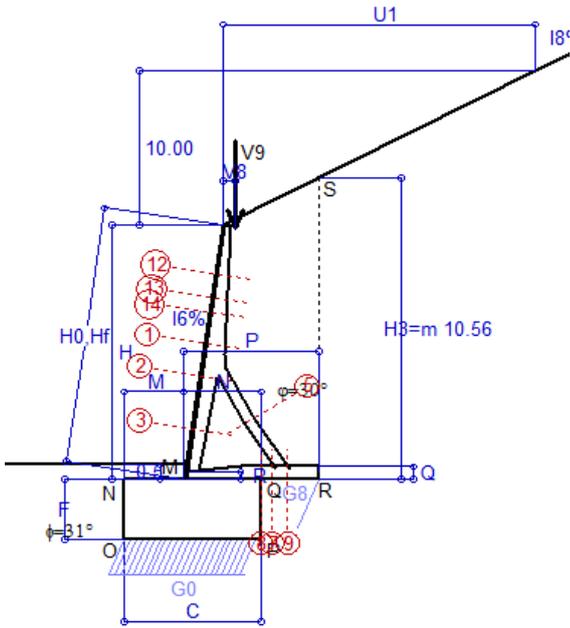
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

$H_m =$	8.90 m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 =$	9.00 m
$C =$	4.70 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.90 m
$F =$	2.10 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	0.0 kN/m <sup>2</sup>
$M =$	2.05 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30.00°
$N =$	2.65 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	17.0 kN/m <sup>3</sup>
$P =$	4.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m <sup>3</sup>
$Q =$	0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.600
$U_v =$	0.00 m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	0.00 kN/cad
$V_8 =$	0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	3.75 kN/cad
$U_1 =$	20.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g =$	50.0%
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$l_b =$	50.0%
		Scarpa della facciata del pannello	$l_b =$	15.0%

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 =$	0.537
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 =$	10.56 m
	$O_3 =$	26.57°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.524

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	591.2	3 322.0	295.6	1 980.5
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	112.2	417.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	767.7	3 729.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	0.0	0.0	4.5	17.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	51.7	26.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	320.8	753.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> =</b>	<b>M<sub>9</sub> =</b>	<b>P<sub>9</sub> =</b>	<b>M<sub>9</sub> =</b>
	642.9	3 348.1	1 500.8	6 898.8

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	6.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.02 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1493.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	4.70 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	<b>0.318 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	<b>23.2°</b>
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo				$R_d = (1500.8 * 0.6) / 1.1 =$	818.6 > $E_d = 642.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo				$R_d = (6898.8) / 1.15 =$	5998.9 > $E_d = 3348.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo				$R_d = (3725.9) / 1.15 =$	3239.9 > $E_d = 2080.5$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$	564 kN	Lato monte (punto Q) $G_7 =$	609 kN		

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.407$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ$ , ctg $\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	118.0	<b>136.5</b>	62.7	<b>65.3</b>	69.3	62.3	121.1	20.8	73°, 1.0	6.07	16.46	4.84	5.03	<b>399.5</b>	<b>113.5</b>
2	63.3	<b>79.8</b>	535.6	<b>-135.8</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.66	8.23	8.64	10.77	<b>277.5</b>	<b>-198.4</b>
3	-93.5	<b>-93.5</b>	596.1	<b>7.6</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	19.07	5.09	8.64	4.59	<b>-273.6</b>	<b>104.0</b>
5	-8.7	<b>-8.7</b>	-525.1	<b>15.1</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.32	10.30	12.25	6.97	<b>-51.9</b>	<b>68.4</b>
7	206.0	<b>196.3</b>	274.1	<b>3.9</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	7.70	21.14	7.60	13.64	<b>355.4</b>	<b>260.2</b>
8	256.6	<b>256.6</b>	274.1	<b>55.6</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	6.95	16.59	7.60	6.66	<b>293.6</b>	<b>242.8</b>
9	233.3	<b>233.3</b>	0.0	<b>256.9</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	90°, 2.4	6.73	21.14	3.08	8.73	<b>307.6</b>	<b>293.6</b>
12	4.2	<b>5.9</b>	19.3	<b>11.0</b>	44.1	37.2	119.1	15.5	73°, 1.0	2.98	5.09	4.84	4.02	<b>76.6</b>	<b>59.9</b>
13	22.9	<b>27.9</b>	31.1	<b>24.9</b>	52.8	46.3	122.8	17.3	73°, 1.0	3.83	8.23	4.84	4.02	<b>150.0</b>	<b>70.4</b>
14	44.3	<b>52.6</b>	40.3	<b>36.3</b>	58.3	51.2	124.0	18.4	73°, 1.0	4.48	10.78	4.84	4.02	<b>215.8</b>	<b>75.1</b>

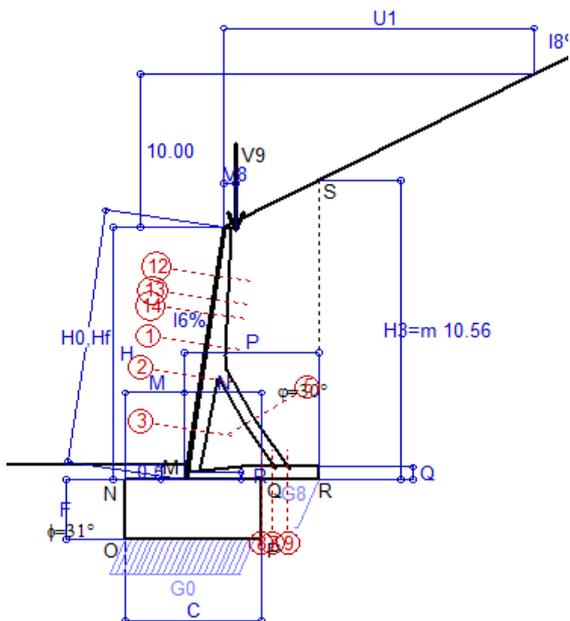
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m2
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m3
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
454.76	2 555.37	227.38	1 523.45
0.00	0.00	86.32	321.34
0.00	0.00	590.56	2 868.83
0.00	0.00	3.00	11.50
39.80	20.11	0.00	0.00
0.00	0.00	246.75	579.86
<b>S<sub>9</sub> = 494.56</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 575.48</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 154.01</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5 304.99</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.790  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.400  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 29.44$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.09$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1124.57$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 4.55$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.247$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.2^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

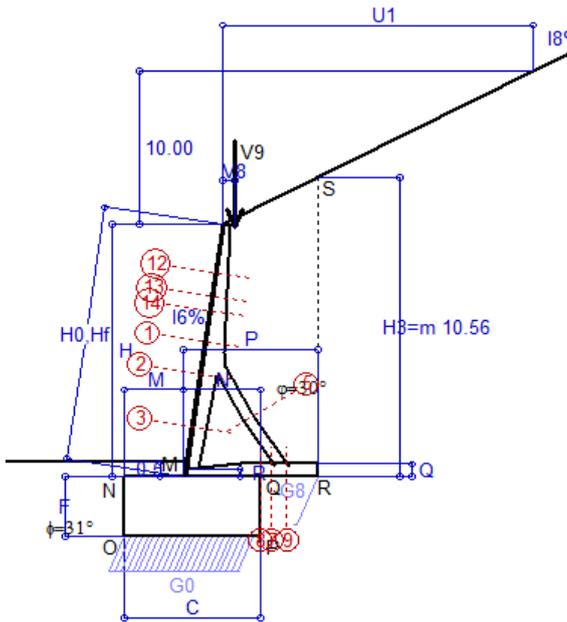
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	91.9	47.7	64.2	121.1	69.3	62.3	16.46	4.84	85	2.88	38	<b>0.000</b>
2	51.1	418.4	-98.6	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	3	2.97	38	<b>0.000</b>
3	-71.2	467.5	5.9	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-3	7.64	38	<b>0.000</b>
5	-4.9	-404.3	11.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	187	0.00	38	<b>0.085</b>
7	117.0	211.1	-27.5	125.0	45.0	39.8	21.14	7.60	100	6.12	40	<b>0.000</b>
8	138.6	211.1	12.2	125.0	45.0	39.8	16.59	7.60	160	8.02	40	<b>0.191</b>
9	161.9	0.0	168.0	125.0	45.0	39.8	21.14	3.08	206	8.63	40	<b>0.266</b>
12	3.6	14.3	9.0	119.1	44.1	37.2	5.09	4.84	12	0.48	38	<b>0.000</b>
13	18.1	23.4	22.5	122.8	52.8	46.3	8.23	4.84	42	1.28	38	<b>0.000</b>
14	34.8	30.4	34.1	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	58	1.81	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m2
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m3
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
  - Peso struttura (parete+platea) x 1
  - Peso terra e sovraccarico x 1
  - Forze concentrate (U9+V9) x 1
  - Spinta della terra sulla fondaz. x 1
  - Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
454.76	2 555.37	227.38	1 523.45
0.00	0.00	86.32	321.34
0.00	0.00	590.56	2 868.83
0.00	0.00	3.00	11.50
39.80	20.11	0.00	0.00
0.00	0.00	246.75	579.86
<b>S<sub>9</sub> = 494.56</b>	<b>M<sub>G</sub> = 2 575.48</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 154.01</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5 304.99</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.790  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.400  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 29.44$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.09$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1124.57$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 4.55$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.247$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.2^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

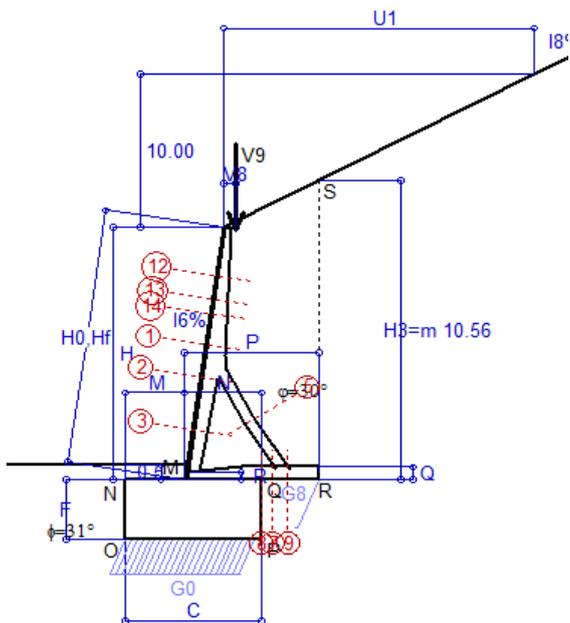
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	91.9	47.7	64.2	121.1	69.3	62.3	16.46	4.84	85	2.88	38	<b>0.000</b>
2	51.1	418.4	-98.6	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	3	2.97	38	<b>0.000</b>
3	-71.2	467.5	5.9	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-3	7.64	38	<b>0.000</b>
5	-4.9	-404.3	11.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	187	0.00	38	<b>0.085</b>
7	117.0	211.1	-27.5	125.0	45.0	39.8	21.14	7.60	100	6.12	40	<b>0.000</b>
8	138.6	211.1	12.2	125.0	45.0	39.8	16.59	7.60	160	8.02	40	<b>0.191</b>
9	161.9	0.0	168.0	125.0	45.0	39.8	21.14	3.08	206	8.63	40	<b>0.266</b>
12	3.6	14.3	9.0	119.1	44.1	37.2	5.09	4.84	12	0.48	38	<b>0.000</b>
13	18.1	23.4	22.5	122.8	52.8	46.3	8.23	4.84	42	1.28	38	<b>0.000</b>
14	34.8	30.4	34.1	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	58	1.81	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 2.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 2.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- \*non sommati*
- Totali**

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
454.76	2 555.37	227.38	1 523.45
0.00	0.00	86.32	321.34
0.00	0.00	590.56	2 868.83
0.00	0.00	3.00	11.50
39.80	20.11	0.00	0.00
0.00	0.00	246.75	579.86
<b>S<sub>9</sub> = 494.56</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2 575.48</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 154.01</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5 304.99</b>

- GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.790
- GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.400
- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 29.44$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.09$  m
- Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1124.57$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 4.55$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.247$  MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.2^\circ$

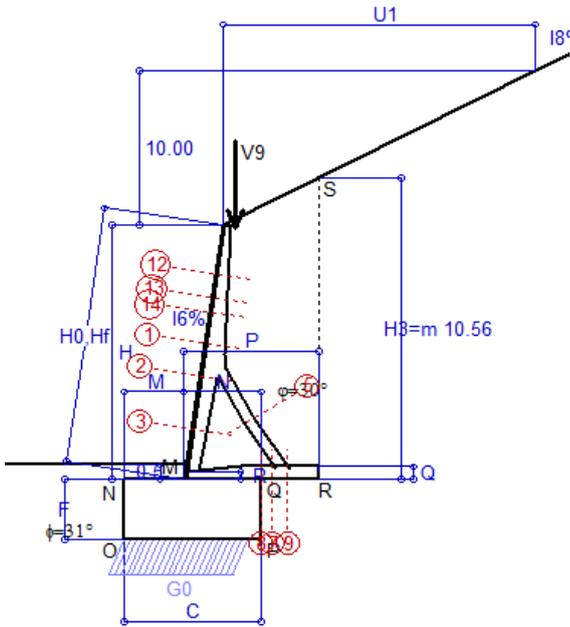
## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	91.9	47.7	64.2	121.1	69.3	62.3	16.46	4.84	85	2.88	38	<b>0.000</b>
2	51.1	418.4	-98.6	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	3	2.97	38	<b>0.000</b>
3	-71.2	467.5	5.9	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-3	7.64	38	<b>0.000</b>
5	-4.9	-404.3	11.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	187	0.00	38	<b>0.085</b>
7	117.0	211.1	-27.5	125.0	45.0	39.8	21.14	7.60	100	6.12	40	<b>0.000</b>
8	138.6	211.1	12.2	125.0	45.0	39.8	16.59	7.60	160	8.02	40	<b>0.191</b>
9	161.9	0.0	168.0	125.0	45.0	39.8	21.14	3.08	206	8.63	40	<b>0.266</b>
12	3.6	14.3	9.0	119.1	44.1	37.2	5.09	4.84	12	0.48	38	<b>0.000</b>
13	18.1	23.4	22.5	122.8	52.8	46.3	8.23	4.84	42	1.28	38	<b>0.000</b>
14	34.8	30.4	34.1	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	58	1.81	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

- H<sub>m</sub> = 8.90 m
- C = 4.70 m
- F = 2.10 m
- M = 2.05 m
- N = 2.65 m
- P = 4.65 m
- Q = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 20.0 m
- R = 0.25 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- V<sub>9</sub> = 0.00 m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u90TM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- a<sub>g</sub>/g = 0.061
- H<sub>0</sub> = 9.00 m
- H = 8.90 m
- S<sub>0</sub> = 0.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 30°
- R<sub>0</sub> = 0.600
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = 0.38
- U<sub>g</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>g</sub> = 3.75 kN/cad
- l<sub>g</sub> = 50.0%
- l<sub>g</sub> = 50.0%
- l<sub>g</sub> = 15.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 10.56 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 28.80°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>1</sub> = 0.636
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>3</sub> = 0.607
- (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°) K<sub>p</sub> = 3.07

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	527.8	2 966.1	290.2	1 944.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.4	9.9	85.1	316.9
Peso terra e sovraccarico x 1	16.4	113.4	582.4	2 829.1
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1	0.0	0.0	3.0	11.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	51.4	25.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	6.8	7.2	243.3	571.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-93.0*	-80.6*	0.0*	0.0*
	S <sub>9</sub> =	M <sub>9</sub> =	P <sub>9</sub> =	M <sub>8</sub> =
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>604.8</b>	<b>3 122.2</b>	<b>1 204.0</b>	<b>5 673.5</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G<sub>8</sub>=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 0.0 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G<sub>0</sub> = 1204.0 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ<sub>f</sub> = 0.275 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 23.0°
- Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (1204 \* 0.6 + 93) / 1.0 = 815.4 > Ed = 604.8
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G<sub>6</sub> = 511 kN
- Lato monte (punto Q) G<sub>7</sub> = 449 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.06

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	109.2	126.0	51.9	59.5	69.3	62.3	121.1	20.8	73°, 1.0	6.02	16.46	4.84	5.03	397.5	115.9	
2	59.3	74.3	486.6	-122.7	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.47	8.23	8.64	10.77	269.1	-200.5	
3	-83.2	-83.2	542.9	8.1	47.9	42.8	22.5	22.5	-	17.69	5.09	8.64	4.59	-264.2	100.3	
5	-6.7	-6.7	-476.0	11.6	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.71	10.30	12.25	6.97	-57.8	68.4	
7	153.5	151.2	248.5	-47.7	45.0	39.8	125.0	125.0	-	7.59	21.14	7.60	13.64	351.0	-256.8	
8	165.2	165.2	248.5	0.0	45.0	39.8	125.0	125.0	-	6.84	16.59	7.60	6.66	289.0	239.4	
9	184.3	184.3	0.0	204.7	45.0	39.8	125.0	125.0	90°, 1.9	6.73	21.14	3.08	8.73	307.6	232.4	
12	4.8	6.4	15.0	10.2	44.1	37.2	119.1	15.5	73°, 1.0	2.96	5.09	4.84	4.02	76.1	60.5	
13	22.2	26.8	24.9	22.8	52.8	46.3	122.8	17.3	73°, 1.0	3.80	8.23	4.84	4.02	149.2	71.5	
14	41.9	49.4	32.7	33.1	58.3	51.2	124.0	18.4	73°, 1.0	4.45	10.78	4.84	4.02	214.7	76.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

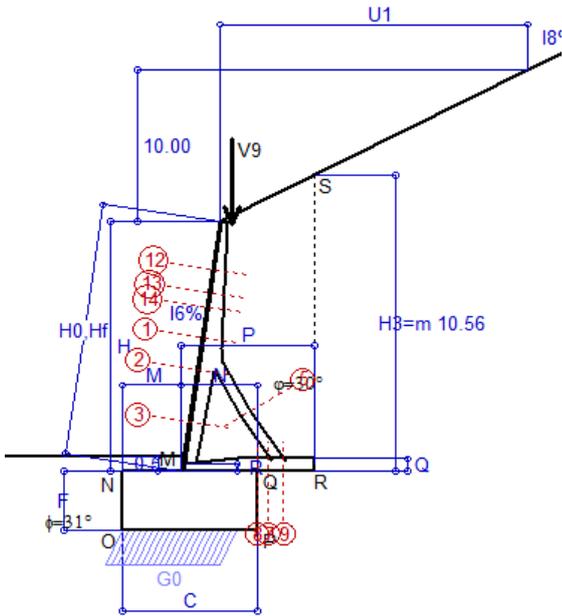
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dai km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

### Condizione di carico "Esercizio"



#### Dati

$H_m = 8.90$  m  
 $C = 4.70$  m  
 $F = 2.10$  m  
 $M = 2.05$  m  
 $N = 2.65$  m  
 $P = 4.65$  m  
 $Q = 0.45$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.25$  m

#### Acceleraz. orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u90TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 9.00$  m  
 $H = 8.90$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_9 = 0.00$  kN/cad  
 $V_9 = 3.75$  kN/cad  
 $l_9 = 50.0\%$   
 $l_8 = 50.0\%$   
 $l_6 = 15.0\%$

#### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 10.56$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 29.56^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.670$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.05$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	586.4	3 295.2	332.6	2 228.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.6	14.8	84.5	314.7
Peso terra e sovraccarico x 1	24.6	170.3	578.3	2 809.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	11.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	60.2	29.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	10.3	10.8	241.6	567.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-92.2*	-79.9*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 685.0</b>	<b>M<sub>9</sub> = 3 521.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 240.0</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5 931.7</b>

Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1240.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.02$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.309$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 25.6^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (5931.7 + 79.9) / 1.0 = 6011.6 > E_d = 3521$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (3317.1) / 1.0 = 3317.1 > E_d = 2189.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 573$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 425$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.13$   
 $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	122.4	141.1	55.1	66.3	69.3	62.3	121.1	20.8	73°, 1.0	6.04	16.46	4.84	5.03	398.1	113.5	
2	66.5	83.1	537.4	-136.1	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.67	8.23	8.64	10.77	277.8	-198.5	
3	-91.8	-91.8	598.9	9.5	47.9	42.8	22.5	22.5	-	19.14	5.09	8.64	4.59	-274.1	104.2	
5	-6.7	-6.7	-529.3	11.6	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.28	10.30	12.25	6.97	-51.4	68.4	
7	141.3	143.7	276.3	-92.1	45.0	39.8	125.0	125.0	-	7.70	21.14	7.60	13.64	355.8	-260.5	
8	128.9	128.9	276.3	0.0	45.0	39.8	125.0	125.0	-	6.96	16.59	7.60	6.66	294.0	243.1	
9	183.8	183.8	0.0	203.7	45.0	39.8	125.0	125.0	90°, 1.9	6.73	21.14	3.08	8.73	307.6	232.4	
12	5.7	7.5	15.5	11.4	44.1	37.2	119.1	15.5	73°, 1.0	2.96	5.09	4.84	4.02	76.2	59.9	
13	25.2	30.3	26.1	25.5	52.8	46.3	122.8	17.3	73°, 1.0	3.81	8.23	4.84	4.02	149.3	70.4	
14	47.3	55.6	34.5	37.0	58.3	51.2	124.0	18.4	73°, 1.0	4.46	10.78	4.84	4.02	215.0	75.1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u90TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

	Natura di terreno di fondazione	Unità LSA (limo sabbioso argilloso)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

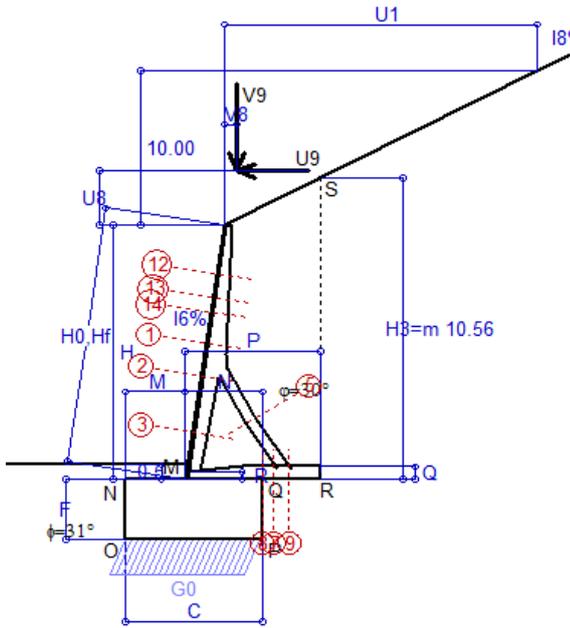
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	2.10	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>1493.9</b>	<b>1204.0</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	23.19°	23.03°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	640.0	511.8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.70	4.37
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.35	2.19
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.60	2.60
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>362.77</b>	<b>364.60</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.33	0.33
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>153.52</b>	<b>155.76</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.29	0.30
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>236.75</b>	<b>224.43</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.22	0.22
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.753	0.745
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>2528.1</b>	<b>2713.4</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1493.9	1204.0
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 2.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 50.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$i_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.537$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 10.56$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 26.57^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	591.2	3 322.0	295.6	1 980.5
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	112.2	417.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	767.7	3 729.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	89.7	4.5	17.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	51.7	26.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	320.8	753.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 649.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 3 437.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 500.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 6 898.8</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1500.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.61$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.325$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 23.4^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1500.8 * 0.6) / 1.1 = 818.6$	$> Ed = 649.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (6898.8) / 1.15 = 5998.9$	$> Ed = 3437.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (3725.9) / 1.15 = 3239.9$	$> Ed = 2155.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 588$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 593$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	170.4	<b>190.5</b>	64.0	<b>65.0</b>	69.3	62.3	121.1	20.8	73°, 1.0	6.08	16.46	4.84	5.03	<b>399.8</b>	<b>113.5</b>
2	110.9	<b>129.0</b>	569.8	<b>-138.2</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.79	8.23	8.64	10.77	<b>283.3</b>	<b>-198.4</b>
3	-70.8	<b>-70.8</b>	635.4	<b>7.8</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	20.08	5.09	8.64	4.59	<b>-280.2</b>	<b>106.8</b>
5	-8.7	<b>-8.7</b>	-563.7	<b>15.1</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.01	10.30	12.25	6.97	<b>-47.3</b>	<b>68.4</b>
7	209.4	<b>202.9</b>	294.3	<b>-20.8</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	7.78	21.14	7.60	13.64	<b>358.8</b>	<b>-262.8</b>
8	246.1	<b>246.1</b>	294.3	<b>30.8</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	-	7.04	16.59	7.60	6.66	<b>297.1</b>	<b>245.5</b>
9	238.2	<b>238.2</b>	0.0	<b>265.1</b>	45.0	39.8	125.0	125.0	90°, 2.4	6.73	21.14	3.08	8.73	<b>307.6</b>	<b>293.6</b>
12	35.3	<b>38.0</b>	20.6	<b>10.7</b>	44.1	37.2	119.1	15.5	73°, 1.0	2.98	5.09	4.84	4.02	<b>76.7</b>	<b>59.9</b>
13	61.3	<b>67.6</b>	32.4	<b>24.7</b>	52.8	46.3	122.8	17.3	73°, 1.0	3.84	8.23	4.84	4.02	<b>150.1</b>	<b>70.4</b>
14	87.4	<b>97.0</b>	41.5	<b>35.9</b>	58.3	51.2	124.0	18.4	73°, 1.0	4.49	10.78	4.84	4.02	<b>216.0</b>	<b>75.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

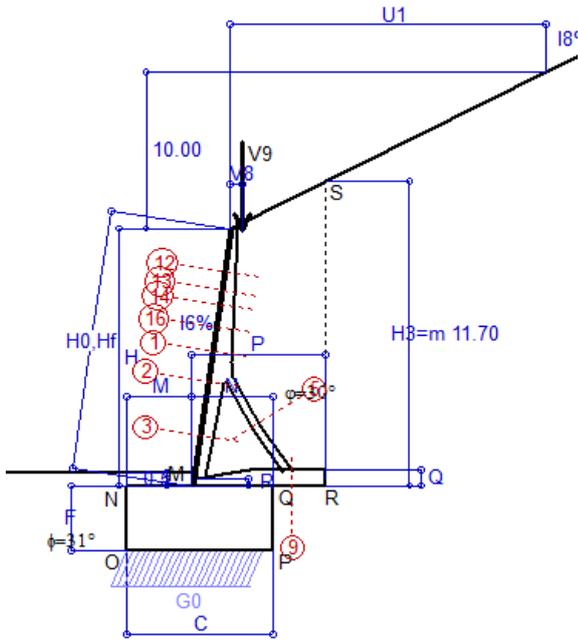
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

H <sub>m</sub> = 9.89 m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	H <sub>0</sub> = 10.00 m
C = 5.55 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 9.89 m
F = 2.50 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 0.0 kN/m <sup>2</sup>
M = 2.45 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 30.00°
N = 3.10 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 17.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 5.10 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.60 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.600
U <sub>v</sub> = 0.00 m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	U <sub>g</sub> = 0.00 kN/cad
V <sub>8</sub> = 0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	V <sub>g</sub> = 3.75 kN/cad
U <sub>1</sub> = 20.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	I <sub>g</sub> = 50.0%
R = 0.25 m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	I <sub>8</sub> = 50.0%
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	I <sub>6</sub> = 15.0%

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	K <sub>1</sub> = 0.537
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	H <sub>3</sub> = 11.70 m
	O <sub>3</sub> = 26.57°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K <sub>3</sub> = 0.524

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	725.8	4 645.0	362.9	2 740.1
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	145.6	630.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	925.8	5 126.2
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1.5	0.0	0.0	4.5	19.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	94.0	56.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	450.9	1 251.4
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 819.8</b>	<b>M<sub>g</sub> = 4 701.1</b>	<b>P<sub>g</sub> = 1 889.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 9 767.4</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G <sub>8</sub> = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q <sub>8</sub> = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G <sub>0</sub> = 1889.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C <sub>8</sub> = 5.36 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			σ <sub>t</sub> = <b>0.352 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			β = <b>23.5°</b>
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		Rd = (1889.8 * 0.6) / 1.1 = 1030.8	> Ed = 819.8
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = (9767.4) / 1.15 = 8493.4	> Ed = 4701.1
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = (4990.8) / 1.15 = 4339.8	> Ed = 2830.4
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G <sub>6</sub> = 742 kN		Lato monte (punto Q) G <sub>7</sub> = 697 kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

K<sub>0</sub> = 0.407

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe α°, ctg(θ)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	180.8	<b>192.7</b>	78.5	<b>84.8</b>	75.3	68.3	121.4	24.8	73°, 1.0	7.05	20.36	4.84	5.03	<b>542.1</b>	<b>121.7</b>
2	115.9	<b>138.8</b>	667.2	<b>-167.5</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	7.74	10.18	9.36	10.26	<b>390.1</b>	<b>-206.3</b>
3	-111.4	<b>-111.4</b>	743.2	<b>9.5</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	19.68	5.09	9.36	4.63	<b>-339.2</b>	<b>134.1</b>
5	-11.2	<b>-11.2</b>	-655.7	<b>18.3</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	4.52	15.27	15.27	7.95	<b>-65.4</b>	<b>78.3</b>
9	335.0	<b>335.0</b>	0.0	<b>296.3</b>	60.0	54.9	125.0	125.0	90°, 2.5	7.48	20.36	3.08	6.54	<b>415.0</b>	<b>316.4</b>
12	3.9	<b>5.5</b>	19.2	<b>10.7</b>	43.8	37.0	119.5	16.3	73°, 1.0	2.97	5.09	4.84	4.02	<b>76.1</b>	<b>59.6</b>
13	18.4	<b>22.7</b>	29.0	<b>22.0</b>	51.2	44.7	123.0	18.3	73°, 1.0	3.66	7.63	4.84	4.02	<b>134.9</b>	<b>68.8</b>
14	38.5	<b>45.8</b>	38.2	<b>33.3</b>	56.9	49.8	124.0	19.8	73°, 1.0	4.32	10.18	4.84	4.02	<b>198.9</b>	<b>73.9</b>
16	91.7	<b>106.5</b>	56.1	<b>55.9</b>	66.0	58.8	124.0	22.3	-	5.62	15.27	4.84	4.02	<b>349.9</b>	<b>91.7</b>

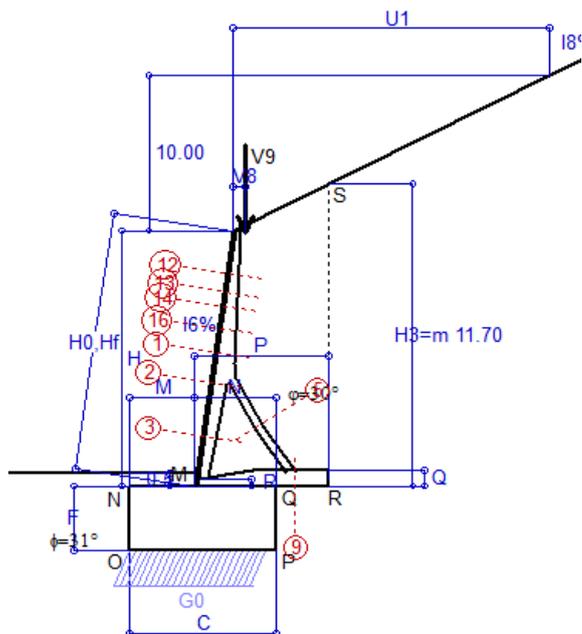
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 9.89$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.89$ m
$F = 2.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 2.45$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.00$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.00$ %

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
 \*non sommati

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
558.34	3 573.08	279.17	2 107.75
0.00	0.00	112.02	484.67
0.00	0.00	712.17	3 943.20
0.00	0.00	3.00	13.15
72.31	43.15	0.00	0.00
0.00	0.00	346.88	962.58
<b>S<sub>9</sub> = 630.65</b>	<b>M<sub>9</sub> = 3 616.22</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 453.23</b>	<b>M<sub>8</sub> = 7 511.34</b>

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	1.763
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	1.383
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	0.00 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0.00 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	1453.23 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$ 5.36 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t = 0.271$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta = 23.5^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

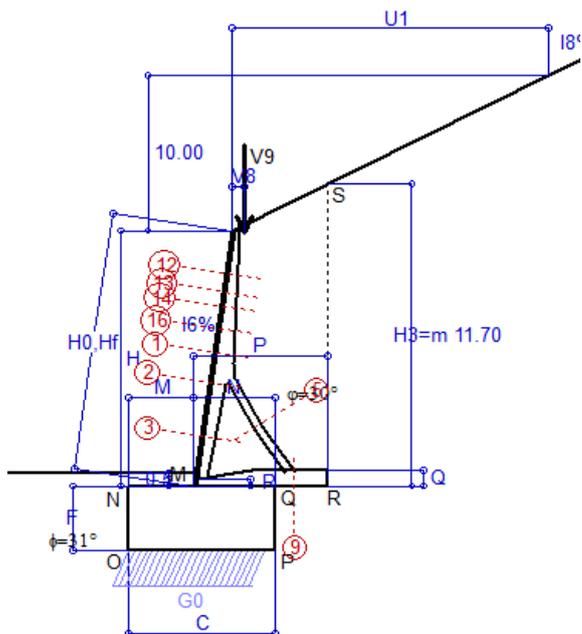
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	140.5	59.8	84.8	121.4	75.3	68.3	20.36	4.84	97	3.45	38	<b>0.044</b>
2	92.5	521.3	-123.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	11	3.82	38	<b>0.000</b>
3	-85.1	583.0	7.3	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-4	7.29	38	<b>0.000</b>
5	-7.2	-504.8	13.7	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	187	0.00	38	<b>0.078</b>
9	258.6	0.0	228.6	125.0	60.0	54.9	20.36	3.08	246	8.42	40	<b>0.295</b>
12	3.4	14.2	8.7	119.5	43.8	37.0	5.09	4.84	11	0.45	38	<b>0.000</b>
13	14.6	21.7	19.7	123.0	51.2	44.7	7.63	4.84	37	1.14	38	<b>0.000</b>
14	30.2	28.8	31.0	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	54	1.68	38	<b>0.000</b>
16	71.5	42.6	54.3	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	75	2.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 9.89$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.89$ m
$F = 2.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 2.45$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.00$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.00$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	558.34	279.17	2 107.75
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	112.02	484.67
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	712.17	3 943.20
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	3.00	13.15
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	72.31	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	346.88	962.58
<b>Totale</b>	<b>S<sub>9</sub> = 630.65</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 453.23</b>	<b>M<sub>8</sub> = 7 511.34</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.763  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.383  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.00$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1453.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 5.36$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.271$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.5^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

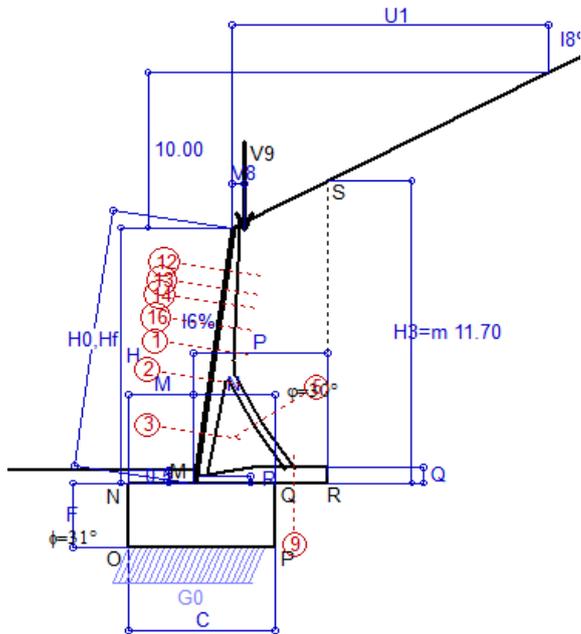
$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	140.5	59.8	84.8	121.4	75.3	68.3	20.36	4.84	97	3.45	38	<b>0.044</b>
2	92.5	521.3	-123.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	11	3.82	38	<b>0.000</b>
3	-85.1	583.0	7.3	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-4	7.29	38	<b>0.000</b>
5	-7.2	-504.8	13.7	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	187	0.00	38	<b>0.078</b>
9	258.6	0.0	228.6	125.0	60.0	54.9	20.36	3.08	246	8.42	40	<b>0.295</b>
12	3.4	14.2	8.7	119.5	43.8	37.0	5.09	4.84	11	0.45	38	<b>0.000</b>
13	14.6	21.7	19.7	123.0	51.2	44.7	7.63	4.84	37	1.14	38	<b>0.000</b>
14	30.2	28.8	31.0	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	54	1.68	38	<b>0.000</b>
16	71.5	42.6	54.3	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	75	2.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 9.89$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.89$ m
$F = 2.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 2.45$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.00$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.00$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
558.34	3 573.08	279.17	2 107.75
0.00	0.00	112.02	484.67
0.00	0.00	712.17	3 943.20
0.00	0.00	3.00	13.15
72.31	43.15	0.00	0.00
0.00	0.00	346.88	962.58
<b>S<sub>9</sub> = 630.65</b>	<b>M<sub>9</sub> = 3 616.22</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 453.23</b>	<b>M<sub>8</sub> = 7 511.34</b>

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.763  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.383  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.00$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1453.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 5.36$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.271$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.5^\circ$

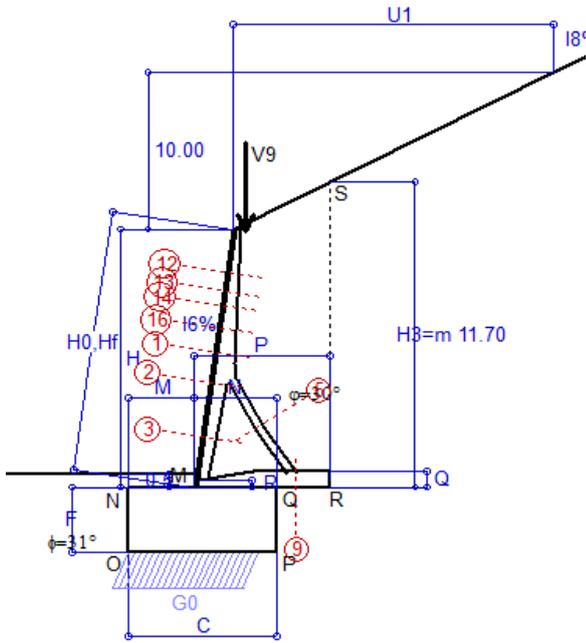
## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	140.5	59.8	84.8	121.4	75.3	68.3	20.36	4.84	97	3.45	38	<b>0.044</b>
2	92.5	521.3	-123.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	11	3.82	38	<b>0.000</b>
3	-85.1	583.0	7.3	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-4	7.29	38	<b>0.000</b>
5	-7.2	-504.8	13.7	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	187	0.00	38	<b>0.078</b>
9	258.6	0.0	228.6	125.0	60.0	54.9	20.36	3.08	246	8.42	40	<b>0.295</b>
12	3.4	14.2	8.7	119.5	43.8	37.0	5.09	4.84	11	0.45	38	<b>0.000</b>
13	14.6	21.7	19.7	123.0	51.2	44.7	7.63	4.84	37	1.14	38	<b>0.000</b>
14	30.2	28.8	31.0	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	54	1.68	38	<b>0.000</b>
16	71.5	42.6	54.3	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	75	2.51	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Condizione di carico "Esercizio"

Dati

- H<sub>m</sub> = 9.89 m
- C = 5.55 m
- F = 2.50 m
- M = 2.45 m
- N = 3.10 m
- P = 5.10 m
- Q = 0.60 m
- U<sub>v</sub> = 0.00 m
- V<sub>8</sub> = 0.45 m
- U<sub>1</sub> = 20.0 m
- R = 0.25 m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u100TM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

a<sub>g</sub>/g = 0.061

- H<sub>0</sub> = 10.00 m
- H = 9.89 m
- S<sub>0</sub> = 0.0 kN/m<sup>2</sup>
- φ = 30°
- R<sub>0</sub> = 0.600
- a<sub>max</sub>/g = 0.073
- β<sub>m</sub> = 0.38
- U<sub>g</sub> = 0.00 kN/cad
- V<sub>g</sub> = 3.75 kN/cad
- I<sub>g</sub> = 50.0%
- I<sub>8</sub> = 50.0%
- I<sub>6</sub> = 15.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 11.70 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O<sub>3</sub> = 28.80°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.607
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K<sub>p</sub> = 3.07
- (Dati: φ = 31.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	648.1	4 147.3	356.3	2 689.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.1	14.4	110.5	478.0
Peso terra e sovraccarico x 1	19.7	155.6	702.3	3 888.6
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1	0.0	0.0	3.0	13.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	92.8	55.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	9.6	12.0	342.1	949.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-123.8*	-123.8*	0.0*	0.0*
	S <sub>g</sub> =	M <sub>g</sub> =	P <sub>g</sub> =	M <sub>g</sub> =
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>773.3</b>	<b>4 384.9</b>	<b>1 514.1</b>	<b>8 018.7</b>

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°  
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028  
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G<sub>8</sub>=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 0.0 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G<sub>0</sub> = 1514.1 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.305 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = 23.2°
- Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo R<sub>d</sub> = (1514.1 \* 0.6 + 123.8) / 1.0 = 1032.3 > E<sub>d</sub> = 773.3
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G<sub>6</sub> = 669 kN Lato monte (punto Q) G<sub>7</sub> = 503 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) K<sub>0</sub> = 0.475

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	166.6	177.8	65.4	77.2	75.3	68.3	121.4	24.8	73°, 1.0	7.00	20.36	4.84	5.03	539.2	124.7
2	107.5	128.2	606.3	-151.4	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	7.50	10.18	9.36	10.26	377.5	-208.7
3	-98.9	-98.9	677.1	10.1	51.3	46.2	27.0	27.0	-	18.25	5.09	9.36	4.63	-327.0	128.9
5	-8.6	-8.6	-594.2	14.1	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	4.87	15.27	15.27	7.95	-72.7	78.3
9	259.0	259.0	0.0	228.0	60.0	54.9	125.0	125.0	-	7.48	20.36	3.08	6.54	415.0	257.0
12	4.6	6.1	14.9	9.9	43.8	37.0	119.5	16.3	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.7	60.2
13	18.1	22.0	23.1	20.3	51.2	44.7	123.0	18.3	73°, 1.0	3.63	7.63	4.84	4.02	134.2	69.8
14	36.6	43.3	31.0	30.5	56.9	49.8	124.0	19.8	73°, 1.0	4.28	10.18	4.84	4.02	197.8	75.4
16	85.4	98.9	46.2	50.9	66.0	58.8	124.0	22.3	-	5.58	15.27	4.84	4.02	348.1	91.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

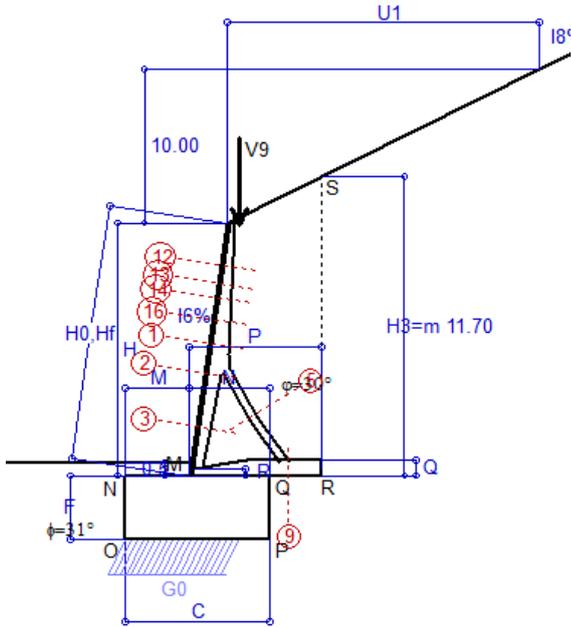
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 9.89$  m  
 $C = 5.55$  m  
 $F = 2.50$  m  
 $M = 2.45$  m  
 $N = 3.10$  m  
 $P = 5.10$  m  
 $Q = 0.60$  m  
 $U_y = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.25$  m

### Acceleraz orizz. al suolo

**Prefabbricato tipo u100TM**  
 Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 10.00$  m  
 $H = 9.89$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $I_g = 50.0\%$   
 $I_b = 50.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 11.70$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 29.56^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_1 = 0.712$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_3 = 0.670$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	720.0	4 607.6	408.4	3 083.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	4.7	21.6	109.7	474.6
Peso terra e sovraccarico x 1	29.6	233.7	697.4	3 861.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	13.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	108.3	64.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	14.4	18.0	339.7	942.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-122.8*	-122.8*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 877.0</b>	<b>M<sub>9</sub> = 4 945.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 558.1</b>	<b>M<sub>8</sub> = 8 374.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1558.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.56$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.342$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 25.8^\circ$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo       $R_d = (8374.8 + 122.8) / 1.0 = 8497.6 > E_d = 4945.9$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo       $R_d = (4447.1) / 1.0 = 4447.1 > E_d = 2977.2$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 744$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 474$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm  $0.01$   
 $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	186.4	<b>198.4</b>	69.6	<b>86.0</b>	75.3	68.3	121.4	24.8	73°, 1.0	7.01	20.36	4.84	5.03	<b>540.2</b>	<b>121.8</b>	
2	120.1	<b>143.1</b>	669.6	<b>-167.8</b>	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	7.75	10.18	9.36	10.26	<b>390.6</b>	<b>-206.3</b>	
3	-109.2	<b>-109.2</b>	746.9	<b>11.8</b>	51.3	46.2	27.0	27.0	-	19.76	5.09	9.36	4.63	<b>-339.9</b>	<b>134.4</b>	
5	-8.6	<b>-8.6</b>	-660.6	<b>14.1</b>	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	4.50	15.27	15.27	7.95	<b>-64.8</b>	<b>78.3</b>	
9	258.3	<b>258.3</b>	0.0	<b>226.4</b>	60.0	54.9	125.0	125.0	-	7.48	20.36	3.08	6.54	<b>415.0</b>	<b>257.0</b>	
12	5.5	<b>7.2</b>	15.4	<b>11.1</b>	43.8	37.0	119.5	16.3	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	<b>75.8</b>	<b>59.7</b>	
13	20.7	<b>25.1</b>	24.2	<b>22.7</b>	51.2	44.7	123.0	18.3	73°, 1.0	3.64	7.63	4.84	4.02	<b>134.3</b>	<b>68.8</b>	
14	41.4	<b>48.9</b>	32.6	<b>34.1</b>	56.9	49.8	124.0	19.8	73°, 1.0	4.29	10.18	4.84	4.02	<b>198.1</b>	<b>74.0</b>	
16	95.8	<b>110.9</b>	49.0	<b>56.8</b>	66.0	58.8	124.0	22.3	-	5.59	15.27	4.84	4.02	<b>348.6</b>	<b>91.2</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

**Prefabbricato tipo u100TM**

**Condizione di carico "Esercizio"**

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)			
	φ	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	φ = rad    0.5411
	c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
	γ	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
	Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	ε = rad    0.0000

**Dati geometrici della fondazione:**

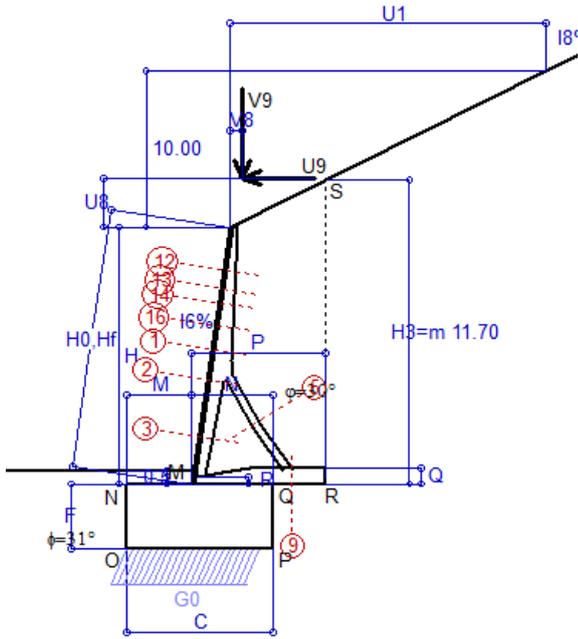
	E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
	F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	2.50	
	I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad    0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma	
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>					
	N	Componente verticale (G0)	kN/m	1889.8	1514.1
	β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	23.45°	23.22°
	H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	819.8	649.5
	B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	5.36	4.96
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>					
	Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
	E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.68	2.48
	D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	3.00	3.00
<b>Termini della formula di Brinch-Hansen</b>					
<b>Profondità</b> = [γ D N <sub>q</sub> ] s <sub>q</sub> d <sub>q</sub> i <sub>q</sub> b <sub>q</sub> g <sub>q</sub> z <sub>q</sub>			kN/m <sup>2</sup>	411.29	416.03
Coefficiente base	N <sub>q</sub> = tan <sup>2</sup> (45° + Φ / 2) e <sup>π tan Φ</sup>			20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>q</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>q</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>q</sub> = 1 + 2 tanΦ(1 - sinΦ) <sup>2</sup> x se[D<B;D/B;atn(D/B)]			1.16	1.17
Inclinazione letto di posa	b <sub>q</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>q</sub> #RIF!			0.32	0.33
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>q</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	0.984
<b>Coesione</b> = [c N <sub>c</sub> ] s <sub>c</sub> d <sub>c</sub> i <sub>c</sub> b <sub>c</sub> g <sub>c</sub> z <sub>c</sub>			kN/m <sup>2</sup>	150.35	153.69
Coefficiente base	N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) cot Φ			32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>c</sub> = g <sub>q</sub> - (1 - g <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>c</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>c</sub> = d <sub>q</sub> - (1 - d <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.17	1.18
Inclinazione letto di posa	b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan Φ)			0.29	0.29
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>c</sub> = 1 - 0.34 K <sub>h</sub>			-	0.991
<b>Superficie</b> = [½ γ B N <sub>γ</sub> ] s <sub>γ</sub> i <sub>γ</sub> b <sub>γ</sub> g <sub>γ</sub> z <sub>γ</sub>			kN/m <sup>2</sup>	259.74	246.65
Coefficiente base	N <sub>γ</sub> = 2 (N <sub>q</sub> + 1) tan Φ			25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	g <sub>γ</sub> = (1 - tan ε) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Lunghezza del muro	s <sub>γ</sub> = 1 (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	d <sub>γ</sub> = 1.00			1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	b <sub>γ</sub> = (1 - α tan Φ) <sup>2</sup>			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i <sub>γ</sub> #RIF!			0.21	0.22
Paolucci e Pecker 1997	z <sub>γ</sub> = (1 - K <sub>h</sub> / tanΦ) <sup>0.35</sup>			-	0.984
<b>Verifica della capacità portante</b>					
	q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.821	0.816
	γ <sub>R</sub>	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
	C <sub>p</sub>	Capacità portante, tenuto conto di γ <sub>R</sub>	kN	3145.7	3376.7
	G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1889.8	1514.1
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>					

## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 9.89$ m	<b>Prefabbricato tipo u100TM</b>	$H_0 = 10.00$ m
$C = 5.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.89$ m
$F = 2.50$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.45$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 3.10$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_v = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 11.70$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 26.57^\circ$
	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	725.8	4 645.0	362.9	2 740.1
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	145.6	630.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	925.8	5 126.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	99.3	4.5	19.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	94.0	56.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	450.9	1 251.4
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 826.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 4 800.4</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 889.8</b>	<b>M<sub>8</sub> = 9 767.4</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1889.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 5.26$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.360$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 23.6^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (1889.8 * 0.6) / 1.1 = 1030.8$	$> E_d = 826.7$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (9767.4) / 1.15 = 8493.4$	$> E_d = 4800.4$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (4990.8) / 1.15 = 4339.8$	$> E_d = 2912.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 768$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 670$ kN	

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	238.3	251.0	79.7	84.4	75.3	68.3	121.4	24.8	73°, 1.0	7.06	20.36	4.84	5.03	542.4	121.7
2	168.8	193.3	701.1	-169.0	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	7.87	10.18	9.36	10.26	397.1	-206.3
3	-86.4	-86.4	782.1	9.6	51.3	46.2	27.0	27.0	-	20.52	5.09	9.36	4.63	-346.0	137.2
5	-11.2	-11.2	-694.0	18.3	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	4.31	15.27	15.27	7.95	-60.8	78.3
9	334.6	334.6	0.0	295.9	60.0	54.9	125.0	125.0	90°, 2.5	7.48	20.36	3.08	6.54	415.0	316.4
12	34.9	37.5	20.5	10.4	43.8	37.0	119.5	16.3	73°, 1.0	2.97	5.09	4.84	4.02	76.3	59.6
13	55.6	61.1	30.3	21.8	51.2	44.7	123.0	18.3	73°, 1.0	3.67	7.63	4.84	4.02	135.1	68.8
14	80.5	89.1	39.5	33.0	56.9	49.8	124.0	19.8	73°, 1.0	4.32	10.18	4.84	4.02	199.1	73.9
16	141.3	157.7	57.4	55.5	66.0	58.8	124.0	22.3	-	5.63	15.27	4.84	4.02	350.1	91.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

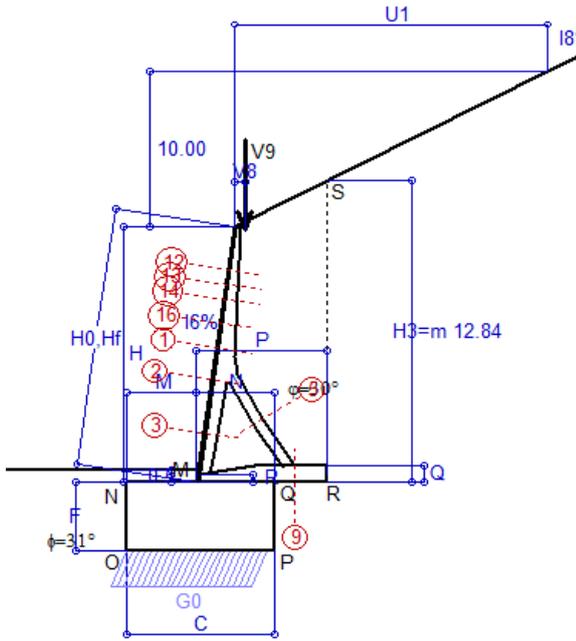
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

## Condizione di carico "Esercizio"



### Dati

H <sub>m</sub> = 10.88 m	<b>Prefabbricato tipo u110TM</b>	H <sub>0</sub> = 11.00 m
C = 6.25 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 10.88 m
F = 2.95 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 0.0 kN/m <sup>2</sup>
M = 2.90 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 30.00°
N = 3.35 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 17.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 5.55 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.70 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.600
U <sub>v</sub> = 0.00 m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	U <sub>g</sub> = 0.00 kN/cad
V <sub>8</sub> = 0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	V <sub>g</sub> = 3.75 kN/cad
U <sub>1</sub> = 20.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	I <sub>g</sub> = 50.0%
R = 0.30 m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	I <sub>8</sub> = 50.0%
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	I <sub>6</sub> = 15.0%

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	K <sub>1</sub> = 0.537
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H <sub>3</sub> = 12.84 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	O <sub>3</sub> = 26.57°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K <sub>3</sub> = 0.524

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	874.3	6 321.0	437.2	3 694.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	180.2	900.0
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	1 100.6	6 891.4
Forze concentrate (U <sub>9</sub> +V <sub>9</sub> ) x 1.5	0.0	0.0	4.5	22.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	140.3	99.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	599.2	1 872.6
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>1 014.7</b>	<b>6 420.9</b>	<b>2 321.6</b>	<b>13 380.3</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G<sub>8</sub>=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G <sub>8</sub> = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q <sub>8</sub> = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G <sub>0</sub> = 2321.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C <sub>8</sub> = 6.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			σ <sub>t</sub> = <b>0.387 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			β = <b>23.6°</b>
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		Rd = (2321.6 * 0.6) / 1.1 = 1266.3	> Ed = 1014.7
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = (13380.3) / 1.15 = 11635.1	> Ed = 6420.9
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = (6512.8) / 1.15 = 5663.3	> Ed = 3741.8
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G <sub>6</sub> = 895 kN		Lato monte (punto Q) G <sub>7</sub> = 827 kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) K<sub>0</sub> = 0.407

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe α°, ctgθ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	238.6	<b>267.9</b>	90.5	<b>100.9</b>	80.3	73.2	124.0	24.6	-	7.81	23.94	5.53	5.03	<b>681.2</b>	<b>128.7</b>
2	162.0	<b>191.2</b>	816.4	<b>-199.3</b>	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	8.77	12.57	10.87	11.70	<b>503.9</b>	<b>-248.4</b>
3	-131.5	<b>-131.5</b>	908.0	<b>11.5</b>	55.6	50.4	27.0	27.0	-	23.51	6.28	10.87	4.61	<b>-430.1</b>	<b>157.3</b>
5	-14.2	<b>-14.2</b>	-803.6	<b>20.7</b>	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	4.07	17.06	17.06	7.98	<b>-88.1</b>	<b>106.0</b>
9	452.2	<b>452.2</b>	0.0	<b>346.7</b>	70.0	64.6	125.0	125.0	90°, 2.1	8.66	23.34	3.08	8.08	<b>560.6</b>	<b>386.0</b>
12	6.6	<b>8.8</b>	21.6	<b>13.3</b>	45.9	39.1	121.3	16.4	73°, 1.0	3.17	5.69	5.53	4.02	<b>89.5</b>	<b>62.2</b>
13	20.8	<b>25.5</b>	30.3	<b>23.6</b>	52.3	45.8	124.0	17.9	73°, 1.0	3.82	8.23	5.53	4.02	<b>148.6</b>	<b>69.9</b>
14	45.9	<b>54.4</b>	41.1	<b>36.9</b>	58.8	51.7	124.0	19.5	73°, 1.0	4.62	11.37	5.53	4.02	<b>229.9</b>	<b>75.9</b>
16	117.1	<b>135.5</b>	63.0	<b>64.9</b>	69.5	62.3	124.0	22.0	73°, 1.0	6.19	17.66	5.53	5.03	<b>427.3</b>	<b>113.1</b>

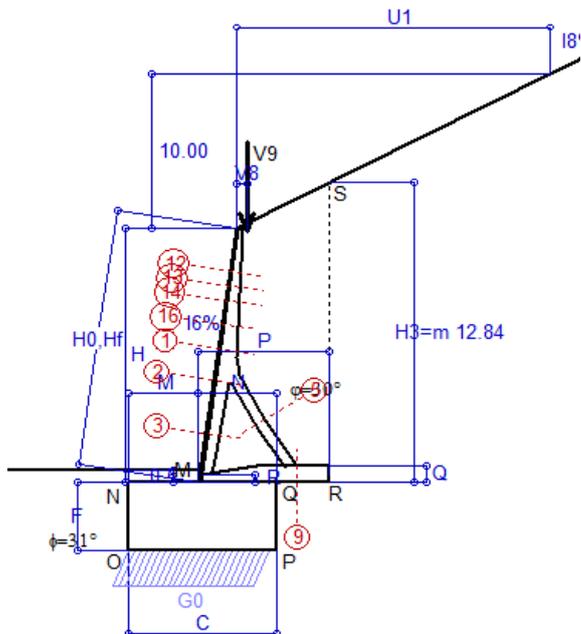
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 10.88$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 6.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.88$ m
$F = 2.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 2.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.70$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.00$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.00$ %

#### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

#### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	672.55	336.27	2 841.51
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	138.58	692.32
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	846.61	5 301.05
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.00	3.00	14.95
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	107.96	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	460.94	1 440.43
<b>Totali</b>	<b>S<sub>9</sub> = 780.51</b>	<b>M<sub>9</sub> = 4 939.16</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 785.40</b>
			<b>M<sub>8</sub> = 10 290.26</b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.740  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.372  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.00$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1785.40$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 5.99$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.298$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.6^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

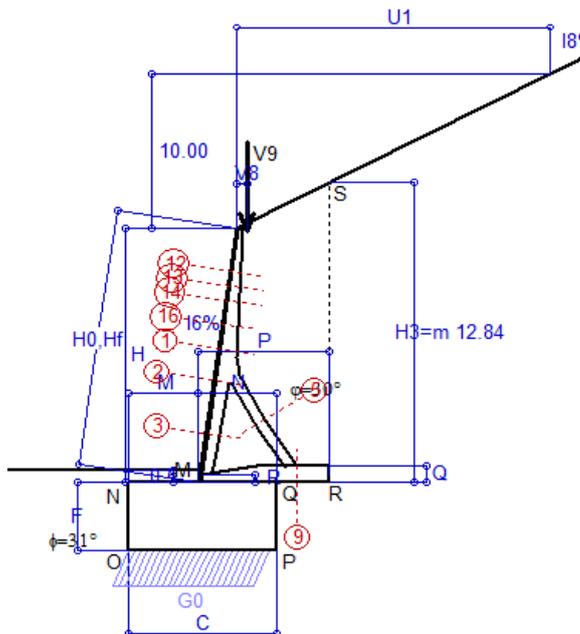
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	185.3	69.0	102.1	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	102	3.77	38	<b>0.055</b>
2	129.5	637.7	-149.9	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	16	4.74	38	<b>0.000</b>
3	-100.1	712.1	8.9	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-6	7.63	38	<b>0.000</b>
5	-9.1	-618.6	16.1	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	198	0.00	40	<b>0.090</b>
9	349.3	0.0	267.6	125.0	70.0	64.6	23.34	3.08	246	8.30	42	<b>0.298</b>
12	5.5	16.0	11.2	121.3	45.9	39.1	5.69	5.53	18	0.63	38	<b>0.000</b>
13	16.5	22.7	21.2	124.0	52.3	45.8	8.23	5.53	38	1.18	38	<b>0.000</b>
14	36.0	31.1	34.8	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	56	1.79	38	<b>0.000</b>
16	91.2	47.9	63.8	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	79	2.74	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 10.88$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u110TM</b>	$H_0 = 11.00$ m
$C = 6.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.88$ m
$F = 2.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 2.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.70$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.00$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.00$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
672.55	4 862.29	336.27	2 841.51
0.00	0.00	138.58	692.32
0.00	0.00	846.61	5 301.05
0.00	0.00	3.00	14.95
107.96	76.87	0.00	0.00
0.00	0.00	460.94	1 440.43
<b>S<sub>9</sub> = 780.51</b>	<b>M<sub>9</sub> = 4 939.16</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1 785.40</b>	<b>M<sub>8</sub> = 10 290.26</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.740  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.372  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.00$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1785.40$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 5.99$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.298$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

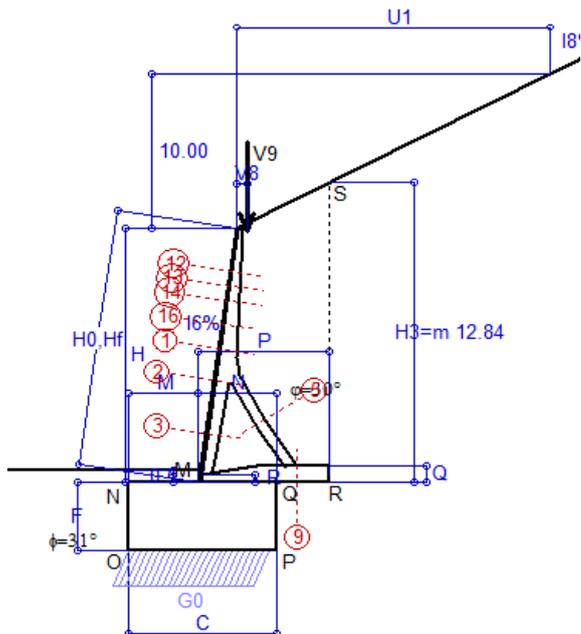
$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	185.3	69.0	102.1	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	102	3.77	38	<b>0.055</b>
2	129.5	637.7	-149.9	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	16	4.74	38	<b>0.000</b>
3	-100.1	712.1	8.9	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-6	7.63	38	<b>0.000</b>
5	-9.1	-618.6	16.1	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	198	0.00	40	<b>0.090</b>
9	349.3	0.0	267.6	125.0	70.0	64.6	23.34	3.08	246	8.30	42	<b>0.298</b>
12	5.5	16.0	11.2	121.3	45.9	39.1	5.69	5.53	18	0.63	38	<b>0.000</b>
13	16.5	22.7	21.2	124.0	52.3	45.8	8.23	5.53	38	1.18	38	<b>0.000</b>
14	36.0	31.1	34.8	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	56	1.79	38	<b>0.000</b>
16	91.2	47.9	63.8	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	79	2.74	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Condizione di carico "Esercizio"

### Dati

$H_m = 10.88$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 6.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.88$ m
$F = 2.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 2.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 3.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.70$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Forze concentrate (U9+V9) x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
672.55	4 862.29	336.27	2 841.51
0.00	0.00	138.58	692.32
0.00	0.00	846.61	5 301.05
0.00	0.00	3.00	14.95
107.96	76.87	0.00	0.00
0.00	0.00	460.94	1 440.43
<b><math>S_9 = 780.51</math></b>	<b><math>M_9 = 4 939.16</math></b>	<b><math>P_9 = 1 785.40</math></b>	<b><math>M_8 = 10 290.26</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.740  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.372  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.00$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 1785.40$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 5.99$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.298$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 23.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

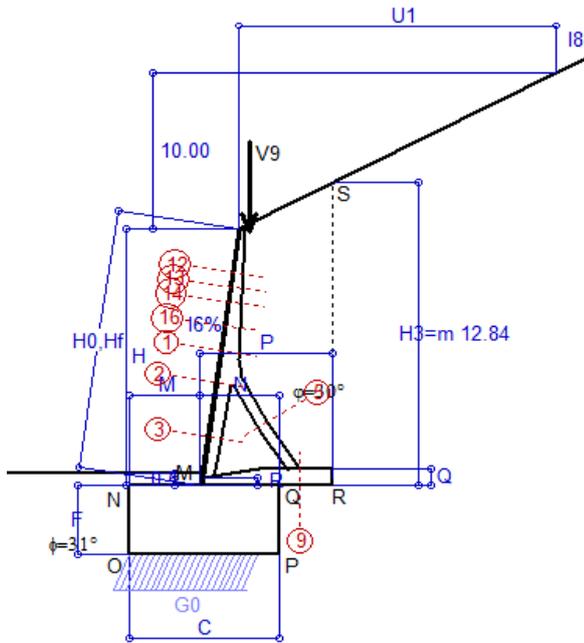
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	185.3	69.0	102.1	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	102	3.77	38	<b>0.055</b>
2	129.5	637.7	-149.9	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	16	4.74	38	<b>0.000</b>
3	-100.1	712.1	8.9	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-6	7.63	38	<b>0.000</b>
5	-9.1	-618.6	16.1	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	198	0.00	40	<b>0.090</b>
9	349.3	0.0	267.6	125.0	70.0	64.6	23.34	3.08	246	8.30	42	<b>0.298</b>
12	5.5	16.0	11.2	121.3	45.9	39.1	5.69	5.53	18	0.63	38	<b>0.000</b>
13	16.5	22.7	21.2	124.0	52.3	45.8	8.23	5.53	38	1.18	38	<b>0.000</b>
14	36.0	31.1	34.8	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	56	1.79	38	<b>0.000</b>
16	91.2	47.9	63.8	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	79	2.74	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

## Scheda 5: Verifica sismica

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

### Condizione di carico "Esercizio"

#### Dati

$H_m = 10.88$  m  
 $C = 6.25$  m  
 $F = 2.95$  m  
 $M = 2.90$  m  
 $N = 3.35$  m  
 $P = 5.55$  m  
 $Q = 0.70$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.30$  m

#### Acceleraz. orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u110TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 11.00$  m  
 $H = 10.88$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $I_g = 50.0\%$   
 $I_b = 50.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.636$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 12.84$  m  
 $O_3 = 28.80^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.607$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.07$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	780.6	5 643.8	429.1	3 626.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.8	19.8	136.7	682.7
Peso terra e sovraccarico x 1	23.5	208.6	834.9	5 227.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	14.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	138.0	98.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	12.8	18.8	454.6	1 420.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-163.7*	-188.3*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>958.7</b>	<b>5 989.8</b>	<b>1 858.2</b>	<b>10 972.0</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1858.2$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 5.56$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.334$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 23.2^\circ$   
**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (1858.2 * 0.6 + 163.7) / 1.0 = 1278.7 > E_d = 958.7$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 809$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 595$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.475$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp-presso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
1	219.5	<b>246.7</b>	75.8	<b>91.7</b>	80.3	73.2	124.0	24.6	73°, 1.0	7.75	23.94	5.53	5.03	<b>677.8</b>	<b>130.0</b>
2	149.8	<b>176.2</b>	741.9	<b>-180.2</b>	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	8.50	12.57	10.87	11.70	<b>487.8</b>	<b>-251.2</b>
3	-116.6	<b>-116.6</b>	827.2	<b>12.2</b>	55.6	50.4	27.0	27.0	-	21.76	6.28	10.87	4.61	<b>-415.6</b>	<b>150.6</b>
5	-10.9	<b>-10.9</b>	-727.9	<b>15.9</b>	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	4.59	17.06	17.06	7.98	<b>-100.9</b>	<b>106.0</b>
9	349.7	<b>349.7</b>	0.0	<b>266.5</b>	70.0	64.6	125.0	125.0	90°, 1.6	8.66	23.34	3.08	8.08	<b>560.6</b>	<b>294.1</b>
12	7.2	<b>9.2</b>	16.9	<b>12.3</b>	45.9	39.1	121.3	16.4	73°, 1.0	3.14	5.69	5.53	4.02	<b>89.0</b>	<b>62.9</b>
13	20.4	<b>24.7</b>	24.2	<b>21.7</b>	52.3	45.8	124.0	17.9	73°, 1.0	3.79	8.23	5.53	4.02	<b>147.8</b>	<b>71.0</b>
14	43.5	<b>51.3</b>	33.5	<b>33.8</b>	58.8	51.7	124.0	19.5	73°, 1.0	4.59	11.37	5.53	4.02	<b>228.8</b>	<b>77.5</b>
16	108.7	<b>125.5</b>	52.2	<b>59.2</b>	69.5	62.3	124.0	22.0	73°, 1.0	6.15	17.66	5.53	5.03	<b>425.2</b>	<b>115.6</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

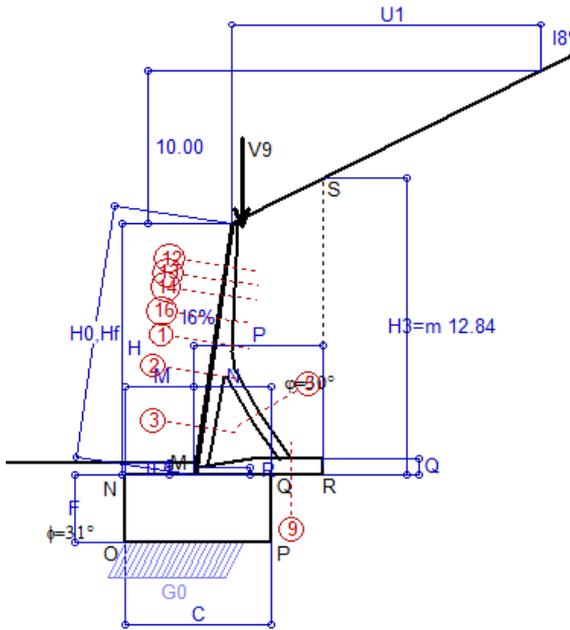
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi

## Condizione di carico "Esercizio"



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 10.88$  m  
 $C = 6.25$  m  
 $F = 2.95$  m  
 $M = 2.90$  m  
 $N = 3.35$  m  
 $P = 5.55$  m  
 $Q = 0.70$  m  
 $U_v = 0.00$  m  
 $V_8 = 0.45$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.30$  m

### Acceleraz orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u110TM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Forza orizzontale concentrata  
 Forza verticale concentrata in cima  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 11.00$  m  
 $H = 10.88$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $U_g = 0.00$  kN/cad  
 $V_g = 3.75$  kN/cad  
 $I_g = 50.0\%$   
 $I_b = 50.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 12.84$  m  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 29.56^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_1 = 0.712$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_3 = 0.670$   
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	867.3	6 270.0	491.9	4 156.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	5.8	29.8	135.7	677.9
Peso terra e sovraccarico x 1	35.2	313.3	829.0	5 190.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	0.0	0.0	3.0	14.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	160.7	115.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	19.2	28.3	451.4	1 410.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-162.3*	-186.7*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>1 088.1</b>	<b>6 756.8</b>	<b>1 911.0</b>	<b>11 450.9</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 1911.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 5.11$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.374$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 25.8^\circ$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo       $R_d = (11450.9 + 186.7) / 1.0 = 11637.6 > E_d = 6756.8$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo       $R_d = (5807.5) / 1.0 = 5807.5 > E_d = 3933.8$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 900$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 559$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	245.5	<b>275.1</b>	80.8	<b>102.2</b>	80.3	73.2	124.0	24.6	-	7.77	23.94	5.53	5.03	<b>678.9</b>	<b>127.9</b>	
2	167.1	<b>196.5</b>	819.4	<b>-199.8</b>	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	8.78	12.57	10.87	11.70	<b>504.5</b>	<b>-248.5</b>	
3	-128.6	<b>-128.6</b>	912.6	<b>14.3</b>	55.6	50.4	27.0	27.0	-	23.61	6.28	10.87	4.61	<b>-430.9</b>	<b>157.6</b>	
5	-10.9	<b>-10.9</b>	-809.3	<b>15.9</b>	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	4.03	17.06	17.06	7.98	<b>-87.2</b>	<b>106.0</b>	
9	348.8	<b>348.8</b>	0.0	<b>264.5</b>	70.0	64.6	125.0	125.0	90°, 1.6	8.66	23.34	3.08	8.08	<b>560.6</b>	<b>294.1</b>	
12	8.4	<b>10.7</b>	17.5	<b>13.8</b>	45.9	39.1	121.3	16.4	73°, 1.0	3.15	5.69	5.53	4.02	<b>89.1</b>	<b>62.3</b>	
13	23.2	<b>28.1</b>	25.3	<b>24.3</b>	52.3	45.8	124.0	17.9	73°, 1.0	3.80	8.23	5.53	4.02	<b>148.0</b>	<b>69.9</b>	
14	49.2	<b>57.8</b>	35.2	<b>37.8</b>	58.8	51.7	124.0	19.5	73°, 1.0	4.60	11.37	5.53	4.02	<b>229.1</b>	<b>75.9</b>	
16	122.0	<b>140.6</b>	55.3	<b>66.0</b>	69.5	62.3	124.0	22.0	73°, 1.0	6.16	17.66	5.53	5.03	<b>425.8</b>	<b>113.2</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

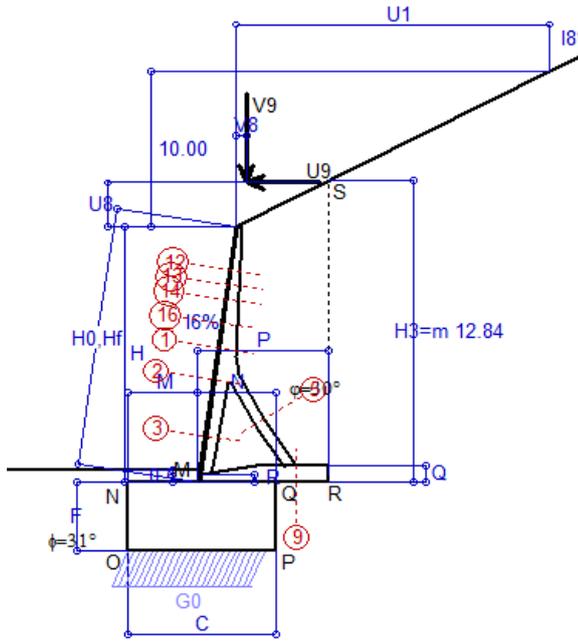
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo



## Scheda 8: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Condizione di carico "Vento"



### Dati

$H_m = 10.88$ m	<b>Prefabbricato tipo u110TM</b>	$H_0 = 11.00$ m
$C = 6.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.88$ m
$F = 2.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 2.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 3.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.70$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_V = 2.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 5.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 12.84$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 26.57^\circ$
	$K_3 = 0.524$

### Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	874.3	6 321.0	437.2	3 694.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	180.2	900.0
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	1 100.6	6 891.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	6.9	109.2	4.5	22.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	140.3	99.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	599.2	1 872.6
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>1 021.6</b>	<b>6 530.1</b>	<b>2 321.6</b>	<b>13 380.3</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ( $G_8=0$ ). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 2321.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 5.90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.393$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 23.8^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (2321.6 * 0.6) / 1.1 = 1266.3$	$> E_d = 1021.6$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (13380.3) / 1.15 = 11635.1$	$> E_d = 6530.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (6512.8) / 1.15 = 5663.3$	$> E_d = 3830.6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 922$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 801$ kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$  Freccia in cima al pannello mm  $3.86$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	299.9	<b>330.9</b>	91.8	<b>100.4</b>	80.3	73.2	124.0	24.6	-	7.81	23.94	5.53	5.03	<b>681.5</b>	<b>128.8</b>
2	218.9	<b>249.7</b>	850.2	<b>-202.1</b>	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	8.89	12.57	10.87	11.70	<b>511.1</b>	<b>-248.4</b>
3	-104.3	<b>-104.3</b>	946.8	<b>11.7</b>	55.6	50.4	27.0	27.0	-	24.35	6.28	10.87	4.61	<b>-436.7</b>	<b>160.5</b>
5	-14.2	<b>-14.2</b>	-841.7	<b>20.7</b>	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	3.79	17.06	17.06	7.98	<b>-81.7</b>	<b>106.0</b>
9	451.9	<b>451.9</b>	0.0	<b>346.3</b>	70.0	64.6	125.0	125.0	90°, 2.1	8.66	23.34	3.08	8.08	<b>560.6</b>	<b>386.0</b>
12	39.2	<b>42.5</b>	22.8	<b>13.0</b>	45.9	39.1	121.3	16.4	73°, 1.0	3.17	5.69	5.53	4.02	<b>89.6</b>	<b>62.2</b>
13	58.7	<b>64.6</b>	31.5	<b>23.3</b>	52.3	45.8	124.0	17.9	73°, 1.0	3.83	8.23	5.53	4.02	<b>148.7</b>	<b>69.9</b>
14	89.3	<b>99.1</b>	42.4	<b>36.6</b>	58.8	51.7	124.0	19.5	73°, 1.0	4.63	11.37	5.53	4.02	<b>230.1</b>	<b>75.9</b>
16	169.4	<b>189.5</b>	64.3	<b>64.5</b>	69.5	62.3	124.0	22.0	73°, 1.0	6.20	17.66	5.53	5.03	<b>427.5</b>	<b>113.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

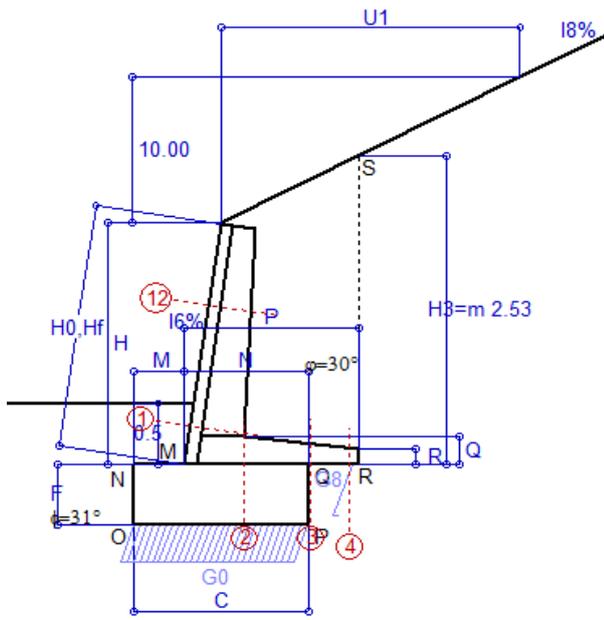
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed}=M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## **ALLEGATO 2**

**Schede di verifica dei muri di controripa  $h = 2,00 \div 9,00$  m; fondazione diretta.**

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 1.98$ m	<b>Prefabbricato tipo u20NM</b>	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.98$ m
$F = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 2.53$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 26.57^\circ$
	$K_3 = 0.524$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	34.0	45.7	17.0	30.6
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	15.9	13.8
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	50.7	64.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	22.7	15.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 37.9</math></b>	<b><math>M_9 = 46.1</math></b>	<b><math>P_9 = 106.3</math></b>	<b><math>M_8 = 124.7</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 4.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.05$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 101.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.073$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 19.6^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (106.3 * 0.6) / 1.1 = 58.0$	$> E_d = 37.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (124.7) / 1.15 = 108.4$	$> E_d = 46.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (75.4) / 1.15 = 65.5$	$> E_d = 28.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 39$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 40$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $F_{c} = 0.33$   $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	8.1	8.1	13.9	11.6	44.8	38.3	113.8	13.8	45°, 1.0	2.95	5.00	4.02	5.91	76.0	105.8	
2	5.3	5.3	0.0	10.5	23.0	18.2	125.0	125.0	45°, 1.0	3.00	7.26	2.70	12.43	51.0	112.7	
3	4.0	4.0	0.0	11.8	16.6	12.0	125.0	125.0	-	2.41	5.27	2.70	0.00	27.0	74.2	
4	-0.1	-0.1	0.0	0.1	12.8	8.0	125.0	125.0	-	1.75	3.31	2.70	0.00	-12.9	49.5	
12	0.7	1.0	4.8	2.3	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.25	3.08	4.02	3.96	33.6	41.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

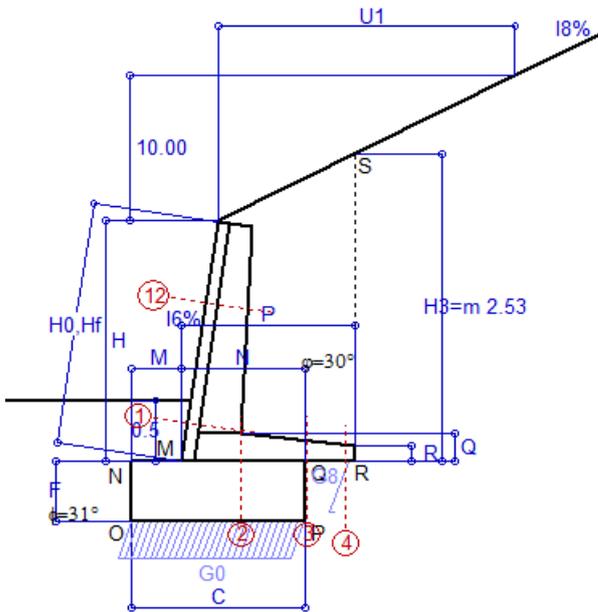
Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{ed,u}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Dati

$H_m = 1.98$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.98$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
26.15	35.14	13.07	23.53
0.00	0.00	12.21	10.61
0.00	0.00	38.99	49.53
3.01	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	17.50	12.25
<b><math>S_9 = 29.16</math></b>	<b><math>M_9 = 35.49</math></b>	<b><math>P_9 = 81.78</math></b>	<b><math>M_8 = 95.93</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.627  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.683  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 3.55$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.05$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 78.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.40$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.056$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.6^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.21

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

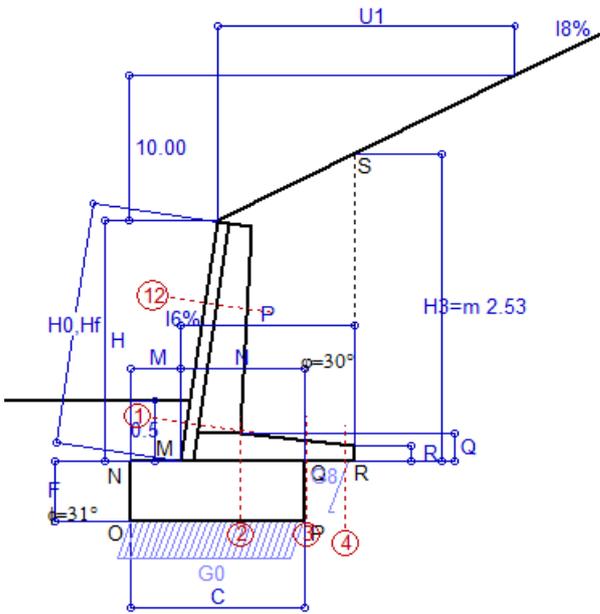
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	6.3	10.7	10.3	113.8	44.8	38.3	5.00	4.02	29	0.80	38	<b>0.000</b>
2	4.1	0.0	10.9	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	33	1.20	38	<b>0.000</b>
3	3.1	0.0	12.3	125.0	16.6	12.0	5.27	2.70	50	2.03	38	<b>0.000</b>
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	12.8	8.0	3.31	2.70	2	0.10	38	<b>0.000</b>
12	0.5	3.7	1.8	112.8	34.6	25.1	3.08	4.02	4	0.17	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

## Dati

$H_m = 1.98$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.98$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
26.15	35.14	13.07	23.53
0.00	0.00	12.21	10.61
0.00	0.00	38.99	49.53
3.01	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	17.50	12.25
<b>S<sub>9</sub> = 29.16</b>	<b>M<sub>9</sub> = 35.49</b>	<b>P<sub>9</sub> = 81.78</b>	<b>M<sub>8</sub> = 95.93</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.627

GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.683

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 3.55$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.05$  m

Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 78.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.40$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.056$  MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.21

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

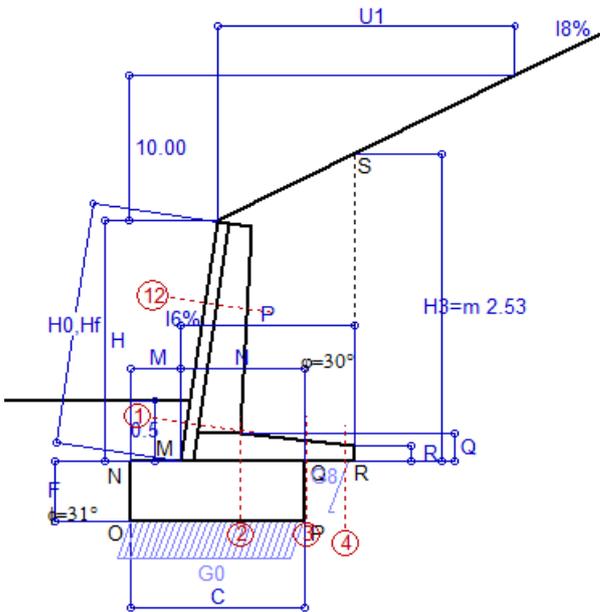
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	6.3	10.7	10.3	113.8	44.8	38.3	5.00	4.02	29	0.80	38	<b>0.000</b>
2	4.1	0.0	10.9	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	33	1.20	38	<b>0.000</b>
3	3.1	0.0	12.3	125.0	16.6	12.0	5.27	2.70	50	2.03	38	<b>0.000</b>
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	12.8	8.0	3.31	2.70	2	0.10	38	<b>0.000</b>
12	0.5	3.7	1.8	112.8	34.6	25.1	3.08	4.02	4	0.17	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 1.98$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.98$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
26.15	35.14	13.07	23.53
0.00	0.00	12.21	10.61
0.00	0.00	38.99	49.53
3.01	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	17.50	12.25
<b><math>S_9 = 29.16</math></b>	<b><math>M_9 = 35.49</math></b>	<b><math>P_9 = 81.78</math></b>	<b><math>M_8 = 95.93</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.627  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.683  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 3.55$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.05$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 78.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.40$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.056$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.6^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.21

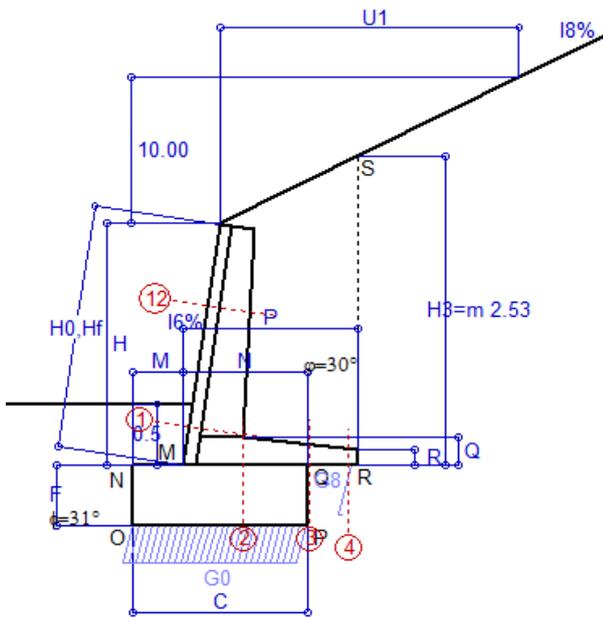
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	6.3	10.7	10.3	113.8	44.8	38.3	5.00	4.02	29	0.80	38	<b>0.000</b>
2	4.1	0.0	10.9	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	33	1.20	38	<b>0.000</b>
3	3.1	0.0	12.3	125.0	16.6	12.0	5.27	2.70	50	2.03	38	<b>0.000</b>
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	12.8	8.0	3.31	2.70	2	0.10	38	<b>0.000</b>
12	0.5	3.7	1.8	112.8	34.6	25.1	3.08	4.02	4	0.17	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

- $H_m = 1.98$  m
- $C = 1.40$  m
- $F = 0.50$  m
- $M = 0.40$  m
- $N = 1.00$  m
- $P = 1.40$  m
- $Q = 0.23$  m
- $U_1 = 20.0$  m
- $R = 0.12$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u20NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 2.00$  m
- $H = 1.98$  m
- $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 30^\circ$
- $R_0 = 0.600$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 50.0\%$
- $I_8 = 50.0\%$
- $I_6 = 15.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.636$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 2.53$  m
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $O_3 = 28.80^\circ$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_3 = 0.607$
- (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  $K_p = 3.07$

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	30.3	40.8	16.7	30.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.3	0.3	12.0	10.5
Peso terra e sovraccarico x 1	1.1	1.8	38.5	48.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.1	17.3	12.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-13.8*	-4.6*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 36.1</math></b>	<b><math>M_9 = 43.5</math></b>	<b><math>P_9 = 84.4</math></b>	<b><math>M_8 = 101.4</math></b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 3.5$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 80.9$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_1 = 0.058$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 14.8^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (84.4 * 0.6 + 13.8) / 1.0 = 64.4 > E_d = 36.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 33$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 30$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.31  $K_0 = 0.475$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	7.6	<b>7.6</b>	11.4	<b>10.7</b>	44.8	38.3	113.8	13.8	45°, 1.0	2.94	5.00	4.02	5.91	<b>75.8</b>	<b>106.5</b>
2	4.9	<b>4.9</b>	0.0	<b>9.6</b>	23.0	18.2	125.0	125.0	45°, 1.0	3.00	7.26	2.70	12.43	<b>51.0</b>	<b>112.7</b>
3	3.1	<b>3.1</b>	0.0	<b>9.1</b>	16.6	12.0	125.0	125.0	-	2.41	5.27	2.70	0.00	<b>27.0</b>	<b>74.2</b>
4	-0.1	<b>-0.1</b>	0.0	<b>0.1</b>	12.8	8.0	125.0	125.0	-	1.75	3.31	2.70	0.00	<b>-12.9</b>	<b>49.5</b>
12	0.7	<b>0.9</b>	3.8	<b>2.2</b>	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.25	3.08	4.02	3.96	<b>33.5</b>	<b>42.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

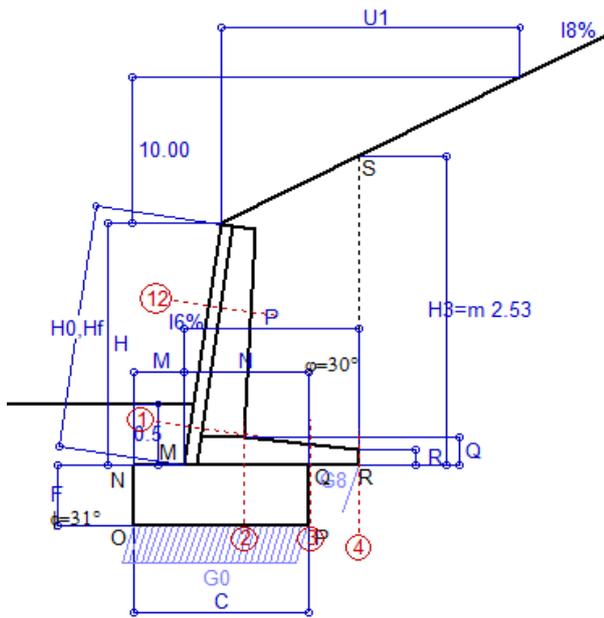
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 1.98$  m  
 $C = 1.40$  m  
 $F = 0.50$  m  
 $M = 0.40$  m  
 $N = 1.00$  m  
 $P = 1.40$  m  
 $Q = 0.23$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.12$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u20NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 2.00$  m  
 $H = 1.98$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $I_9 = 50.0\%$   
 $I_8 = 50.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.712$   
 $H_3 = 2.53$  m  
 $O_3 = 29.56^\circ$   
 $K_3 = 0.670$   
 $K_p = 3.05$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	33.7	45.3	19.1	34.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.5	12.0	10.4
Peso terra e sovraccarico x 1	1.6	2.8	38.2	48.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.5	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.7	0.2	17.1	12.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-13.6*	-4.5*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>41.1</b>	<b>49.3</b>	<b>86.4</b>	<b>105.3</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 86.3$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.40$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.062$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 17.6^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (105.3 + 4.5) / 1.0 = 109.9 > E_d = 49.3$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (65.6) / 1.0 = 65.6 > E_d = 30.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 34$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 35$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm 0.35  
 $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	8.5	<b>8.5</b>	12.0	<b>12.0</b>	44.8	38.3	113.8	13.8	45°, 1.0	2.94	5.00	4.02	5.91	<b>75.9</b>	<b>105.8</b>
2	5.5	<b>5.5</b>	0.0	<b>9.0</b>	23.0	18.2	125.0	125.0	45°, 1.0	3.00	7.26	2.70	12.43	<b>51.0</b>	<b>112.7</b>
3	4.8	<b>4.8</b>	0.0	<b>11.8</b>	16.6	12.0	125.0	125.0	-	2.41	5.27	2.70	0.00	<b>27.0</b>	<b>74.2</b>
4	0.0	<b>0.0</b>	0.0	<b>0.0</b>	12.0	7.2	125.0	125.0	-	1.65	3.08	2.70	0.00	<b>-11.8</b>	<b>44.3</b>
12	0.8	<b>1.1</b>	3.9	<b>2.4</b>	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.25	3.08	4.02	3.96	<b>33.6</b>	<b>41.9</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u20NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

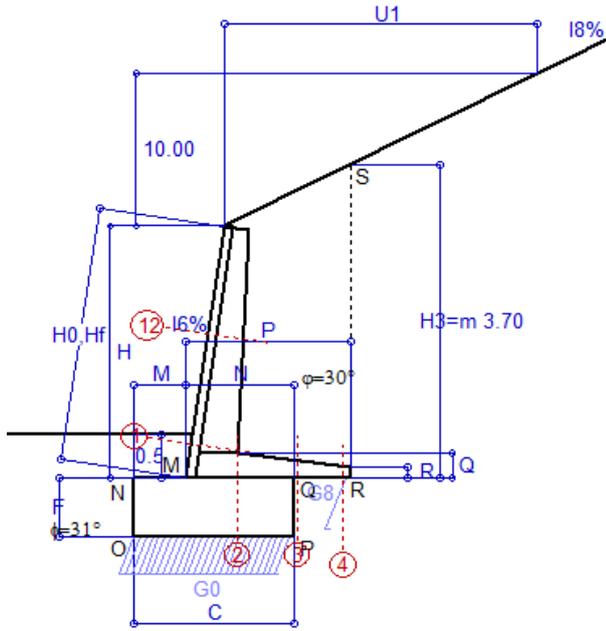
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.50	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>101.7</b>	<b>80.9</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	19.63°	14.84°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	36.3	21.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.40	1.40
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.70	0.70
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.00	1.00
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>183.74</b>	<b>235.84</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.20	1.20
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.41	0.54
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>209.92</b>	<b>279.77</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.21	1.21
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.38	0.52
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>126.22</b>	<b>170.49</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.39	0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.520	0.686
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>519.9</b>	<b>800.5</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	101.7	80.9
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 2.97$ m	<b>Prefabbricato tipo u30NM</b>	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.97$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.600$
$U_1 = 20.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 50.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 3.70$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 26.57^\circ$
	$K_3 = 0.524$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	72.5	140.1	36.3	90.6
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	25.7	31.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	104.3	184.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	6.1	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	42.1	38.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 78.6</math></b>	<b><math>M_9 = 141.1</math></b>	<b><math>P_9 = 208.3</math></b>	<b><math>M_8 = 345.7</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 9.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.06$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 199.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 1.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.108$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 20.7^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (208.3 * 0.6) / 1.1 = 113.6$	$> E_d = 78.6$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (345.7) / 1.15 = 300.6$	$> E_d = 141.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (207) / 1.15 = 180.0$	$> E_d = 89.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 77$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 80$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.407$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	31.6	<b>31.6</b>	27.1	<b>27.7</b>	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.70	7.10	4.02	6.51	<b>132.2</b>	<b>140.1</b>
2	20.5	<b>20.5</b>	0.0	<b>26.6</b>	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	<b>103.8</b>	<b>153.3</b>
3	16.7	<b>16.7</b>	0.0	<b>29.5</b>	20.1	15.2	125.0	125.0	-	3.34	8.56	3.83	7.85	<b>50.8</b>	<b>102.1</b>
4	-0.2	<b>-0.2</b>	0.0	<b>0.4</b>	13.3	8.2	125.0	125.0	-	2.27	4.46	3.83	0.00	<b>-18.0</b>	<b>51.7</b>
12	4.4	<b>5.6</b>	10.5	<b>7.8</b>	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.62	4.02	4.02	3.96	<b>55.1</b>	<b>54.3</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

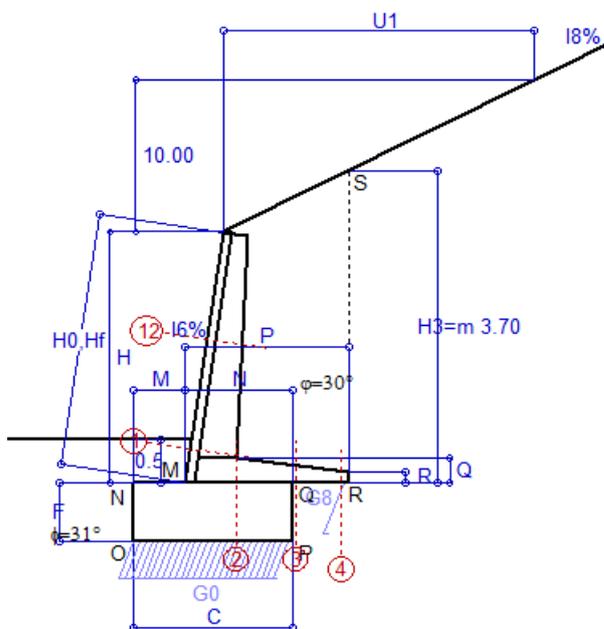
Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Dati

$H_m = 2.97$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.97$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.70$ m	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
55.77	107.78	27.89	69.72
0.00	0.00	19.75	24.55
0.00	0.00	80.25	141.70
4.71	0.78	0.00	0.00
0.00	0.00	32.37	29.95
<b><math>S_9 = 60.49</math></b>	<b><math>M_9 = 108.56</math></b>	<b><math>P_9 = 160.26</math></b>	<b><math>M_8 = 265.91</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.317  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.590  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 7.12$  kN Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.06$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 153.13$  kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.083$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 20.7^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

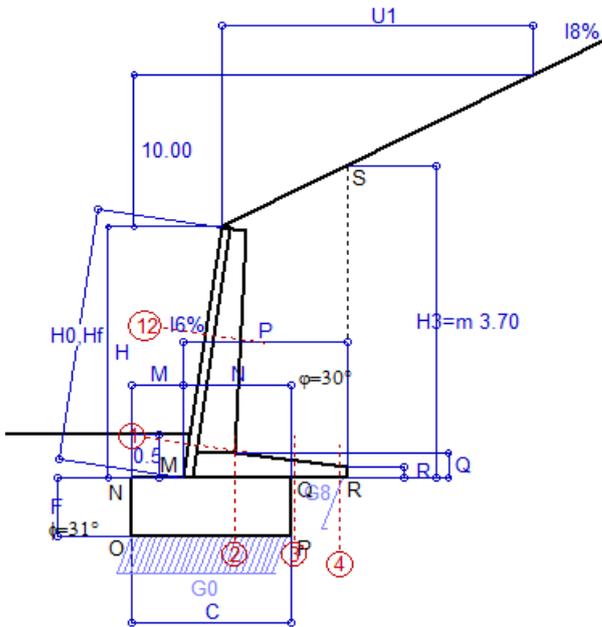
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	24.4	20.9	26.0	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	68	1.81	38	<b>0.000</b>
2	15.9	0.0	29.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	60	2.42	40	<b>0.000</b>
3	12.8	0.0	34.3	125.0	20.1	15.2	8.56	3.83	104	4.69	40	<b>0.000</b>
4	-0.2	0.0	0.0	125.0	13.3	8.2	4.46	3.83	5	0.23	40	<b>0.000</b>
12	3.4	8.1	6.8	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	21	0.59	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 2.97$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.97$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
55.77	107.78	27.89	69.72
0.00	0.00	19.75	24.55
0.00	0.00	80.25	141.70
4.71	0.78	0.00	0.00
0.00	0.00	32.37	29.95
<b><math>S_9 = 60.49</math></b>	<b><math>M_9 = 108.56</math></b>	<b><math>P_9 = 160.26</math></b>	<b><math>M_8 = 265.91</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.317  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.590  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 7.12$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.06$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 153.13$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.083$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 20.7^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

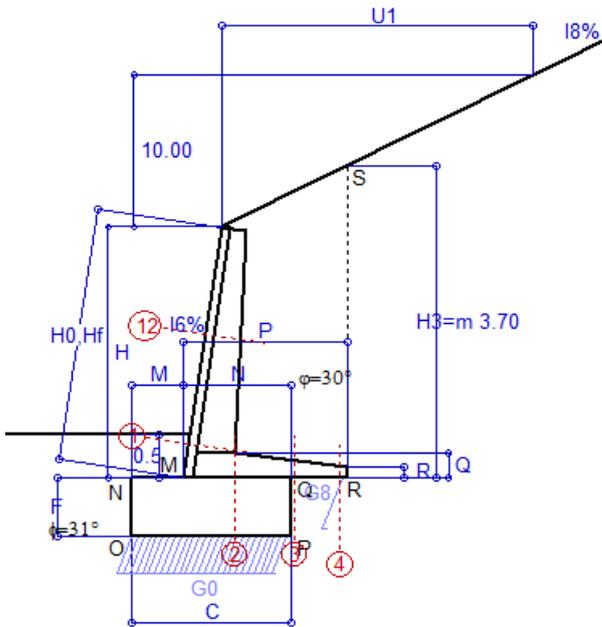
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	24.4	20.9	26.0	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	68	1.81	38	<b>0.000</b>
2	15.9	0.0	29.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	60	2.42	40	<b>0.000</b>
3	12.8	0.0	34.3	125.0	20.1	15.2	8.56	3.83	104	4.69	40	<b>0.000</b>
4	-0.2	0.0	0.0	125.0	13.3	8.2	4.46	3.83	5	0.23	40	<b>0.000</b>
12	3.4	8.1	6.8	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	21	0.59	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 2.97$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.97$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.60$
$U_1 = 20.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 50.0$ %
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.537$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.524$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
55.77	107.78	27.89	69.72
0.00	0.00	19.75	24.55
0.00	0.00	80.25	141.70
4.71	0.78	0.00	0.00
0.00	0.00	32.37	29.95
<b><math>S_9 = 60.49</math></b>	<b><math>M_9 = 108.56</math></b>	<b><math>P_9 = 160.26</math></b>	<b><math>M_8 = 265.91</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.317  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.590  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 7.12$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.06$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 153.13$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.85$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.083$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 20.7^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.87

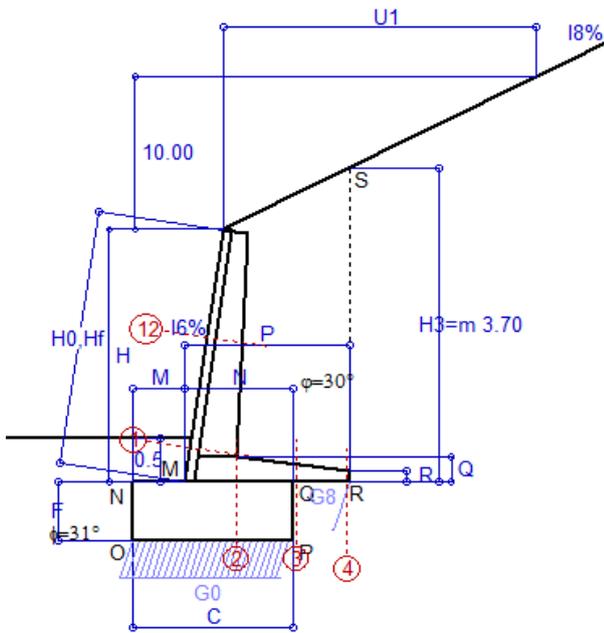
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.407$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	24.4	20.9	26.0	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	68	1.81	38	<b>0.000</b>
2	15.9	0.0	29.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	60	2.42	40	<b>0.000</b>
3	12.8	0.0	34.3	125.0	20.1	15.2	8.56	3.83	104	4.69	40	<b>0.000</b>
4	-0.2	0.0	0.0	125.0	13.3	8.2	4.46	3.83	5	0.23	40	<b>0.000</b>
12	3.4	8.1	6.8	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	21	0.59	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

- $H_m = 2.97$  m
- $C = 1.85$  m
- $F = 0.70$  m
- $M = 0.60$  m
- $N = 1.25$  m
- $P = 1.90$  m
- $Q = 0.29$  m
- $U_1 = 20.0$  m
- $R = 0.12$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u30NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 3.00$  m
- $H = 2.97$  m
- $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 30^\circ$
- $R_0 = 0.600$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 50.0\%$
- $I_8 = 50.0\%$
- $I_6 = 15.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.636$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 3.70$  m
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $O_3 = 28.80^\circ$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_3 = 0.607$
- (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )  $K_p = 3.07$

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	64.7	125.1	35.6	89.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.8	19.5	24.2
Peso terra e sovraccarico x 1	2.2	5.4	79.1	139.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.1	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.9	0.3	31.9	29.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-19.8*	-7.9*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 74.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 132.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 166.1</b>	<b>M<sub>8</sub> = 282.4</b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 3.1$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 163.0$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_t = 0.088$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 18.2^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (166.1 * 0.6 + 19.8) / 1.0 = 119.5 > E_d = 74.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 65$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 66$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.475$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	29.0	<b>29.0</b>	22.6	<b>25.3</b>	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.68	7.10	4.02	6.51	<b>131.7</b>	<b>141.4</b>	
2	18.8	<b>18.8</b>	0.0	<b>24.4</b>	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	<b>103.8</b>	<b>153.3</b>	
3	16.0	<b>16.0</b>	0.0	<b>25.2</b>	20.1	15.2	125.0	125.0	-	3.34	8.56	3.83	7.85	<b>50.8</b>	<b>102.1</b>	
4	0.0	<b>0.0</b>	0.0	<b>0.1</b>	12.5	7.5	125.0	125.0	-	2.20	4.21	3.83	0.00	<b>-16.6</b>	<b>48.7</b>	
12	4.1	<b>5.2</b>	8.6	<b>7.2</b>	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.61	4.02	4.02	3.96	<b>54.9</b>	<b>54.8</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

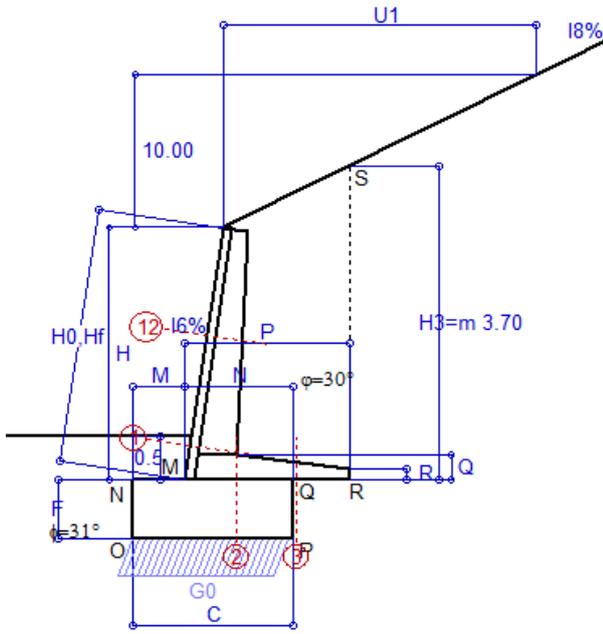
programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

## Dati

$H_m = 2.97$  m  
 $C = 1.85$  m  
 $F = 0.70$  m  
 $M = 0.60$  m  
 $N = 1.25$  m  
 $P = 1.90$  m  
 $Q = 0.29$  m  
 $U_1 = 20.0$  m  
 $R = 0.12$  m

## Acceleraz orizz. al suolo

### Prefabbricato tipo u30NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 3.00$  m  
 $H = 2.97$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.600$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $I_9 = 50.0\%$   
 $I_8 = 50.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  
 (Dati:  $\phi = 31.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

$K_1 = 0.712$   
 $H_3 = 3.70$  m  
 $O_3 = 29.56^\circ$   
 $K_3 = 0.670$   
 $K_p = 3.05$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	71.9	139.0	40.8	102.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.2	19.3	24.0
Peso terra e sovraccarico x 1	3.3	8.1	78.6	138.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.1	1.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.5	31.7	29.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-19.6*	-7.9*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 84.6</b>	<b>M<sub>9</sub> = 149.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 170.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 294.1</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 0.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.00$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 170.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 1.78$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.096$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 20.9^\circ$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo       $R_d = (294.1 + 7.9) / 1.0 = 302.0 > E_d = 149.9$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo       $R_d = (181.6) / 1.0 = 181.6 > E_d = 95$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 69$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 69$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)      Freccia in cima al pannello mm      1.40  
 $K_0 = 0.527$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	32.4	<b>32.4</b>	23.9	<b>28.3</b>	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.68	7.10	4.02	6.51	<b>131.8</b>	<b>140.1</b>
2	21.1	<b>21.1</b>	0.0	<b>27.3</b>	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	<b>103.8</b>	<b>153.3</b>
3	18.5	<b>18.5</b>	0.0	<b>26.9</b>	20.1	15.2	125.0	125.0	-	3.34	8.56	3.83	7.85	<b>50.8</b>	<b>102.1</b>
12	4.7	<b>5.9</b>	9.0	<b>8.1</b>	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.62	4.02	4.02	3.96	<b>54.9</b>	<b>54.4</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u30NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Unità LSA (limo sabbioso argilloso)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	31.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5411
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	13.8	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.90	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

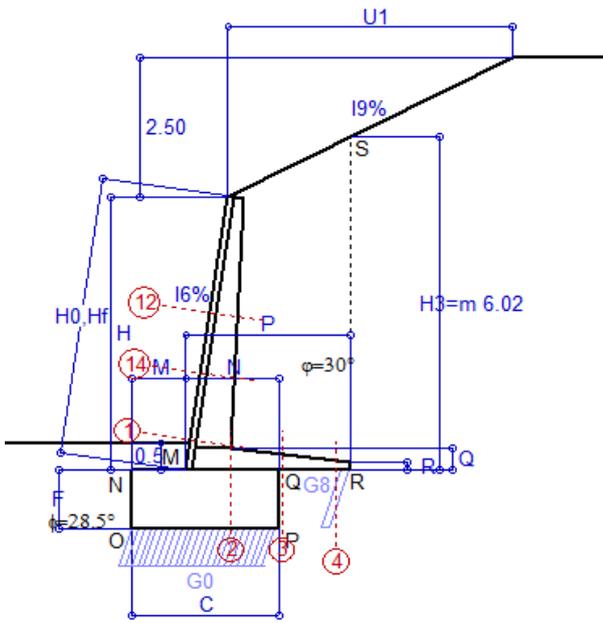
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.70	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>199.1</b>	<b>163.0</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	20.68°	18.22°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	75.1	53.7
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.85	1.85
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5411	0.5411
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.93	0.93
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.20	1.20
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>203.25</b>	<b>232.08</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		20.63	20.63
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.39	0.45
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>191.64</b>	<b>224.74</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		32.67	32.67
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.19	1.19
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.36	0.42
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>140.75</b>	<b>170.74</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		25.99	25.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.33	0.40
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.984</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.536	0.628
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>707.8</b>	<b>967.5</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	199.1	163.0
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_1 = 5.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.407$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 6.02$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 20.61^\circ$
	$K_3 = 0.421$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	152.5	466.1	57.3	220.8
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	101.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	266.7	723.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	7.4	2.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	88.7	115.3
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 159.9</math></b>	<b><math>M_9 = 468.1</math></b>	<b><math>P_9 = 464.5</math></b>	<b><math>M_8 = 1,160.6</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 42.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.17$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 422.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.162$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 19.0^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (464.5 * 0.543) / 1.1 = 229.3$	$> Ed = 159.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1160.6) / 1.15 = 1009.2$	$> Ed = 468.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (688.3) / 1.15 = 598.5$	$> Ed = 306$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 174$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 160$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').  
Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.380$ . La spinta risulta applicata al 40.4% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 7.10

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	182.3	<b>182.3</b>	63.1	<b>67.9</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.90	14.51	4.59	7.85	<b>369.1</b>	<b>224.2</b>
2	131.1	<b>131.1</b>	0.0	<b>117.2</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>
3	88.1	<b>88.1</b>	0.0	<b>90.8</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>
4	-2.3	<b>-2.3</b>	0.0	<b>2.4</b>	18.1	12.8	125.0	125.0	-	3.05	5.45	5.34	0.00	<b>-32.5</b>	<b>79.1</b>
12	26.8	<b>31.2</b>	21.3	<b>18.3</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.36	6.28	4.59	3.96	<b>103.5</b>	<b>63.7</b>
14	81.1	<b>91.4</b>	39.6	<b>39.1</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.69	11.37	4.59	3.96	<b>225.6</b>	<b>72.7</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

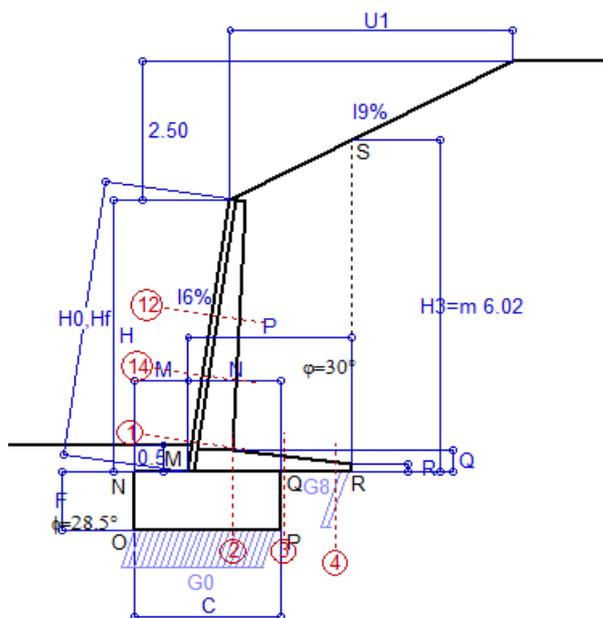
Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



### Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.407$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.421$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
117.30	358.52	44.11	169.81
0.00	0.00	39.78	78.00
0.00	0.00	205.19	556.23
5.73	1.58	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 123.03</math></b>	<b><math>M_9 = 360.10</math></b>	<b><math>P_9 = 357.32</math></b>	<b><math>M_8 = 892.77</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.249  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.577  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 37.89$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.20$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 319.43$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.53$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.126$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.0^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.79

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.380$ . La spinta risulta applicata al 40.4% dell'altezza.

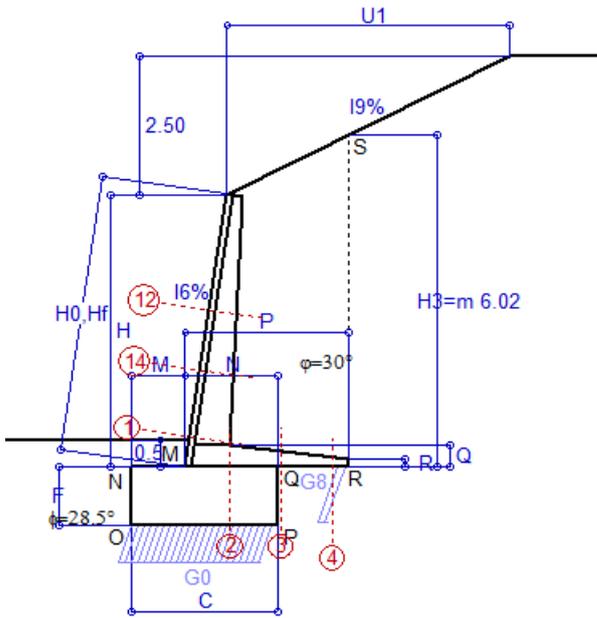
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	140.9	48.5	73.1	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	147	4.38	38	<b>0.102</b>
2	97.6	0.0	127.0	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	137	6.12	41	<b>0.106</b>
3	60.4	0.0	98.7	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	160	7.67	41	<b>0.141</b>
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	18.7	13.4	5.70	5.34	34	1.39	41	<b>0.000</b>
12	20.7	16.4	18.7	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	75	1.95	38	<b>0.000</b>
14	62.7	30.5	41.8	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	106	3.21	38	<b>0.054</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.407$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.421$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
117.30	358.52	44.11	169.81
0.00	0.00	39.78	78.00
0.00	0.00	205.19	556.23
5.73	1.58	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 123.03</math></b>	<b><math>M_9 = 360.10</math></b>	<b><math>P_9 = 357.32</math></b>	<b><math>M_8 = 892.77</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.249  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.577  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 37.89$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.20$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 319.43$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.53$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.126$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 4.79

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.380$ . La spinta risulta applicata al 40.4% dell'altezza.

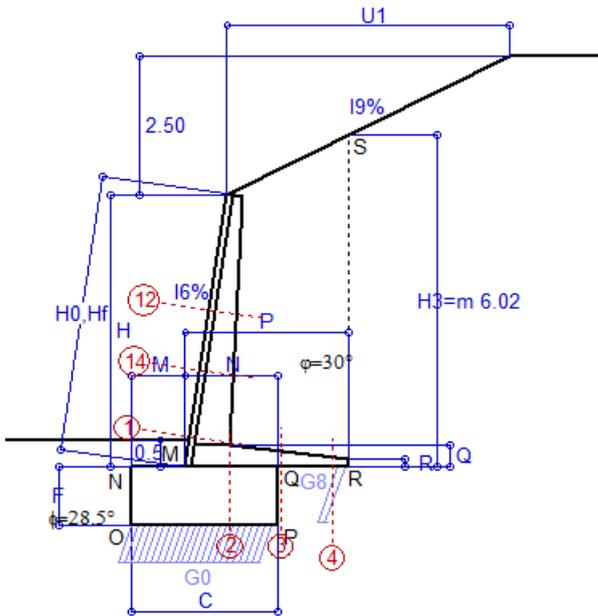
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	140.9	48.5	73.1	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	147	4.38	38	<b>0.102</b>
2	97.6	0.0	127.0	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	137	6.12	41	<b>0.106</b>
3	60.4	0.0	98.7	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	160	7.67	41	<b>0.141</b>
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	18.7	13.4	5.70	5.34	34	1.39	41	<b>0.000</b>
12	20.7	16.4	18.7	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	75	1.95	38	<b>0.000</b>
14	62.7	30.5	41.8	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	106	3.21	38	<b>0.054</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 4.95$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.94$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.407$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.421$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
117.30	358.52	44.11	169.81
0.00	0.00	39.78	78.00
0.00	0.00	205.19	556.23
5.73	1.58	0.00	0.00
0.00	0.00	68.25	88.72
<b><math>S_9 = 123.03</math></b>	<b><math>M_9 = 360.10</math></b>	<b><math>P_9 = 357.32</math></b>	<b><math>M_8 = 892.77</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.249  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.577  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 37.89$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.20$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 319.43$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.53$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.126$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

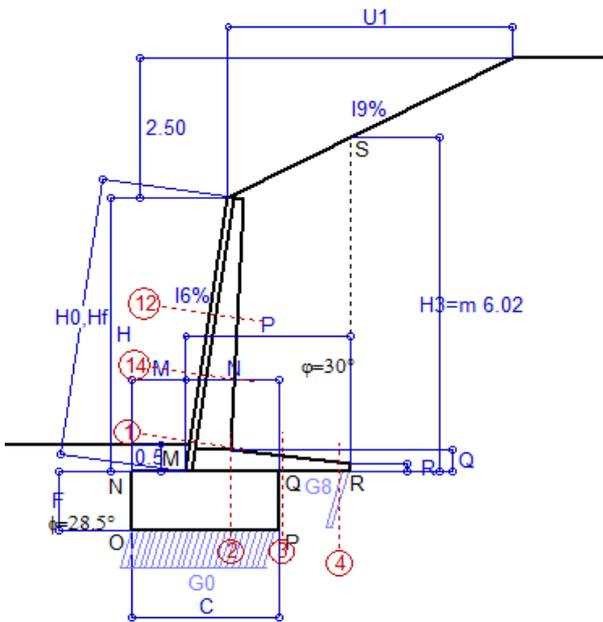
Freccia in cima al pannello mm 4.79

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.380$ . La spinta risulta applicata al 40.4% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	140.9	48.5	73.1	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	147	4.38	38	<b>0.102</b>
2	97.6	0.0	127.0	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	137	6.12	41	<b>0.106</b>
3	60.4	0.0	98.7	125.0	29.9	24.7	16.55	5.34	160	7.67	41	<b>0.141</b>
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	18.7	13.4	5.70	5.34	34	1.39	41	<b>0.000</b>
12	20.7	16.4	18.7	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	75	1.95	38	<b>0.000</b>
14	62.7	30.5	41.8	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	106	3.21	38	<b>0.054</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

- $H_m = 4.95$  m
- $C = 2.60$  m
- $F = 1.05$  m
- $M = 0.95$  m
- $N = 1.65$  m
- $P = 2.90$  m
- $Q = 0.41$  m
- $U_1 = 5.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u50NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 5.00$  m
- $H = 4.94$  m
- $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\phi = 30^\circ$
- $R_0 = 0.543$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 50.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$
- $I_6 = 15.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.433$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 6.02$  m
- $O_3 = 22.96^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.433$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.78$
- (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	122.9	375.6	52.1	200.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	2.4	39.2	76.9
Peso terra e sovraccarico x 1	5.7	21.9	202.3	548.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.6	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.9	1.0	67.3	87.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-29.4*	-15.2*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 138.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 402.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 360.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 913.4</b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 26.2$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 334.7$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.129$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 16.8^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (360.9 * 0.543 + 29.4) / 1.0 = 225.4 > E_d = 138.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 141$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 127$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Freccia in cima al pannello mm 6.22

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.417$ . La spinta risulta applicata al 41.0% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	157.7	<b>157.7</b>	51.3	<b>57.4</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.8</b>	<b>229.3</b>	
2	117.3	<b>117.3</b>	0.0	<b>99.9</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>	
3	78.2	<b>78.2</b>	0.0	<b>74.5</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>	
4	-1.1	<b>-1.1</b>	0.0	<b>1.2</b>	17.5	12.2	125.0	125.0	-	2.94	5.15	5.34	0.00	<b>-30.8</b>	<b>75.1</b>	
12	24.2	<b>28.1</b>	17.5	<b>16.3</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.34	6.28	4.59	3.96	<b>103.1</b>	<b>64.8</b>	
14	71.4	<b>80.3</b>	32.3	<b>33.6</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.5</b>	<b>75.3</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

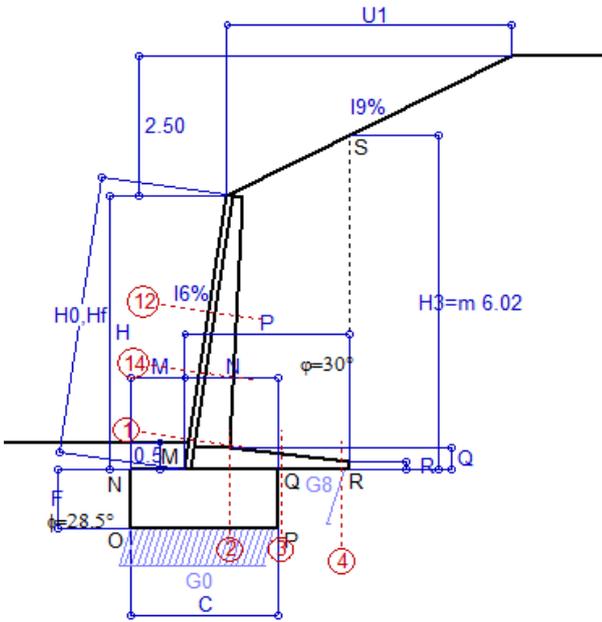
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

## Dati

$H_m = 4.95$  m  
 $C = 2.60$  m  
 $F = 1.05$  m  
 $M = 0.95$  m  
 $N = 1.65$  m  
 $P = 2.90$  m  
 $Q = 0.41$  m  
 $U_1 = 5.0$  m  
 $R = 0.15$  m

## Acceleraz. orizz. al suolo

### Prefabbricato tipo u50NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 5.00$  m  
 $H = 4.94$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $I_9 = 50.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.448$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 6.02$  m  
 $O_3 = 23.97^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.453$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.75$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	126.1	385.3	56.1	215.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	3.6	38.9	76.4
Peso terra e sovraccarico x 1	8.5	32.8	200.9	544.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.3	1.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.8	1.5	66.8	86.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-29.1*	-15.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>146.4</b>	<b>425.1</b>	<b>362.8</b>	<b>923.7</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 19.5$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.10$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 343.3$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.60$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.132$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 17.9^\circ$   
**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (923.7 + 15) / 1.0 = 938.8 > E_d = 425.1$   
**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (555.7) / 1.0 = 555.7 > E_d = 278.6$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 142$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 134$  kN

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 6.67

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.437$ . La spinta risulta applicata al 41.3% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN
1	167.3	<b>167.3</b>	52.8	<b>60.2</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.85	14.51	4.59	7.85	<b>367.1</b>	<b>228.4</b>
2	128.4	<b>128.4</b>	0.0	<b>104.5</b>	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	<b>278.2</b>	<b>253.5</b>
3	88.7	<b>88.7</b>	0.0	<b>78.7</b>	29.9	24.7	125.0	125.0	-	5.06	16.55	5.34	9.85	<b>147.3</b>	<b>166.7</b>
4	-0.6	<b>-0.6</b>	0.0	<b>0.7</b>	16.8	11.5	125.0	125.0	-	2.84	4.85	5.34	0.00	<b>-29.2</b>	<b>72.4</b>
12	26.4	<b>30.5</b>	18.1	<b>17.6</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.34	6.28	4.59	3.96	<b>103.1</b>	<b>64.4</b>
14	76.5	<b>85.8</b>	33.3	<b>35.5</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.7</b>	<b>74.8</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $Med = Medu$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u50NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Unità ALF (alluvioni a grana fine)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$ 0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

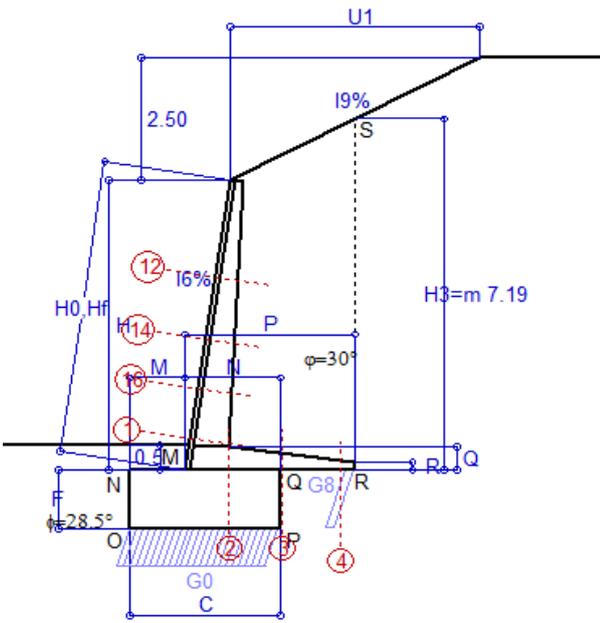
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.05	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>422.4</b>	<b>334.7</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	19.00°	16.78°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	145.4	100.9
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.60	2.60
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.30	1.30
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.55	1.55
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>214.72</b>	<b>239.25</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.43	0.49
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.19	1.19
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.39	0.45
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>115.95</b>	<b>137.63</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.28	0.34
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.331	0.377
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>614.1</b>	<b>816.6</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	422.4	334.7
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_1 = 5.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.384$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 7.19$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 18.87^\circ$
	$K_3 = 0.403$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	207.4	745.6	70.9	318.9
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	155.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	376.2	1,188.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	8.7	2.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	175.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 216.1</math></b>	<b><math>M_9 = 748.4</math></b>	<b><math>P_9 = 631.6</math></b>	<b><math>M_8 = 1,837.9</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 57.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 574.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.192$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.9^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (631.6 * 0.543) / 1.1 = 311.8$	$> Ed = 216.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1837.9) / 1.15 = 1598.1$	$> Ed = 748.4$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1096.3) / 1.15 = 953.3$	$> Ed = 496.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 241$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 216$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.368$ . La spinta risulta applicata al 39.8% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 11.13

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{EdU}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	306.9	<b>306.9</b>	85.1	<b>93.9</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.46	20.80	4.59	8.58	<b>594.1</b>	<b>273.4</b>
2	224.2	<b>224.2</b>	0.0	<b>173.3</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>
3	148.0	<b>148.0</b>	0.0	<b>121.1</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>
4	-4.0	<b>-4.0</b>	0.0	<b>4.2</b>	18.9	13.5	125.0	125.0	-	3.67	8.29	6.16	0.00	<b>-39.8</b>	<b>84.5</b>
12	23.5	<b>27.8</b>	19.9	<b>16.6</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.32	6.28	4.59	3.96	<b>100.2</b>	<b>61.8</b>
14	86.1	<b>97.7</b>	41.0	<b>40.7</b>	60.1	51.4	116.9	16.9	73°, 1.0	4.94	12.57	4.59	3.96	<b>250.7</b>	<b>73.4</b>
16	177.7	<b>200.4</b>	62.0	<b>65.5</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.43	18.25	4.59	5.07	<b>438.2</b>	<b>113.6</b>

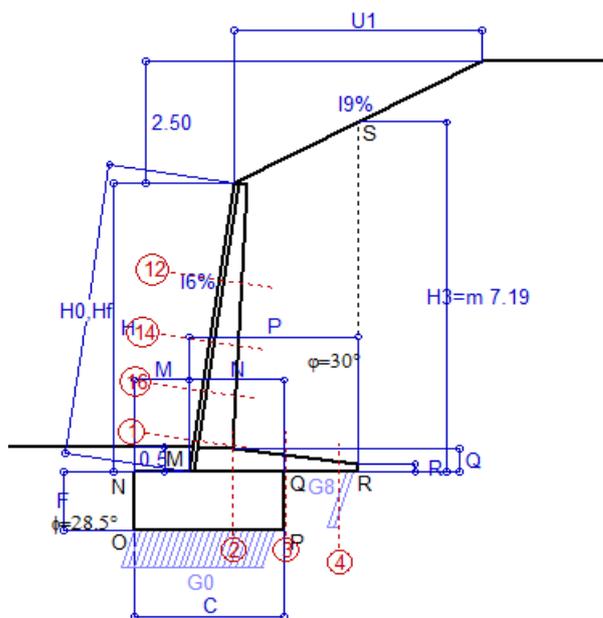
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

### Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.384$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.403$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
159.53	573.53	54.51	245.31
0.00	0.00	51.89	119.40
0.00	0.00	289.42	914.03
6.68	2.17	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b><math>S_9 = 166.22</math></b>	<b><math>M_9 = 575.70</math></b>	<b><math>P_9 = 485.82</math></b>	<b><math>M_8 = 1,413.74</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.207  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.587  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 55.20$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 430.62$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.87$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.150$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 18.9^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 7.70

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.368$ . La spinta risulta applicata al 39.8% dell'altezza.

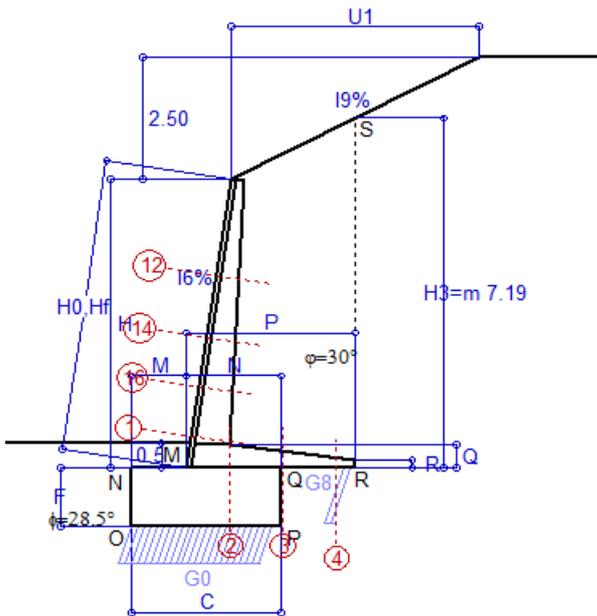
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	237.3	65.5	103.6	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	154	5.24	40	<b>0.113</b>
2	164.7	0.0	190.2	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	145	6.89	42	<b>0.144</b>
3	95.6	0.0	134.3	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	160	8.34	42	<b>0.165</b>
4	-4.9	0.0	0.0	125.0	19.9	14.5	8.82	6.16	53	2.29	42	<b>0.000</b>
12	18.2	15.3	17.0	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	68	1.81	38	<b>0.000</b>
14	66.6	31.6	43.7	116.9	60.1	51.4	12.57	4.59	101	3.21	38	<b>0.052</b>
16	137.4	47.7	71.8	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	120	4.14	38	<b>0.078</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.384$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.403$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
159.53	573.53	54.51	245.31
0.00	0.00	51.89	119.40
0.00	0.00	289.42	914.03
6.68	2.17	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b><math>S_9 = 166.22</math></b>	<b><math>M_9 = 575.70</math></b>	<b><math>P_9 = 485.82</math></b>	<b><math>M_8 = 1,413.74</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.207  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.587  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 55.20$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 430.62$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.87$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.150$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 18.9^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 7.70

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.368$ . La spinta risulta applicata al 39.8% dell'altezza.

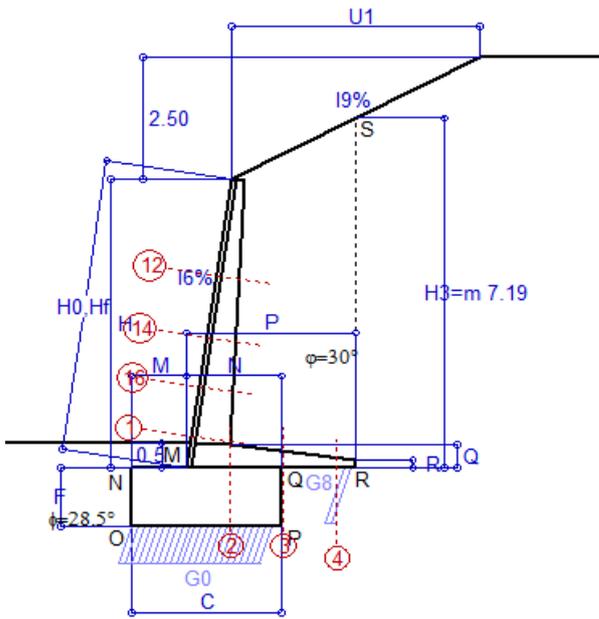
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	237.3	65.5	103.6	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	154	5.24	40	<b>0.113</b>
2	164.7	0.0	190.2	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	145	6.89	42	<b>0.144</b>
3	95.6	0.0	134.3	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	160	8.34	42	<b>0.165</b>
4	-4.9	0.0	0.0	125.0	19.9	14.5	8.82	6.16	53	2.29	42	<b>0.000</b>
12	18.2	15.3	17.0	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	68	1.81	38	<b>0.000</b>
14	66.6	31.6	43.7	116.9	60.1	51.4	12.57	4.59	101	3.21	38	<b>0.052</b>
16	137.4	47.7	71.8	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	120	4.14	38	<b>0.078</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 5.93$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.93$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.384$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.403$

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
159.53	573.53	54.51	245.31
0.00	0.00	51.89	119.40
0.00	0.00	289.42	914.03
6.68	2.17	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
<b><math>S_9 = 166.22</math></b>	<b><math>M_9 = 575.70</math></b>	<b><math>P_9 = 485.82</math></b>	<b><math>M_8 = 1,413.74</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.207  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.587  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 55.20$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.24$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 430.62$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.87$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.150$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 18.9^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

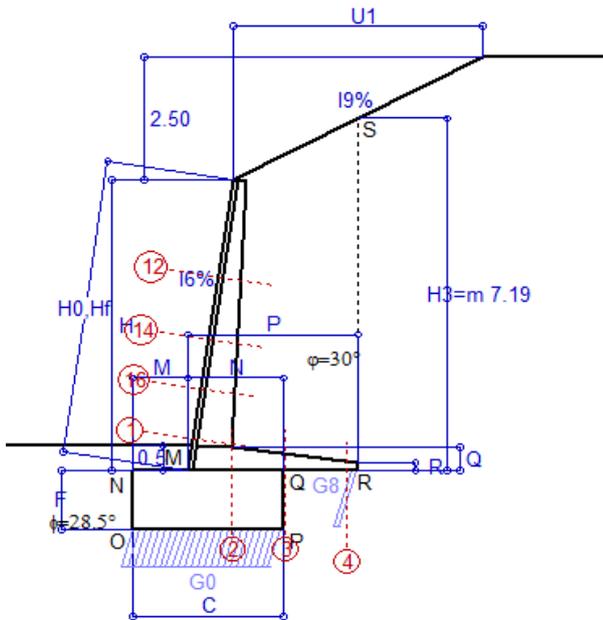
Freccia in cima al pannello mm 7.70

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.368$ . La spinta risulta applicata al 39.8% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	237.3	65.5	103.6	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	154	5.24	40	<b>0.113</b>
2	164.7	0.0	190.2	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	145	6.89	42	<b>0.144</b>
3	95.6	0.0	134.3	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	160	8.34	42	<b>0.165</b>
4	-4.9	0.0	0.0	125.0	19.9	14.5	8.82	6.16	53	2.29	42	<b>0.000</b>
12	18.2	15.3	17.0	115.1	47.1	40.3	6.28	4.59	68	1.81	38	<b>0.000</b>
14	66.6	31.6	43.7	116.9	60.1	51.4	12.57	4.59	101	3.21	38	<b>0.052</b>
16	137.4	47.7	71.8	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	120	4.14	38	<b>0.078</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

- $H_m = 5.93$  m
- $C = 3.00$  m
- $F = 1.20$  m
- $M = 1.10$  m
- $N = 1.90$  m
- $P = 3.40$  m
- $Q = 0.48$  m
- $U_1 = 5.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u60NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro
- Scarpa della facciata del pannello

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 6.00$  m
- $H = 5.93$  m
- $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\phi = 30^\circ$
- $R_0 = 0.543$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 50.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$
- $I_6 = 15.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.407$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 7.19$  m
- $O_3 = 21.41^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.422$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.78$
- (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	166.3	597.7	65.2	293.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.4	3.6	51.2	117.7
Peso terra e sovraccarico x 1	8.0	36.3	285.4	901.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.8	2.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.5	1.5	88.8	133.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-35.3*	-20.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 186.0</b>	<b>M<sub>9</sub> = 641.5</b>	<b>P<sub>9</sub> = 490.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1,445.6</b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 34.6$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 456.0$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.152$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 17.1^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (490.5 * 0.543 + 35.3) / 1.0 = 301.7 > E_d = 186$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 194$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 173$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Freccia in cima al pannello mm 9.67

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.401$ . La spinta risulta applicata al 40.3% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	263.0	<b>263.0</b>	69.1	<b>78.9</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.39	20.80	4.59	8.58	<b>590.5</b>	<b>280.3</b>	
2	198.6	<b>198.6</b>	0.0	<b>146.5</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>	
3	131.9	<b>131.9</b>	0.0	<b>98.8</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>	
4	-1.8	<b>-1.8</b>	0.0	<b>2.1</b>	18.0	12.6	125.0	125.0	-	3.62	7.83	6.16	0.00	<b>-37.5</b>	<b>80.7</b>	
12	21.4	<b>25.1</b>	16.4	<b>15.0</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.30	6.28	4.59	3.96	<b>99.8</b>	<b>62.8</b>	
14	75.8	<b>85.7</b>	33.5	<b>34.9</b>	60.1	51.4	116.9	16.9	73°, 1.0	4.90	12.57	4.59	3.96	<b>249.5</b>	<b>76.0</b>	
16	153.8	<b>173.1</b>	50.4	<b>55.5</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.38	18.25	4.59	5.07	<b>436.1</b>	<b>117.8</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

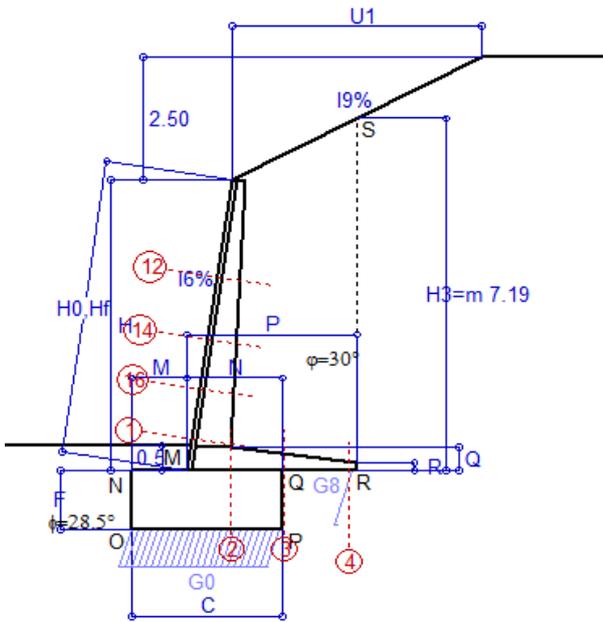
programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 5.93$  m  
 $C = 3.00$  m  
 $F = 1.20$  m  
 $M = 1.10$  m  
 $N = 1.90$  m  
 $P = 3.40$  m  
 $Q = 0.48$  m  
 $U_1 = 5.0$  m  
 $R = 0.15$  m

### Acceleraz. orizz. al suolo

#### Prefabbricato tipo u60NM

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$

$H_0 = 6.00$  m  
 $H = 5.93$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.57$   
 $I_9 = 50.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0.420$   
 $H_3 = 7.19$  m  
 $O_3 = 22.53^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.440$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.75$

(Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	170.1	611.6	70.5	317.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.2	5.4	50.8	116.9
Peso terra e sovraccarico x 1	12.0	54.5	283.4	895.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.5	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.2	88.1	132.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-35.0*	-19.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 196.6</b>	<b>M<sub>9</sub> = 676.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 492.9</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1,461.6</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 25.8$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.11$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 467.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 3.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.156$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 18.1^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (1461.6 + 19.8) / 1.0 = 1481.4 > E_d = 676.3$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (884.2) / 1.0 = 884.2 > E_d = 450.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 196$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 183$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 10.32

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.418$ . La spinta risulta applicata al 40.6% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$	
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	KN.m	KN		
1	277.6	<b>277.6</b>	71.0	<b>82.4</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.40	20.80	4.59	8.58	<b>590.9</b>	<b>279.1</b>	
2	215.5	<b>215.5</b>	0.0	<b>152.7</b>	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	<b>443.0</b>	<b>312.9</b>	
3	148.2	<b>148.2</b>	0.0	<b>103.2</b>	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	11.53	<b>230.7</b>	<b>197.7</b>	
4	-1.0	<b>-1.0</b>	0.0	<b>1.2</b>	17.2	11.8	125.0	125.0	-	3.59	7.43	6.16	0.00	<b>-35.5</b>	<b>77.3</b>	
12	23.3	<b>27.3</b>	16.9	<b>16.1</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.59	3.96	<b>99.9</b>	<b>62.5</b>	
14	81.1	<b>91.6</b>	34.5	<b>36.9</b>	60.1	51.4	116.9	16.9	73°, 1.0	4.91	12.57	4.59	3.96	<b>249.7</b>	<b>75.5</b>	
16	163.3	<b>183.4</b>	51.8	<b>58.1</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.38	18.25	4.59	5.07	<b>436.4</b>	<b>117.1</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u60NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Unità ALF (alluvioni a grana fine)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$ 0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

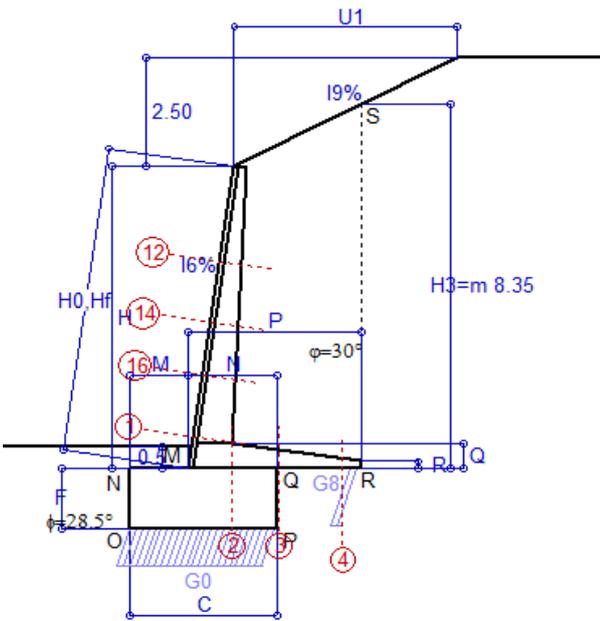
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.20	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>574.6</b>	<b>456.0</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	18.89°	17.07°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	196.6	140.0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.00	3.00
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.50	1.50
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.70	1.70
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>235.30</b>	<b>256.25</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.43	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.39	0.44
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>135.12</b>	<b>154.98</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.28	0.33
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.370	0.411
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>793.8</b>	<b>1028.1</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	574.6	456.0
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_1 = 5.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.366$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 8.35$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 17.24^\circ$
	$K_3 = 0.388$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	269.5	1,127.5	83.6	435.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	229.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	504.4	1,844.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	10.1	4.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	150.1	247.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 279.6</math></b>	<b><math>M_9 = 1,131.6</math></b>	<b><math>P_9 = 823.4</math></b>	<b><math>M_8 = 2,756.0</math></b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 90.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$Q_8 = 0.26$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 733.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.222$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.8^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (823.4 * 0.543) / 1.1 = 406.4$	$> Ed = 279.6$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (2756) / 1.15 = 2396.5$	$> Ed = 1131.6$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1633.1) / 1.15 = 1420.1$	$> Ed = 750.2$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 312$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 271$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').  
Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.357$ . La spinta risulta applicata al 39.3% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 15.90

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{EdU}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	474.6	<b>474.6</b>	109.9	<b>123.5</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.93	26.61	4.59	9.25	<b>852.4</b>	<b>327.3</b>
2	358.2	<b>358.2</b>	0.0	<b>237.6</b>	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	<b>650.2</b>	<b>378.6</b>
3	245.0	<b>245.0</b>	0.0	<b>161.2</b>	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	12.07	<b>372.3</b>	<b>237.3</b>
4	-9.5	<b>-9.5</b>	0.0	<b>9.2</b>	20.8	15.3	125.0	125.0	-	3.87	9.81	7.10	0.00	<b>-48.4</b>	<b>96.4</b>
12	31.0	<b>35.5</b>	23.2	<b>20.3</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.65	7.60	4.59	3.96	<b>126.0</b>	<b>64.8</b>
14	112.6	<b>127.1</b>	47.6	<b>48.9</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.62	15.21	4.59	3.96	<b>329.8</b>	<b>77.7</b>
16	241.9	<b>272.1</b>	74.0	<b>79.7</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.45	22.81	4.59	5.07	<b>589.4</b>	<b>120.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

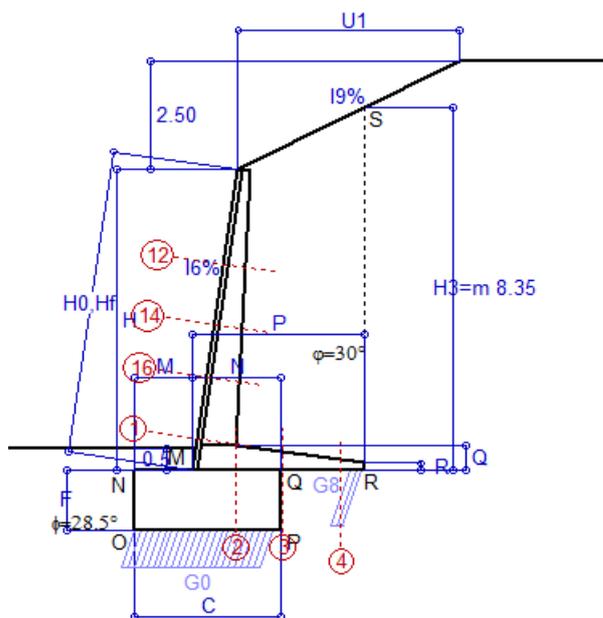
Nelle sezioni 1 e 2  $M_{ed} = M_{edu}$  perché  $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a_1 = 0$  perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.3

Norma: Italia D.M 17/1/2018

## Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

### Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . .	$l_6 = 15.0$ %

### Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.366$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.388$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
207.31	867.30	64.35	334.60
0.00	0.00	65.50	176.35
0.00	0.00	388.01	1,418.48
7.76	3.15	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
<b><math>S_9 = 215.07</math></b>	<b><math>M_9 = 870.45</math></b>	<b><math>P_9 = 633.36</math></b>	<b><math>M_8 = 2,120.00</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.177  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.599  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 86.40$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.33$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 546.96$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 3.13$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.175$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 18.8^\circ$

### Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 11.08

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.357$ . La spinta risulta applicata al 39.3% dell'altezza.

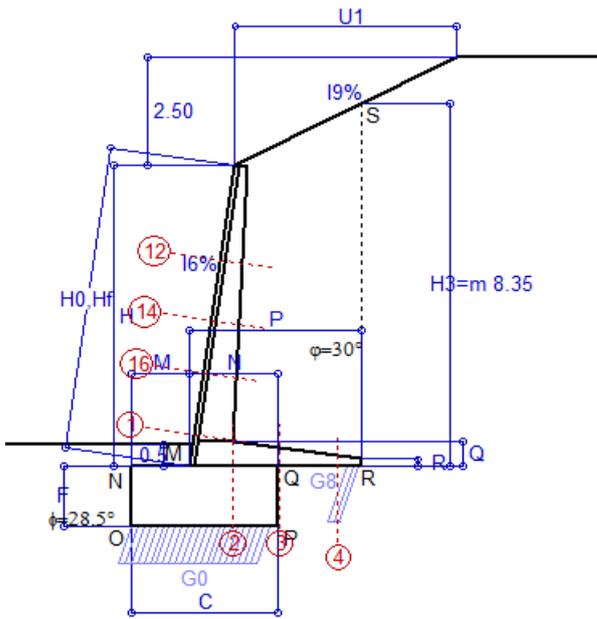
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	367.2	84.5	138.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	165	6.23	40	<b>0.127</b>
2	260.3	0.0	264.9	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	156	7.77	42	<b>0.175</b>
3	154.5	0.0	182.1	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	160	8.75	42	<b>0.180</b>
4	-11.4	0.0	0.0	125.0	22.3	16.8	10.69	7.10	96	4.01	42	<b>0.000</b>
12	24.0	17.9	20.9	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	71	2.02	38	<b>0.000</b>
14	87.1	36.7	52.6	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	100	3.36	38	<b>0.060</b>
16	187.3	56.9	88.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	121	4.58	38	<b>0.083</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.366$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.388$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
207.31	867.30	64.35	334.60
0.00	0.00	65.50	176.35
0.00	0.00	388.01	1,418.48
7.76	3.15	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
<b><math>S_9 = 215.07</math></b>	<b><math>M_9 = 870.45</math></b>	<b><math>P_9 = 633.36</math></b>	<b><math>M_8 = 2,120.00</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.177  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.599  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 86.40$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.33$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 546.96$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 3.13$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.175$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 18.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 11.08

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.357$ . La spinta risulta applicata al 39.3% dell'altezza.

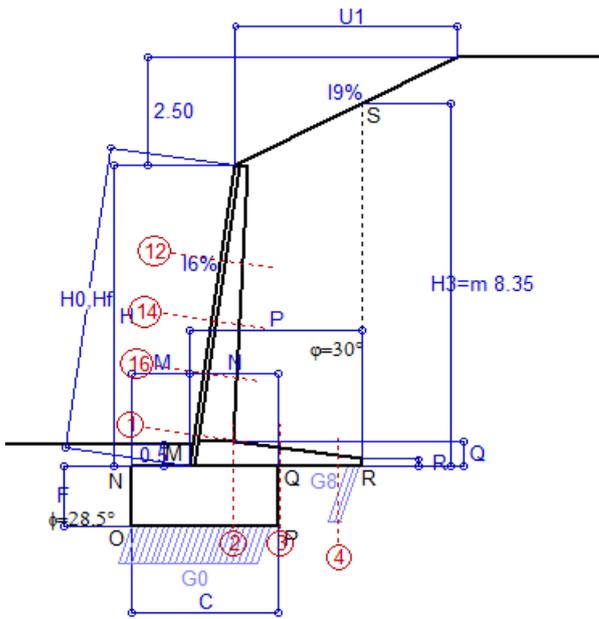
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	367.2	84.5	138.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	165	6.23	40	<b>0.127</b>
2	260.3	0.0	264.9	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	156	7.77	42	<b>0.175</b>
3	154.5	0.0	182.1	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	160	8.75	42	<b>0.180</b>
4	-11.4	0.0	0.0	125.0	22.3	16.8	10.69	7.10	96	4.01	42	<b>0.000</b>
12	24.0	17.9	20.9	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	71	2.02	38	<b>0.000</b>
14	87.1	36.7	52.6	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	100	3.36	38	<b>0.060</b>
16	187.3	56.9	88.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	121	4.58	38	<b>0.083</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 6.92$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.92$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.366$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.388$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
207.31	867.30	64.35	334.60
0.00	0.00	65.50	176.35
0.00	0.00	388.01	1,418.48
7.76	3.15	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
<b><math>S_9 = 215.07</math></b>	<b><math>M_9 = 870.45</math></b>	<b><math>P_9 = 633.36</math></b>	<b><math>M_8 = 2,120.00</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.177  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.599  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 86.40$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.33$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 546.96$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 3.13$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.175$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 18.8^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 11.08

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').  
 Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.357$ . La spinta risulta applicata al 39.3% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	367.2	84.5	138.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	165	6.23	40	<b>0.127</b>
2	260.3	0.0	264.9	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	156	7.77	42	<b>0.175</b>
3	154.5	0.0	182.1	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	160	8.75	42	<b>0.180</b>
4	-11.4	0.0	0.0	125.0	22.3	16.8	10.69	7.10	96	4.01	42	<b>0.000</b>
12	24.0	17.9	20.9	115.3	49.1	42.3	7.60	4.59	71	2.02	38	<b>0.000</b>
14	87.1	36.7	52.6	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	100	3.36	38	<b>0.060</b>
16	187.3	56.9	88.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	121	4.58	38	<b>0.083</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione





## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u70NM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Unità ALF (alluvioni a grana fine)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$ 0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

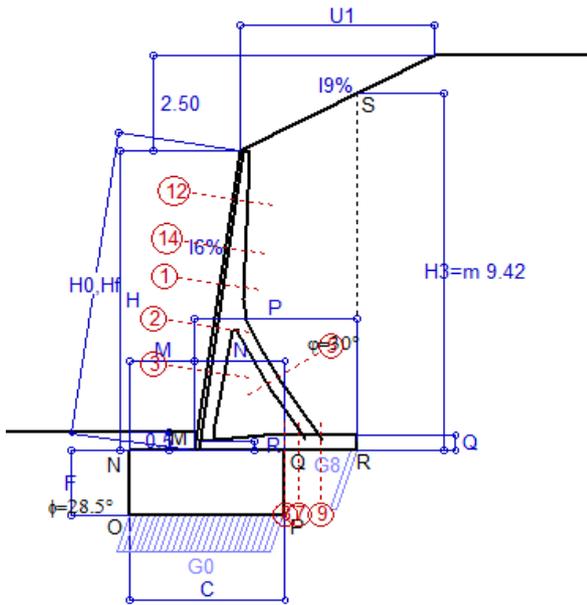
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.40	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>733.0</b>	<b>582.1</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	18.76°	17.03°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	248.9	178.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.30	3.30
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.65	1.65
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.90	1.90
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>265.64</b>	<b>287.71</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.44	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.40	0.45
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>150.38</b>	<b>171.06</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.29	0.33
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.416	0.459
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>980.6</b>	<b>1261.6</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	733.0	582.1
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30.00^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_1 = 5.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.357$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 9.42$ m
	$O_3 = 16.29^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.380$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.3	335.5	1,623.4	98.0	573.5
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	94.9	299.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	616.1	2,580.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	20.2	8.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 355.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,632.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,030.1</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3,895.4</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 63.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.16$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 966.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.242$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 19.1^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1030.1 * 0.543) / 1.1 = 508.5$	$> Ed = 355.7$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (3895.4) / 1.15 = 3387.3$	$> Ed = 1632$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2118.4) / 1.15 = 1842.1$	$> Ed = 1053.1$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 404$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 341$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').  
Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.394$ . La spinta risulta applicata al 41.6% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 1.59

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	91.6	<b>105.9</b>	43.5	<b>43.2</b>	63.3	56.2	120.8	20.5	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	<b>276.0</b>	<b>81.7</b>
2	63.3	<b>73.2</b>	405.1	<b>-102.4</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.62	6.57	6.50	10.44	<b>195.9</b>	<b>-174.9</b>
3	-36.0	<b>-36.0</b>	434.3	<b>-40.5</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	13.79	4.02	6.50	4.54	<b>-195.5</b>	<b>-83.6</b>
5	-6.1	<b>-6.1</b>	-400.2	<b>11.5</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.36	9.11	10.05	6.60	<b>-46.3</b>	<b>64.6</b>
7	61.3	<b>62.8</b>	208.9	<b>-60.3</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	5.89	13.26	6.47	13.35	<b>206.8</b>	<b>-208.4</b>
8	64.6	<b>64.6</b>	208.9	<b>0.0</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	5.22	9.24	6.47	6.98	<b>157.7</b>	<b>205.6</b>
9	127.7	<b>127.7</b>	0.0	<b>134.6</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	4.97	13.26	3.08	9.82	<b>172.9</b>	<b>180.9</b>
12	5.8	<b>7.1</b>	9.5	<b>5.6</b>	40.0	33.1	118.0	15.0	73°, 1.0	2.58	4.02	4.15	4.02	<b>54.4</b>	<b>55.6</b>
14	36.1	<b>42.9</b>	25.9	<b>23.0</b>	53.0	45.9	124.0	18.1	73°, 1.0	3.72	8.04	4.15	4.02	<b>145.0</b>	<b>71.1</b>

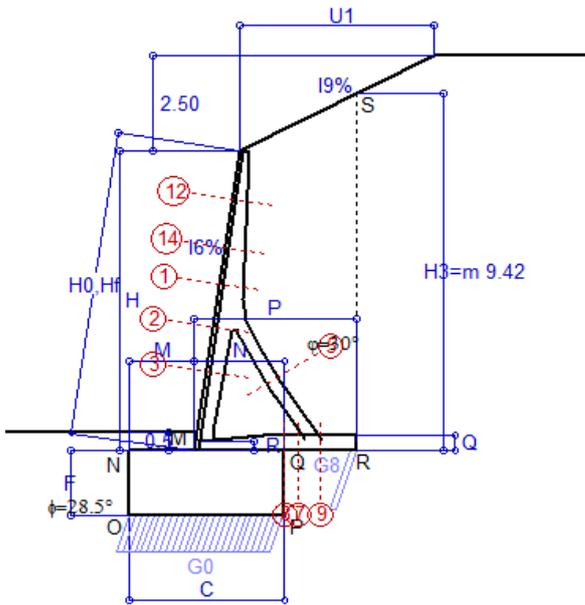
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.357$	$H_3 = 9.42$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.380$	

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
258.08	1,248.81	75.41	441.12
0.00	0.00	73.04	230.06
0.00	0.00	473.93	1,985.29
15.56	6.60	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 273.64</math></b>	<b><math>M_9 = 1,255.41</math></b>	<b><math>P_9 = 792.37</math></b>	<b><math>M_8 = 2,996.48</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.012  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.572  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 49.14$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.16$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 743.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 4.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.186$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.1^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.35

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.394$ . La spinta risulta applicata al 41.6% dell'altezza.

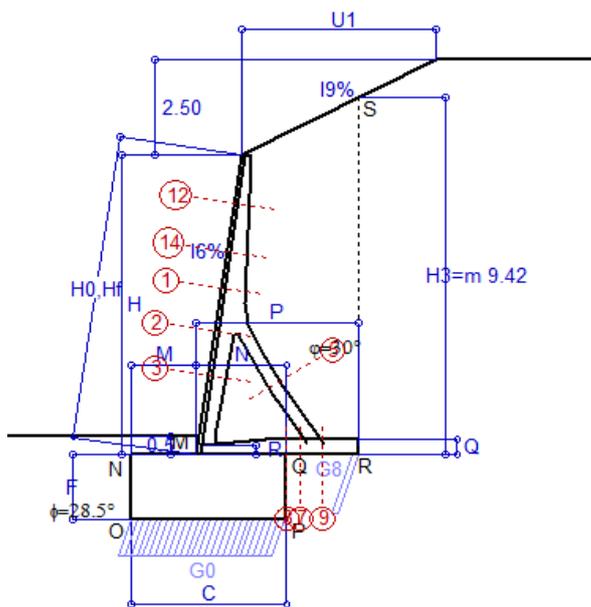
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi$ Staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	70.8	33.5	45.5	120.8	63.3	56.2	12.60	4.15	97	2.92	38	<b>0.000</b>
2	49.9	317.3	-78.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	22	3.27	38	<b>0.000</b>
3	-27.3	341.4	-31.1	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-6	4.14	38	<b>0.000</b>
5	-3.8	-307.8	9.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	174	0.00	38	<b>0.090</b>
7	47.4	160.7	-46.4	125.0	40.0	35.1	13.26	6.47	49	3.41	40	<b>0.000</b>
8	49.8	160.7	0.0	125.0	40.0	35.1	9.24	6.47	75	4.12	40	<b>0.000</b>
9	98.5	0.0	103.8	125.0	40.0	35.1	13.26	3.08	225	7.82	40	<b>0.236</b>
12	4.5	7.3	5.5	118.0	40.0	33.1	4.02	4.15	30	0.75	38	<b>0.000</b>
14	27.9	19.9	23.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	72	1.93	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.357$	$H_3 = 9.42$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.380$	

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
258.08	1,248.81	75.41	441.12
0.00	0.00	73.04	230.06
0.00	0.00	473.93	1,985.29
15.56	6.60	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 273.64</math></b>	<b><math>M_9 = 1,255.41</math></b>	<b><math>P_9 = 792.37</math></b>	<b><math>M_8 = 2,996.48</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1	258.08
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	15.56
Peso della fondazione x 1	0.00
<i>*non sommati</i>	
<b>Totali</b>	

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.012  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.572  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 49.14$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.16$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 743.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 4.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.186$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.1^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 0.35

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.394$ . La spinta risulta applicata al 41.6% dell'altezza.

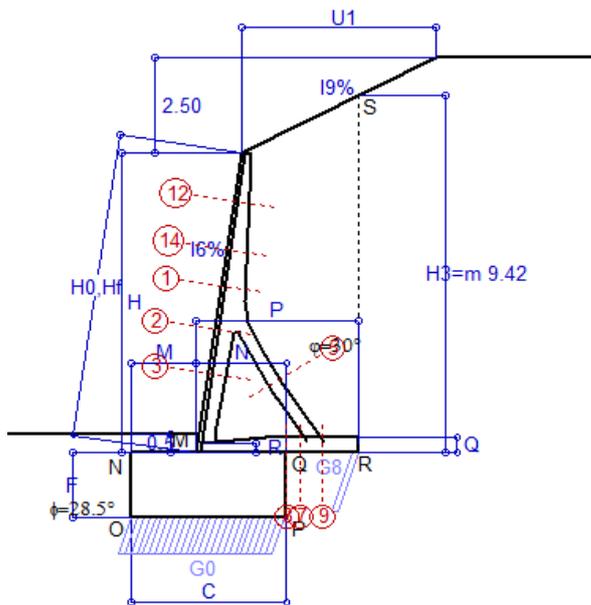
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi$ Staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	70.8	33.5	45.5	120.8	63.3	56.2	12.60	4.15	97	2.92	38	<b>0.000</b>
2	49.9	317.3	-78.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	22	3.27	38	<b>0.000</b>
3	-27.3	341.4	-31.1	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-6	4.14	38	<b>0.000</b>
5	-3.8	-307.8	9.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	174	0.00	38	<b>0.090</b>
7	47.4	160.7	-46.4	125.0	40.0	35.1	13.26	6.47	49	3.41	40	<b>0.000</b>
8	49.8	160.7	0.0	125.0	40.0	35.1	9.24	6.47	75	4.12	40	<b>0.000</b>
9	98.5	0.0	103.8	125.0	40.0	35.1	13.26	3.08	225	7.82	40	<b>0.236</b>
12	4.5	7.3	5.5	118.0	40.0	33.1	4.02	4.15	30	0.75	38	<b>0.000</b>
14	27.9	19.9	23.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	72	1.93	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.357$	$H_3 = 9.42$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.380$	

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
258.08	1,248.81	75.41	441.12
0.00	0.00	73.04	230.06
0.00	0.00	473.93	1,985.29
15.56	6.60	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
<b><math>S_9 = 273.64</math></b>	<b><math>M_9 = 1,255.41</math></b>	<b><math>P_9 = 792.37</math></b>	<b><math>M_8 = 2,996.48</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.012  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.572  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 49.14$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.16$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 743.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 4.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.186$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.1^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

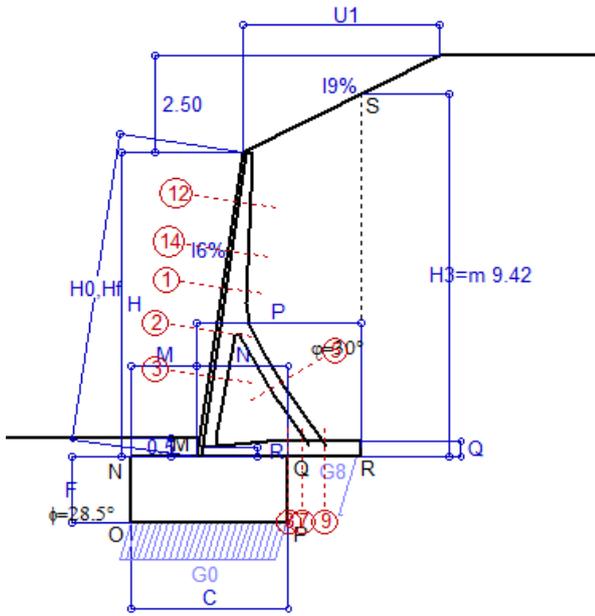
Freccia in cima al pannello mm 0.35

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.394$ . La spinta risulta applicata al 41.6% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi$ Staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	70.8	33.5	45.5	120.8	63.3	56.2	12.60	4.15	97	2.92	38	<b>0.000</b>
2	49.9	317.3	-78.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	22	3.27	38	<b>0.000</b>
3	-27.3	341.4	-31.1	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-6	4.14	38	<b>0.000</b>
5	-3.8	-307.8	9.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	174	0.00	38	<b>0.090</b>
7	47.4	160.7	-46.4	125.0	40.0	35.1	13.26	6.47	49	3.41	40	<b>0.000</b>
8	49.8	160.7	0.0	125.0	40.0	35.1	9.24	6.47	75	4.12	40	<b>0.000</b>
9	98.5	0.0	103.8	125.0	40.0	35.1	13.26	3.08	225	7.82	40	<b>0.236</b>
12	4.5	7.3	5.5	118.0	40.0	33.1	4.02	4.15	30	0.75	38	<b>0.000</b>
14	27.9	19.9	23.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	72	1.93	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

$H_m = 7.91$  m  
 $C = 4.00$  m  
 $F = 1.70$  m  
 $M = 1.65$  m  
 $N = 2.35$  m  
 $P = 4.20$  m  
 $Q = 0.40$  m  
 $U_1 = 5.0$  m  
 $R = 0.25$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u80TM**

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 8.00$  m  
 $H = 7.91$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $I_9 = 50.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.375$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 9.42$  m  
 $O_3 = 19.10^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.404$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.78$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	267.4	1,293.7	92.6	541.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.0	7.2	72.0	226.9
Peso terra e sovraccarico x 1	13.1	79.0	467.4	1,957.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	18.2	7.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.7	4.0	167.6	335.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-59.2*	-43.4*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 305.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,391.4</b>	<b>P<sub>9</sub> = 799.6</b>	<b>M<sub>8</sub> = 3,061.5</b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 35.0$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.12$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 764.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.00$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.191$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 17.1^\circ$   
**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (799.6 * 0.543 + 59.2) / 1.0 = 493.3 > E_d = 305.5$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 325$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 272$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.437$ . La spinta risulta applicata al 42.2% dell'altezza. Freccia in cima al pannello  $1.60$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	80.7	<b>92.9</b>	35.5	<b>37.2</b>	63.3	56.2	120.8	20.5	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	<b>274.6</b>	<b>84.7</b>	
2	57.4	<b>65.7</b>	345.9	<b>-85.2</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.37	6.57	6.50	10.44	<b>186.7</b>	<b>-177.7</b>	
3	-26.9	<b>-26.9</b>	371.2	<b>-34.6</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	12.15	4.02	6.50	4.54	<b>-182.9</b>	<b>-79.5</b>	
5	-4.7	<b>-4.7</b>	-337.8	<b>8.9</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.89	9.11	10.05	6.60	<b>-53.9</b>	<b>64.6</b>	
7	64.3	<b>65.4</b>	176.4	<b>-50.6</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	5.75	13.26	6.47	13.35	<b>201.6</b>	<b>-204.1</b>	
8	64.8	<b>64.8</b>	176.4	<b>0.0</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	5.07	9.24	6.47	6.98	<b>152.3</b>	<b>201.3</b>	
9	109.8	<b>109.8</b>	0.0	<b>123.6</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	4.97	13.26	3.08	9.82	<b>172.9</b>	<b>180.9</b>	
12	5.4	<b>6.6</b>	7.7	<b>5.3</b>	40.0	33.1	118.0	15.0	73°, 1.0	2.57	4.02	4.15	4.02	<b>54.3</b>	<b>55.9</b>	
14	32.6	<b>38.5</b>	21.2	<b>20.4</b>	53.0	45.9	124.0	18.1	73°, 1.0	3.70	8.04	4.15	4.02	<b>144.4</b>	<b>72.4</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

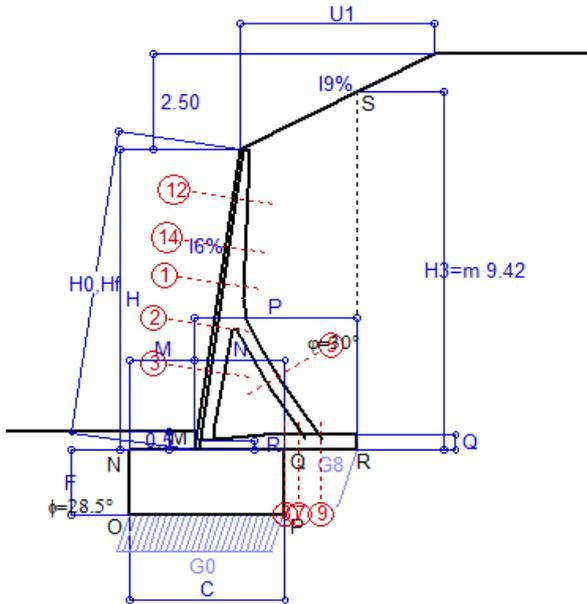
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 7.91$ m	<b>Acceleraz orizz. al suolo</b>	$a_g/g = 0.061$
$C = 4.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u80TM</b>	$H_0 = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.91$ m
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.35$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$P = 4.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$Q = 0.40$ m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.073$
$U_1 = 5.0$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.57$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.386$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 9.42$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 20.36^\circ$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_3 = 0.421$
(Dati: $\phi = 28.50^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$ )	$K_p = 2.75$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	272.8	1,319.8	101.2	592.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.0	10.8	71.5	225.3
Peso terra e sovraccarico x 1	19.7	118.6	464.1	1,944.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	19.9	8.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.1	6.0	166.5	332.9
Spinta passiva sulla fondaz. $S_p \times 0.5$	-58.6*	-43.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>322.5</b>	<b>1,463.4</b>	<b>803.3</b>	<b>3,094.3</b>

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza  $G_8$  necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di  $G_8$  sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 20.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.07$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 782.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.196$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.2^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (3094.3 + 43) / 1.0 = 3137.3 > E_d = 1463.4$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1710.6) / 1.0 = 1710.6 > E_d = 946.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 328$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 288$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.81

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.460$ . La spinta risulta applicata al 42.7% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	86.4	<b>99.2</b>	36.5	<b>39.2</b>	63.3	56.2	120.8	20.5	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	<b>274.8</b>	<b>84.1</b>
2	62.1	<b>70.9</b>	361.2	<b>-88.6</b>	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.44	6.57	6.50	10.44	<b>189.1</b>	<b>-177.2</b>
3	-26.3	<b>-26.3</b>	387.2	<b>-36.6</b>	44.3	39.3	22.5	22.5	-	12.56	4.02	6.50	4.54	<b>-186.2</b>	<b>-80.5</b>
5	-4.7	<b>-4.7</b>	-354.0	<b>8.9</b>	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.75	9.11	10.05	6.60	<b>-52.0</b>	<b>64.6</b>
7	83.9	<b>84.1</b>	184.8	<b>-44.7</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	5.79	13.26	6.47	13.35	<b>203.0</b>	<b>-205.2</b>
8	87.8	<b>87.8</b>	184.8	<b>0.0</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	5.11	9.24	6.47	6.98	<b>153.7</b>	<b>202.5</b>
9	120.4	<b>120.4</b>	0.0	<b>142.5</b>	40.0	35.1	125.0	125.0	-	4.97	13.26	3.08	9.82	<b>172.9</b>	<b>180.9</b>
12	6.0	<b>7.3</b>	8.0	<b>5.9</b>	40.0	33.1	118.0	15.0	73°, 1.0	2.58	4.02	4.15	4.02	<b>54.3</b>	<b>55.6</b>
14	35.4	<b>41.6</b>	21.9	<b>21.8</b>	53.0	45.9	124.0	18.1	73°, 1.0	3.70	8.04	4.15	4.02	<b>144.5</b>	<b>71.9</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $Med=Medu$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u80TM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Unità ALF (alluvioni a grana fine)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$ 0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

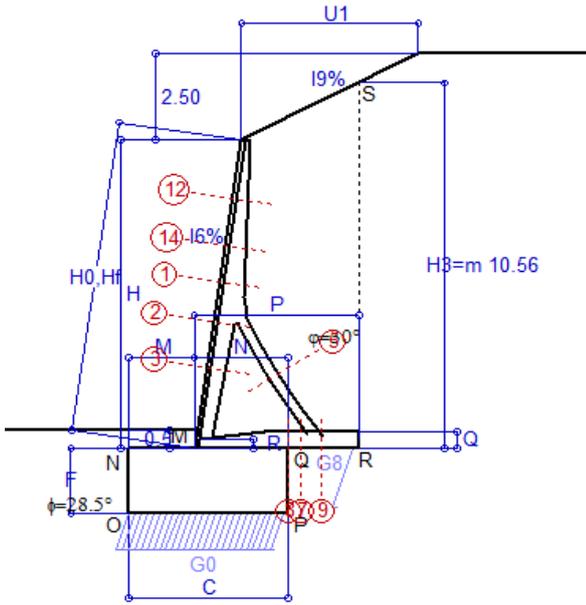
#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.70	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>966.2</b>	<b>764.7</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	19.05°	17.12°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	333.7	235.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.00	4.00
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.00	2.00
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.20	2.20
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>300.26</b>	<b>329.37</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.43	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.39	0.44
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>177.54</b>	<b>205.85</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.28	0.33
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.478	0.535
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1365.1</b>	<b>1784.0</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	966.2	764.7
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

# Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 1.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.85$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$U_1 = 5.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0\%$

## Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.346$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 10.56$ m
	$O_3 = 15.05^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.371$

## Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.3	411.0	2,227.2	110.5	718.4
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	112.2	395.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	767.7	3,575.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	26.1	12.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	277.9	625.2
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 437.1</b>	<b>M<sub>9</sub> = 2,239.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 1,268.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 5,314.8</b>

## Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 62.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1205.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.268$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 19.0^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1268.3 * 0.543) / 1.1 = 626.1$	$> Ed = 437.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (5314.8) / 1.15 = 4621.6$	$> Ed = 2239.3$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2857.3) / 1.15 = 2484.6$	$> Ed = 1446.3$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 504$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 424$ kN	

## Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.386$ . La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 2.83

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	142.0	<b>162.0</b>	55.6	<b>57.5</b>	69.3	62.3	121.1	20.8	73°, 1.0	6.04	16.46	4.84	5.03	<b>398.2</b>	<b>112.8</b>
2	101.7	<b>116.2</b>	501.5	<b>-123.8</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.52	8.23	8.64	10.77	<b>271.6</b>	<b>-199.4</b>
3	-38.9	<b>-38.9</b>	536.7	<b>-51.0</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	17.52	5.09	8.64	4.59	<b>-263.0</b>	<b>-99.9</b>
5	-8.7	<b>-8.7</b>	-497.2	<b>15.1</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.54	10.30	12.25	6.97	<b>-55.3</b>	<b>68.4</b>
7	101.1	<b>103.1</b>	259.5	<b>-70.2</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.91	16.62	7.60	13.64	<b>292.7</b>	<b>-241.6</b>
8	104.7	<b>104.7</b>	259.5	<b>0.0</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.15	12.06	7.60	6.66	<b>229.3</b>	<b>229.4</b>
9	180.5	<b>180.5</b>	0.0	<b>176.1</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.88	16.62	3.08	8.73	<b>245.7</b>	<b>207.0</b>
12	11.5	<b>14.1</b>	13.9	<b>9.8</b>	44.1	37.2	119.1	15.5	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	<b>76.0</b>	<b>60.1</b>
14	60.5	<b>70.9</b>	34.4	<b>32.9</b>	58.3	51.2	124.0	18.4	73°, 1.0	4.45	10.78	4.84	4.02	<b>215.0</b>	<b>73.6</b>

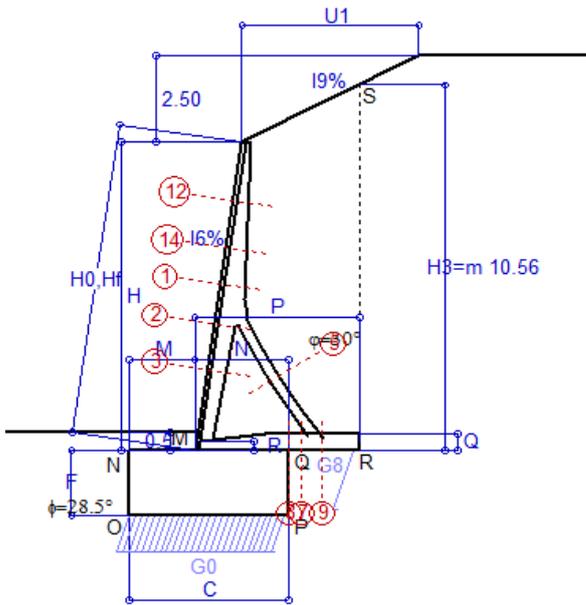
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché il momento flettente è già massimo

# Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$I_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.346$	$H_3 = 10.56$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.371$	

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
316.14	1,713.20	85.02	552.61
0.00	0.00	86.32	304.08
0.00	0.00	590.56	2,750.72
20.08	9.37	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 336.21</math></b>	<b><math>M_9 = 1,722.57</math></b>	<b><math>P_9 = 975.65</math></b>	<b><math>M_8 = 4,088.35</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.976  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.576  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 48.41$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.14$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 927.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.206$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.00

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.386$ . La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

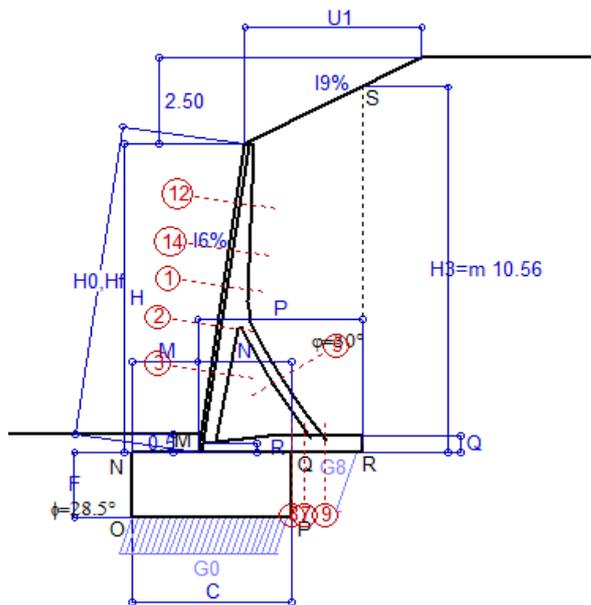
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi$ Staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	109.8	42.7	61.4	121.1	69.3	62.3	16.46	4.84	105	3.40	38	<b>0.054</b>
2	80.1	392.4	-96.7	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	39	4.25	38	<b>0.000</b>
3	-29.4	421.3	-39.2	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-8	4.20	38	<b>0.000</b>
5	-5.0	-382.4	11.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	178	0.00	38	<b>0.080</b>
7	78.1	199.7	-54.0	125.0	45.0	40.0	16.62	7.60	67	4.32	40	<b>0.000</b>
8	80.7	199.7	0.0	125.0	45.0	40.0	12.06	7.60	95	5.04	40	<b>0.000</b>
9	139.3	0.0	135.9	125.0	45.0	40.0	16.62	3.08	223	8.16	40	<b>0.261</b>
12	8.9	10.7	9.7	119.1	44.1	37.2	5.09	4.84	43	1.11	38	<b>0.000</b>
14	46.8	26.5	34.1	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	82	2.38	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 30^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R =$	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.346$	$H_3 = 10.56$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.371$	

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
316.14	1,713.20	85.02	552.61
0.00	0.00	86.32	304.08
0.00	0.00	590.56	2,750.72
20.08	9.37	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 336.21</math></b>	<b><math>M_9 = 1,722.57</math></b>	<b><math>P_9 = 975.65</math></b>	<b><math>M_8 = 4,088.35</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.976  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.576  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 48.41$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.14$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 927.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.206$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

Freccia in cima al pannello mm 1.00

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.386$ . La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

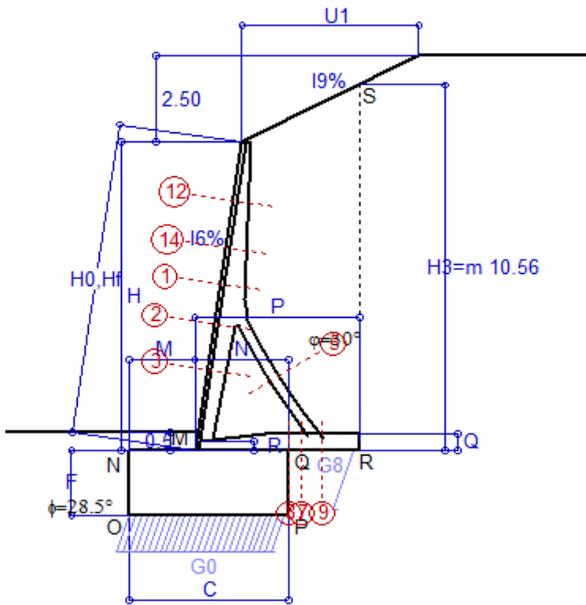
SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi$ Staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	109.8	42.7	61.4	121.1	69.3	62.3	16.46	4.84	105	3.40	38	<b>0.054</b>
2	80.1	392.4	-96.7	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	39	4.25	38	<b>0.000</b>
3	-29.4	421.3	-39.2	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-8	4.20	38	<b>0.000</b>
5	-5.0	-382.4	11.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	178	0.00	38	<b>0.080</b>
7	78.1	199.7	-54.0	125.0	45.0	40.0	16.62	7.60	67	4.32	40	<b>0.000</b>
8	80.7	199.7	0.0	125.0	45.0	40.0	12.06	7.60	95	5.04	40	<b>0.000</b>
9	139.3	0.0	135.9	125.0	45.0	40.0	16.62	3.08	223	8.16	40	<b>0.261</b>
12	8.9	10.7	9.7	119.1	44.1	37.2	5.09	4.84	43	1.11	38	<b>0.000</b>
14	46.8	26.5	34.1	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	82	2.38	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

# Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto



## Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$F = 1.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 17.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.54$
$U_1 = 5.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 50.00$ %
$R = 2.50$ m	Scarpa della facciata del pannello . . . . .	$l_6 = 15.0$ %

## Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.346$	$H_3 = 10.56$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.371$	

## SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
316.14	1,713.20	85.02	552.61
0.00	0.00	86.32	304.08
0.00	0.00	590.56	2,750.72
20.08	9.37	0.00	0.00
0.00	0.00	213.75	480.94
<b><math>S_9 = 336.21</math></b>	<b><math>M_9 = 1,722.57</math></b>	<b><math>P_9 = 975.65</math></b>	<b><math>M_8 = 4,088.35</math></b>

Spinta della terra su sez. R-S x 1  
 Peso struttura (parete+platea) x 1  
 Peso terra e sovraccarico x 1  
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1  
 Peso della fondazione x 1  
*\*non sommati*

**Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 1.976  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 1.576  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 48.41$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.14$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 927.23$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.206$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 19.0^\circ$

## Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>

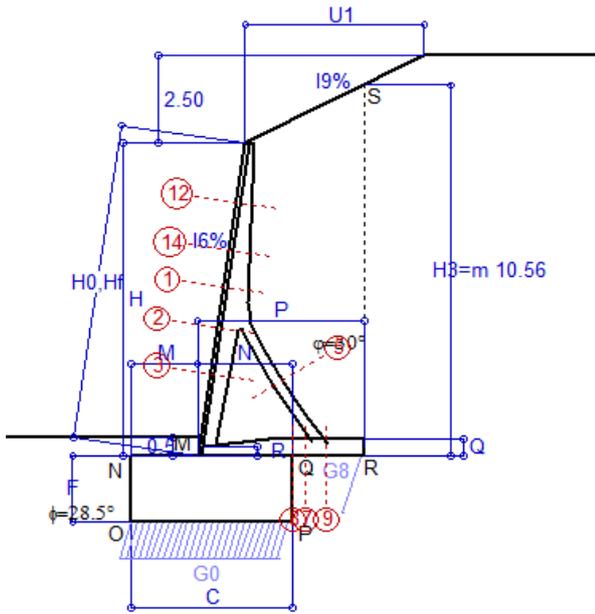
Freccia in cima al pannello mm 1.00

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Nota il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.386$ . La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. C+ $\Phi$ Staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	109.8	42.7	61.4	121.1	69.3	62.3	16.46	4.84	105	3.40	38	<b>0.054</b>
2	80.1	392.4	-96.7	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	39	4.25	38	<b>0.000</b>
3	-29.4	421.3	-39.2	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-8	4.20	38	<b>0.000</b>
5	-5.0	-382.4	11.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	178	0.00	38	<b>0.080</b>
7	78.1	199.7	-54.0	125.0	45.0	40.0	16.62	7.60	67	4.32	40	<b>0.000</b>
8	80.7	199.7	0.0	125.0	45.0	40.0	12.06	7.60	95	5.04	40	<b>0.000</b>
9	139.3	0.0	135.9	125.0	45.0	40.0	16.62	3.08	223	8.16	40	<b>0.261</b>
12	8.9	10.7	9.7	119.1	44.1	37.2	5.09	4.84	43	1.11	38	<b>0.000</b>
14	46.8	26.5	34.1	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	82	2.38	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 1.61^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.028$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.014$

**Dati**

$H_m = 8.90$  m  
 $C = 4.50$  m  
 $F = 1.90$  m  
 $M = 1.85$  m  
 $N = 2.65$  m  
 $P = 4.65$  m  
 $Q = 0.45$  m  
 $U_1 = 5.0$  m  
 $R = 0.25$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u90TM**

Altezza della terra contro il pannello  
 Sovraccarico sul rilevato (20%)  
 Angolo d'attrito della terra . . . . .  
 Coefficiente d'attrito della fondazione  
 Accelerazione massima locale  
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa  
 Pendenza del rilevato vicino al muro  
 Pendenza del rilevato lontano dal muro  
 Scarpa della facciata del pannello

$a_g/g = 0.061$   
 $H_0 = 9.00$  m  
 $H = 8.90$  m  
 $S_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\varphi = 30^\circ$   
 $R_0 = 0.543$   
 $a_{max}/g = 0.073$   
 $\beta_m = 0.38$   
 $I_9 = 50.0\%$   
 $I_8 = 0.0\%$   
 $I_6 = 15.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza  $K_1 = 0.363$   
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $H_3 = 10.56$  m  
 $O_3 = 17.98^\circ$   
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.398$   
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 2.78$   
 (Dati:  $\phi = 28.50^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	326.7	1,770.6	106.1	689.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.4	9.4	85.1	299.9
Peso terra e sovraccarico x 1	16.4	110.1	582.4	2,712.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	23.6	10.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	5.9	5.6	210.8	474.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-70.4*	-56.3*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 375.0</b>	<b>M<sub>9</sub> = 1,906.6</b>	<b>P<sub>9</sub> = 984.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 4,176.1</b>

**Stabilità (GEO) della struttura:**

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 30.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.09$  m  
 Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 953.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 4.50$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_1 = 0.212$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 17.2^\circ$   
**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (984.4 * 0.543 + 70.4) / 1.0 = 604.9 > Ed = 375$   
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 405$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 338$  kN

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.425$ . La spinta risulta applicata al 41.5% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 2.70

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	123.8	<b>140.9</b>	45.2	<b>48.9</b>	69.3	62.3	121.1	20.8	73°, 1.0	5.99	16.46	4.84	5.03	<b>396.3</b>	<b>117.1</b>	
2	90.5	<b>102.7</b>	426.5	<b>-102.9</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.22	8.23	8.64	10.77	<b>258.6</b>	<b>-202.9</b>	
3	-28.6	<b>-28.6</b>	457.0	<b>-43.5</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	15.46	5.09	8.64	4.59	<b>-247.6</b>	<b>-94.4</b>	
5	-6.7	<b>-6.7</b>	-418.4	<b>11.6</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.15	10.30	12.25	6.97	<b>-64.7</b>	<b>68.4</b>	
7	102.0	<b>103.5</b>	218.4	<b>-58.5</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.73	16.62	7.60	13.64	<b>285.4</b>	<b>-236.2</b>	
8	102.6	<b>102.6</b>	218.4	<b>0.0</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.98	12.06	7.60	6.66	<b>221.7</b>	<b>223.9</b>	
9	154.4	<b>154.4</b>	0.0	<b>159.9</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.88	16.62	3.08	8.73	<b>245.7</b>	<b>207.0</b>	
12	10.7	<b>13.0</b>	11.3	<b>9.1</b>	44.1	37.2	119.1	15.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	<b>75.8</b>	<b>60.7</b>	
14	53.9	<b>62.8</b>	28.1	<b>28.6</b>	58.3	51.2	124.0	18.4	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	<b>214.1</b>	<b>76.4</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

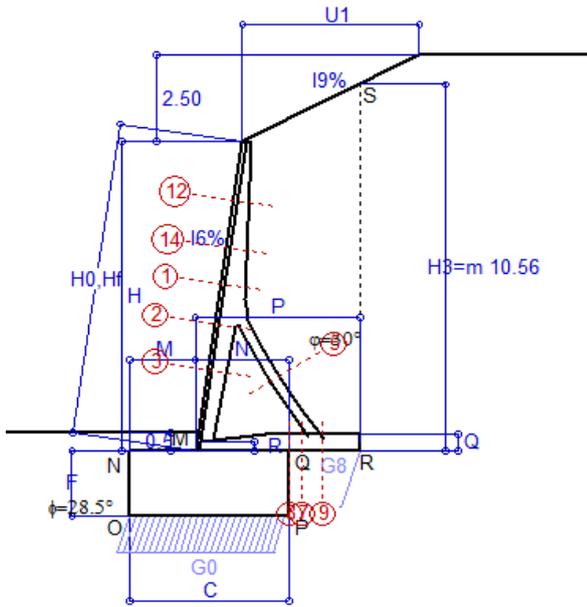
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{ed} = M_{edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

Comune di Ossi



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.43^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.042$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.021$

### Dati

$H_m = 8.90$ m	<b>Acceleraz orizz. al suolo</b>	$a_g/g = 0.061$
$C = 4.50$ m	<b>Prefabbricato tipo u90TM</b>	$H_0 = 9.00$ m
$F = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.90$ m
$M = 1.85$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 2.65$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 30^\circ$
$P = 4.65$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.543$
$Q = 0.45$ m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.073$
$U_1 = 5.0$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.57$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 50.0\%$
	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$I_6 = 15.0\%$

### Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.372$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 10.56$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 19.31^\circ$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_3 = 0.413$
(Dati: $\phi = 28.50^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$ )	$K_p = 2.75$

### SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1 + sovr x 1	332.9	1,804.2	116.7	758.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.6	14.1	84.5	297.8
Peso terra e sovraccarico x 1	24.6	165.4	578.3	2,693.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	25.7	11.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	8.9	8.4	209.3	470.9
Spinta passiva sulla fondaz. $S_p \times 0.5$	-69.8*	-55.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	395.6	2,003.9	988.8	4,220.4

### Stabilità (GEO) della struttura:

**Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione:** poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 13.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.04$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 975.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	$C_8 = 4.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.217$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.2^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (4220.4 + 55.8) / 1.0 = 4276.2 > E_d = 2003.9$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (2307.5) / 1.0 = 2307.5 > E_d = 1297.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 408$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 358$  kN

### Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.00

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è  $K_1 = 0.446$ . La spinta risulta applicata al 41.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed}$ (1) sulla sez. naturale	$M_{Edu}$ (1) sulla sez. traslata	$N_{Ed}$ (2)	$V_{Ed}$	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	$b_w$ larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	$M_{Rd}$ baricen- trico	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	131.9	<b>149.8</b>	46.5	<b>51.4</b>	69.3	62.3	121.1	20.8	73°, 1.0	6.00	16.46	4.84	5.03	<b>396.5</b>	<b>116.3</b>
2	97.1	<b>109.9</b>	444.8	<b>-106.8</b>	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.30	8.23	8.64	10.77	<b>261.8</b>	<b>-202.3</b>
3	-27.6	<b>-27.6</b>	476.1	<b>-45.8</b>	47.9	42.8	22.5	22.5	-	15.95	5.09	8.64	4.59	<b>-251.4</b>	<b>-95.7</b>
5	-6.7	<b>-6.7</b>	-437.6	<b>11.6</b>	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.00	10.30	12.25	6.97	<b>-62.4</b>	<b>68.4</b>
7	129.2	<b>129.4</b>	228.5	<b>-51.2</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.78	16.62	7.60	13.64	<b>287.2</b>	<b>-237.5</b>
8	134.0	<b>134.0</b>	228.5	<b>0.0</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.02	12.06	7.60	6.66	<b>223.6</b>	<b>225.2</b>
9	168.6	<b>168.6</b>	0.0	<b>182.9</b>	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.88	16.62	3.08	8.73	<b>245.7</b>	<b>207.0</b>
12	11.8	<b>14.3</b>	11.8	<b>10.0</b>	44.1	37.2	119.1	15.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	<b>75.8</b>	<b>60.3</b>
14	58.1	<b>67.5</b>	29.0	<b>30.4</b>	58.3	51.2	124.0	18.4	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	<b>214.2</b>	<b>75.8</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9  $M_{Ed} = M_{Edu}$  perché il momento flettente è già massimo

## Scheda 7. Portanza della fondazione

Anas S.p.A. - S.S. 131 'Carlo Felice' - Dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto

### Prefabbricato tipo u90TM

**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

#### Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Unità ALF (alluvioni a grana fine)		
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	28.5°	$\phi = \text{rad}$ 0.4974
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	17.60	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

#### Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.90	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	<b>1205.4</b>	<b>953.6</b>
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	19.01°	17.19°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	415.4	295.1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.50	4.50
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.4974	0.4974
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.25	2.25
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	2.40	2.40
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>326.90</b>	<b>356.34</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		15.55	15.55
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q$ #RIF!		0.43	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		26.81	26.81
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.39	0.44
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.991</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>200.41</b>	<b>230.18</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		17.98	17.98
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma$ #RIF!		0.28	0.33
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.982</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
$q_{LIM}$	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.527	0.587
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1694.9</b>	<b>2199.4</b>
$G_0$	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1205.4	953.6
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## 18 ALLEGATO 4 – STABILITA' GLOBALE MURI

### 18.1.1 Muri di sostegno ("MST")

#### Muro di sostegno tipo MSTH20

#### Verifica stabilità globale muro + terreno

##### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 0.50	3.32	2.194
12 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 1.00	3.78	1.496
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0.50; 1.00	3.78	2.316
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0.50; 1.00	3.78	2.311

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

##### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	1.72	0.00	2.79 - 0.24	73.462	29.256	0	0.0	
2	4.42	0.00	0.24	62.467	29.256	0	0.0	
3	6.11	0.00	0.24	54.479	29.256	0	0.0	
4	7.39	0.00	0.24	47.876	29.256	0	0.0	
5	8.41	0.00	0.24	42.044	29.256	0	0.0	
6	9.19	0.00	0.24	36.713	23.478	0	0.0	
7	10.18	0.00	0.24	31.733	23.478	0	0.0	
8	10.83	0.00	0.24	27.010	23.478	0	0.0	
9	12.09	0.00	0.24	22.479	23.478	0	0.0	
10	12.51	0.00	0.24	18.094	23.478	0	0.0	
11	12.84	0.00	0.24	13.815	23.478	0	0.0	
12	11.88	3.75	0.24	9.615	23.478	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
13	6.54	0.00	0.24	5.466	23.478	0	0.0	
14	7.69	0.00	0.24	1.347	23.478	0	0.0	
15	5.63	0.00	0.24	-2.766	23.478	0	0.0	
16	5.55	0.00	0.24	-6.893	23.478	0	0.0	
17	5.39	0.00	0.24	-11.057	23.478	0	0.0	
18	5.15	0.00	0.24	-15.281	23.478	0	0.0	
19	4.83	0.00	0.24	-19.593	23.478	0	0.0	
20	4.42	0.00	0.24	-24.024	23.478	0	0.0	
21	3.91	0.00	0.24	-28.615	23.478	0	0.0	
22	3.30	0.00	0.24	-33.418	23.478	0	0.0	
23	2.55	0.00	0.24	-38.507	23.478	0	0.0	
24	1.65	0.00	0.24	-43.990	29.256	0	0.0	
25	0.55	0.00	-3.16 - 0.24	-48.707	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	1.55	6.76	3.16 - 0.26	68.515	29.256	0	0.0	
2	4.14	6.76	0.26	59.994	29.256	0	0.0	
3	6.00	6.76	0.26	52.790	29.256	0	0.0	
4	7.45	6.76	0.26	46.657	29.256	0	0.0	
5	8.62	6.76	0.26	41.166	29.256	0	0.0	
6	9.59	6.76	0.26	36.107	23.478	0	0.0	
7	10.37	6.76	0.26	31.359	23.478	0	0.0	
8	11.34	6.76	0.26	26.842	23.478	0	0.0	
9	11.65	6.76	0.26	22.499	23.478	0	0.0	
10	13.31	6.76	0.26	18.289	23.478	0	0.0	
11	13.71	6.76	0.26	14.180	23.478	0	0.0	
12	14.03	6.76	0.26	10.145	23.478	0	0.0	
13	11.75	0.92	0.26	6.160	23.478	0	0.0	
14	6.81	0.00	0.26	2.205	23.478	0	0.0	
15	6.02	0.00	0.26	-1.739	23.478	0	0.0	
16	5.89	0.00	0.26	-5.692	23.478	0	0.0	
17	5.73	0.00	0.26	-9.672	23.478	0	0.0	
18	5.47	0.00	0.26	-13.701	23.478	0	0.0	
19	5.13	0.00	0.26	-17.800	23.478	0	0.0	
20	4.69	0.00	0.26	-21.996	23.478	0	0.0	
21	4.14	0.00	0.26	-26.321	23.478	0	0.0	
22	3.48	0.00	0.26	-30.815	23.478	0	0.0	
23	2.68	0.00	0.26	-35.533	23.478	0	0.0	
24	1.73	0.00	0.26	-40.549	29.256	0	0.0	
25	0.58	0.00	-3.34 - 0.26	-44.752	29.256	0	0.0	

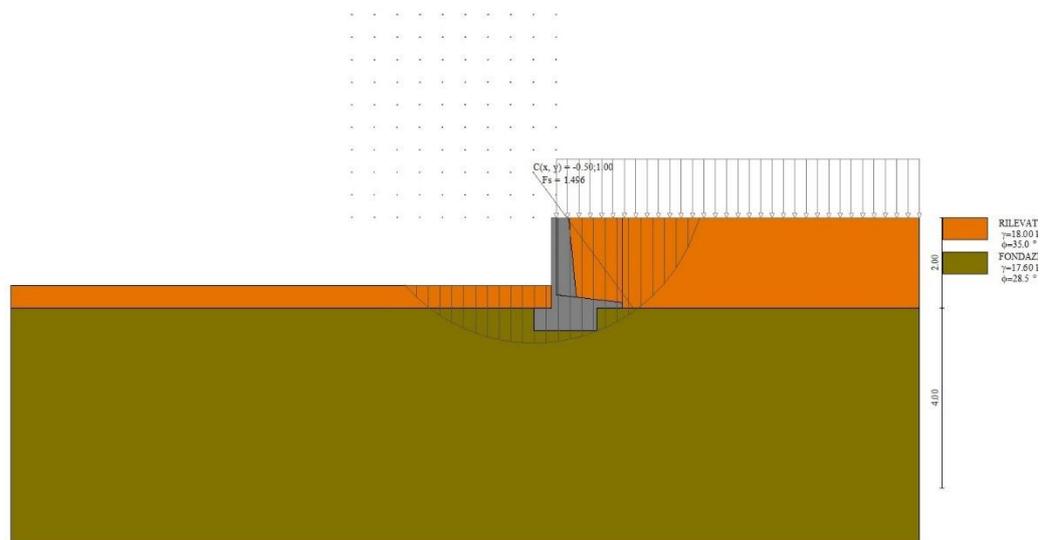
Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	1.55	1.04	3.16 - 0.26	68.515	35.000	0	0.0	
2	4.14	1.04	0.26	59.994	35.000	0	0.0	
3	6.00	1.04	0.26	52.790	35.000	0	0.0	
4	7.45	1.04	0.26	46.657	35.000	0	0.0	
5	8.62	1.04	0.26	41.166	35.000	0	0.0	
6	9.59	1.04	0.26	36.107	28.500	0	0.0	
7	10.37	1.04	0.26	31.359	28.500	0	0.0	
8	11.34	1.04	0.26	26.842	28.500	0	0.0	
9	11.65	1.04	0.26	22.499	28.500	0	0.0	
10	13.31	1.04	0.26	18.289	28.500	0	0.0	
11	13.71	1.04	0.26	14.180	28.500	0	0.0	
12	14.03	1.04	0.26	10.145	28.500	0	0.0	
13	11.75	0.14	0.26	6.160	28.500	0	0.0	
14	6.81	0.00	0.26	2.205	28.500	0	0.0	
15	6.02	0.00	0.26	-1.739	28.500	0	0.0	
16	5.89	0.00	0.26	-5.692	28.500	0	0.0	
17	5.73	0.00	0.26	-9.672	28.500	0	0.0	
18	5.47	0.00	0.26	-13.701	28.500	0	0.0	
19	5.13	0.00	0.26	-17.800	28.500	0	0.0	
20	4.69	0.00	0.26	-21.996	28.500	0	0.0	
21	4.14	0.00	0.26	-26.321	28.500	0	0.0	
22	3.48	0.00	0.26	-30.815	28.500	0	0.0	
23	2.68	0.00	0.26	-35.533	28.500	0	0.0	
24	1.73	0.00	0.26	-40.549	35.000	0	0.0	
25	0.58	0.00	-3.34 - 0.26	-44.752	35.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>GRUPPO FS ITALIANE</b>
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	1.55	1.04	3.16 - 0.26	68.515	35.000	0	0.0	
2	4.14	1.04	0.26	59.994	35.000	0	0.0	
3	6.00	1.04	0.26	52.790	35.000	0	0.0	
4	7.45	1.04	0.26	46.657	35.000	0	0.0	
5	8.62	1.04	0.26	41.166	35.000	0	0.0	
6	9.59	1.04	0.26	36.107	28.500	0	0.0	
7	10.37	1.04	0.26	31.359	28.500	0	0.0	
8	11.34	1.04	0.26	26.842	28.500	0	0.0	
9	11.65	1.04	0.26	22.499	28.500	0	0.0	
10	13.31	1.04	0.26	18.289	28.500	0	0.0	
11	13.71	1.04	0.26	14.180	28.500	0	0.0	
12	14.03	1.04	0.26	10.145	28.500	0	0.0	
13	11.75	0.14	0.26	6.160	28.500	0	0.0	
14	6.81	0.00	0.26	2.205	28.500	0	0.0	
15	6.02	0.00	0.26	-1.739	28.500	0	0.0	
16	5.89	0.00	0.26	-5.692	28.500	0	0.0	
17	5.73	0.00	0.26	-9.672	28.500	0	0.0	
18	5.47	0.00	0.26	-13.701	28.500	0	0.0	
19	5.13	0.00	0.26	-17.800	28.500	0	0.0	
20	4.69	0.00	0.26	-21.996	28.500	0	0.0	
21	4.14	0.00	0.26	-26.321	28.500	0	0.0	
22	3.48	0.00	0.26	-30.815	28.500	0	0.0	
23	2.68	0.00	0.26	-35.533	28.500	0	0.0	
24	1.73	0.00	0.26	-40.549	35.000	0	0.0	
25	0.58	0.00	-3.34 - 0.26	-44.752	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH30

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 0.50	4.52	1.793
12 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 0.50	4.52	1.419
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0.50; 0.50	4.52	2.008
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0.50; 0.50	4.52	2.005

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	3.43	0.00	4.00 - 0.32	75.303	29.256	0	0.0	
2	8.65	0.00	0.32	63.377	29.256	0	0.0	
3	11.75	0.00	0.32	55.378	29.256	0	0.0	
4	14.08	0.00	0.32	48.810	29.256	0	0.0	
5	15.94	0.00	0.32	43.028	29.256	0	0.0	
6	17.47	0.00	0.32	37.754	23.478	0	0.0	
7	18.87	0.00	0.32	32.837	23.478	0	0.0	
8	20.14	0.00	0.32	28.181	23.478	0	0.0	
9	21.07	0.00	0.32	23.722	23.478	0	0.0	
10	23.40	0.00	0.32	19.411	23.478	0	0.0	
11	23.89	0.00	0.32	15.212	23.478	0	0.0	
12	24.37	0.00	0.32	11.095	23.478	0	0.0	
13	22.48	3.75	0.32	7.036	23.478	0	0.0	
14	10.05	0.00	0.32	3.013	23.478	0	0.0	
15	11.77	0.00	0.32	-0.995	23.478	0	0.0	
16	8.55	0.00	0.32	-5.009	23.478	0	0.0	
17	8.33	0.00	0.32	-9.047	23.478	0	0.0	
18	7.97	0.00	0.32	-13.132	23.478	0	0.0	
19	7.48	0.00	0.32	-17.286	23.478	0	0.0	
20	6.85	0.00	0.32	-21.536	23.478	0	0.0	
21	6.06	0.00	0.32	-25.916	23.478	0	0.0	
22	5.09	0.00	0.32	-30.466	23.478	0	0.0	
23	3.93	0.00	0.32	-35.242	23.478	0	0.0	
24	2.53	0.00	0.32	-40.322	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
25	0.84	0.00	-3.90 - 0.32	-44.467	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3.43	8.22	4.00 - 0.32	75.303	29.256	0	0.0	
2	8.65	8.22	0.32	63.377	29.256	0	0.0	
3	11.75	8.22	0.32	55.378	29.256	0	0.0	
4	14.08	8.22	0.32	48.810	29.256	0	0.0	
5	15.94	8.22	0.32	43.028	29.256	0	0.0	
6	17.47	8.22	0.32	37.754	23.478	0	0.0	
7	18.87	8.22	0.32	32.837	23.478	0	0.0	
8	20.14	8.22	0.32	28.181	23.478	0	0.0	
9	21.07	8.22	0.32	23.722	23.478	0	0.0	
10	23.40	8.22	0.32	19.411	23.478	0	0.0	
11	23.89	8.22	0.32	15.212	23.478	0	0.0	
12	24.37	8.22	0.32	11.095	23.478	0	0.0	
13	22.48	5.50	0.32	7.036	23.478	0	0.0	
14	10.05	0.00	0.32	3.013	23.478	0	0.0	
15	11.77	0.00	0.32	-0.995	23.478	0	0.0	
16	8.55	0.00	0.32	-5.009	23.478	0	0.0	
17	8.33	0.00	0.32	-9.047	23.478	0	0.0	
18	7.97	0.00	0.32	-13.132	23.478	0	0.0	
19	7.48	0.00	0.32	-17.286	23.478	0	0.0	
20	6.85	0.00	0.32	-21.536	23.478	0	0.0	
21	6.06	0.00	0.32	-25.916	23.478	0	0.0	
22	5.09	0.00	0.32	-30.466	23.478	0	0.0	
23	3.93	0.00	0.32	-35.242	23.478	0	0.0	
24	2.53	0.00	0.32	-40.322	29.256	0	0.0	
25	0.84	0.00	-3.90 - 0.32	-44.467	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3.43	1.26	4.00 - 0.32	75.303	35.000	0	0.0	
2	8.65	1.26	0.32	63.377	35.000	0	0.0	
3	11.75	1.26	0.32	55.378	35.000	0	0.0	
4	14.08	1.26	0.32	48.810	35.000	0	0.0	
5	15.94	1.26	0.32	43.028	35.000	0	0.0	
6	17.47	1.26	0.32	37.754	28.500	0	0.0	
7	18.87	1.26	0.32	32.837	28.500	0	0.0	
8	20.14	1.26	0.32	28.181	28.500	0	0.0	
9	21.07	1.26	0.32	23.722	28.500	0	0.0	
10	23.40	1.26	0.32	19.411	28.500	0	0.0	
11	23.89	1.26	0.32	15.212	28.500	0	0.0	
12	24.37	1.26	0.32	11.095	28.500	0	0.0	
13	22.48	0.85	0.32	7.036	28.500	0	0.0	
14	10.05	0.00	0.32	3.013	28.500	0	0.0	
15	11.77	0.00	0.32	-0.995	28.500	0	0.0	
16	8.55	0.00	0.32	-5.009	28.500	0	0.0	
17	8.33	0.00	0.32	-9.047	28.500	0	0.0	
18	7.97	0.00	0.32	-13.132	28.500	0	0.0	
19	7.48	0.00	0.32	-17.286	28.500	0	0.0	
20	6.85	0.00	0.32	-21.536	28.500	0	0.0	
21	6.06	0.00	0.32	-25.916	28.500	0	0.0	
22	5.09	0.00	0.32	-30.466	28.500	0	0.0	
23	3.93	0.00	0.32	-35.242	28.500	0	0.0	
24	2.53	0.00	0.32	-40.322	35.000	0	0.0	
25	0.84	0.00	-3.90 - 0.32	-44.467	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3.43	1.26	4.00 - 0.32	75.303	35.000	0	0.0	
2	8.65	1.26	0.32	63.377	35.000	0	0.0	
3	11.75	1.26	0.32	55.378	35.000	0	0.0	
4	14.08	1.26	0.32	48.810	35.000	0	0.0	
5	15.94	1.26	0.32	43.028	35.000	0	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
6	17.47	1.26	0.32	37.754	28.500	0	0.0	
7	18.87	1.26	0.32	32.837	28.500	0	0.0	
8	20.14	1.26	0.32	28.181	28.500	0	0.0	
9	21.07	1.26	0.32	23.722	28.500	0	0.0	
10	23.40	1.26	0.32	19.411	28.500	0	0.0	
11	23.89	1.26	0.32	15.212	28.500	0	0.0	
12	24.37	1.26	0.32	11.095	28.500	0	0.0	
13	22.48	0.85	0.32	7.036	28.500	0	0.0	
14	10.05	0.00	0.32	3.013	28.500	0	0.0	
15	11.77	0.00	0.32	-0.995	28.500	0	0.0	
16	8.55	0.00	0.32	-5.009	28.500	0	0.0	
17	8.33	0.00	0.32	-9.047	28.500	0	0.0	
18	7.97	0.00	0.32	-13.132	28.500	0	0.0	
19	7.48	0.00	0.32	-17.286	28.500	0	0.0	
20	6.85	0.00	0.32	-21.536	28.500	0	0.0	
21	6.06	0.00	0.32	-25.916	28.500	0	0.0	
22	5.09	0.00	0.32	-30.466	28.500	0	0.0	
23	3.93	0.00	0.32	-35.242	28.500	0	0.0	
24	2.53	0.00	0.32	-40.322	35.000	0	0.0	
25	0.84	0.00	-3.90 - 0.32	-44.467	35.000	0	0.0	

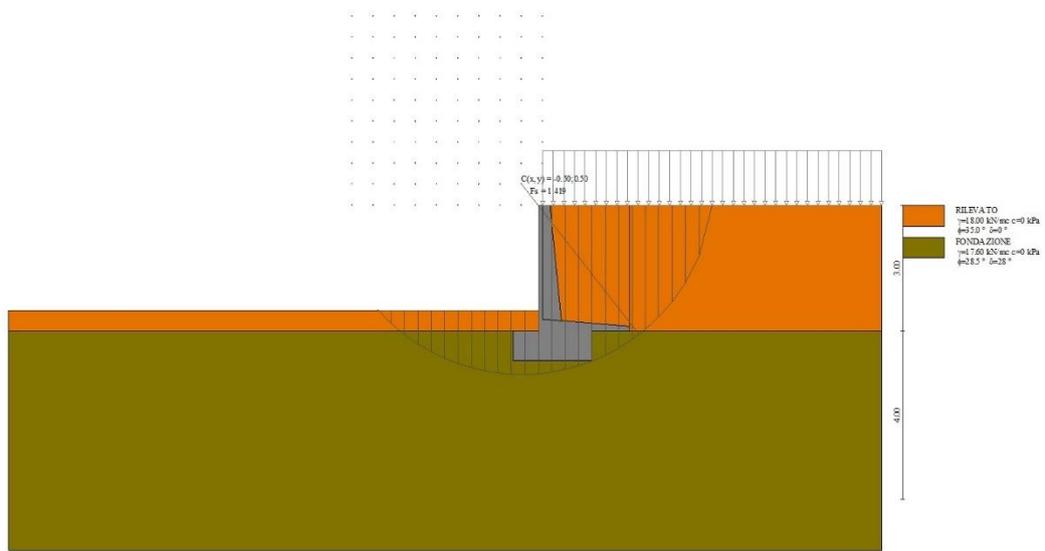


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH40

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 0.50	5.88	1.608
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 0.50	5.88	1.349
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.00; 0.50	5.88	1.840
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.00; 0.50	5.88	1.837

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	6.17	0.00	4.87 - 0.41	76.382	29.256	0	0.0	
2	15.37	0.00	0.41	63.720	29.256	0	0.0	
3	20.59	0.00	0.41	55.703	29.256	0	0.0	
4	24.51	0.00	0.41	49.139	29.256	0	0.0	
5	27.65	0.00	0.41	43.369	29.256	0	0.0	
6	30.22	0.00	0.41	38.111	23.478	0	0.0	
7	32.38	0.00	0.41	33.212	23.478	0	0.0	
8	34.63	0.00	0.41	28.576	23.478	0	0.0	
9	35.67	0.00	0.41	24.137	23.478	0	0.0	
10	39.93	0.00	0.41	19.848	23.478	0	0.0	
11	41.00	0.00	0.41	15.673	23.478	0	0.0	
12	42.41	3.75	0.41	11.582	23.478	0	0.0	
13	18.17	0.00	0.41	7.551	23.478	0	0.0	
14	16.07	0.00	0.41	3.557	23.478	0	0.0	
15	14.12	0.00	0.41	-0.420	23.478	0	0.0	
16	13.64	0.00	0.41	-4.398	23.478	0	0.0	
17	13.30	0.00	0.41	-8.398	23.478	0	0.0	
18	12.75	0.00	0.41	-12.440	23.478	0	0.0	
19	11.97	0.00	0.41	-16.547	23.478	0	0.0	
20	10.96	0.00	0.41	-20.743	23.478	0	0.0	
21	9.70	0.00	0.41	-25.060	23.478	0	0.0	
22	8.15	0.00	0.41	-29.536	23.478	0	0.0	
23	6.29	0.00	0.41	-34.222	23.478	0	0.0	
24	4.05	0.00	0.41	-39.188	23.478	0	0.0	
25	1.36	0.00	-5.32 - 0.41	-43.466	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	6.17	10.60	4.87 - 0.41	76.382	29.256	0	0.0	
2	15.37	10.60	0.41	63.720	29.256	0	0.0	
3	20.59	10.60	0.41	55.703	29.256	0	0.0	
4	24.51	10.60	0.41	49.139	29.256	0	0.0	
5	27.65	10.60	0.41	43.369	29.256	0	0.0	
6	30.22	10.60	0.41	38.111	23.478	0	0.0	
7	32.38	10.60	0.41	33.212	23.478	0	0.0	
8	34.63	10.60	0.41	28.576	23.478	0	0.0	
9	35.67	10.60	0.41	24.137	23.478	0	0.0	
10	39.93	10.60	0.41	19.848	23.478	0	0.0	
11	41.00	10.60	0.41	15.673	23.478	0	0.0	
12	42.41	9.97	0.41	11.582	23.478	0	0.0	
13	18.17	0.00	0.41	7.551	23.478	0	0.0	
14	16.07	0.00	0.41	3.557	23.478	0	0.0	
15	14.12	0.00	0.41	-0.420	23.478	0	0.0	
16	13.64	0.00	0.41	-4.398	23.478	0	0.0	
17	13.30	0.00	0.41	-8.398	23.478	0	0.0	
18	12.75	0.00	0.41	-12.440	23.478	0	0.0	
19	11.97	0.00	0.41	-16.547	23.478	0	0.0	
20	10.96	0.00	0.41	-20.743	23.478	0	0.0	
21	9.70	0.00	0.41	-25.060	23.478	0	0.0	
22	8.15	0.00	0.41	-29.536	23.478	0	0.0	
23	6.29	0.00	0.41	-34.222	23.478	0	0.0	
24	4.05	0.00	0.41	-39.188	23.478	0	0.0	
25	1.36	0.00	-5.32 - 0.41	-43.466	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	6.17	1.63	4.87 - 0.41	76.382	35.000	0	0.0	
2	15.37	1.63	0.41	63.720	35.000	0	0.0	
3	20.59	1.63	0.41	55.703	35.000	0	0.0	
4	24.51	1.63	0.41	49.139	35.000	0	0.0	
5	27.65	1.63	0.41	43.369	35.000	0	0.0	
6	30.22	1.63	0.41	38.111	28.500	0	0.0	
7	32.38	1.63	0.41	33.212	28.500	0	0.0	
8	34.63	1.63	0.41	28.576	28.500	0	0.0	
9	35.67	1.63	0.41	24.137	28.500	0	0.0	
10	39.93	1.63	0.41	19.848	28.500	0	0.0	
11	41.00	1.63	0.41	15.673	28.500	0	0.0	
12	42.41	1.53	0.41	11.582	28.500	0	0.0	
13	18.17	0.00	0.41	7.551	28.500	0	0.0	
14	16.07	0.00	0.41	3.557	28.500	0	0.0	
15	14.12	0.00	0.41	-0.420	28.500	0	0.0	
16	13.64	0.00	0.41	-4.398	28.500	0	0.0	
17	13.30	0.00	0.41	-8.398	28.500	0	0.0	
18	12.75	0.00	0.41	-12.440	28.500	0	0.0	
19	11.97	0.00	0.41	-16.547	28.500	0	0.0	
20	10.96	0.00	0.41	-20.743	28.500	0	0.0	
21	9.70	0.00	0.41	-25.060	28.500	0	0.0	
22	8.15	0.00	0.41	-29.536	28.500	0	0.0	
23	6.29	0.00	0.41	-34.222	28.500	0	0.0	
24	4.05	0.00	0.41	-39.188	28.500	0	0.0	
25	1.36	0.00	-5.32 - 0.41	-43.466	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	6.17	1.63	4.87 - 0.41	76.382	35.000	0	0.0	
2	15.37	1.63	0.41	63.720	35.000	0	0.0	
3	20.59	1.63	0.41	55.703	35.000	0	0.0	
4	24.51	1.63	0.41	49.139	35.000	0	0.0	
5	27.65	1.63	0.41	43.369	35.000	0	0.0	
6	30.22	1.63	0.41	38.111	28.500	0	0.0	
7	32.38	1.63	0.41	33.212	28.500	0	0.0	
8	34.63	1.63	0.41	28.576	28.500	0	0.0	
9	35.67	1.63	0.41	24.137	28.500	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

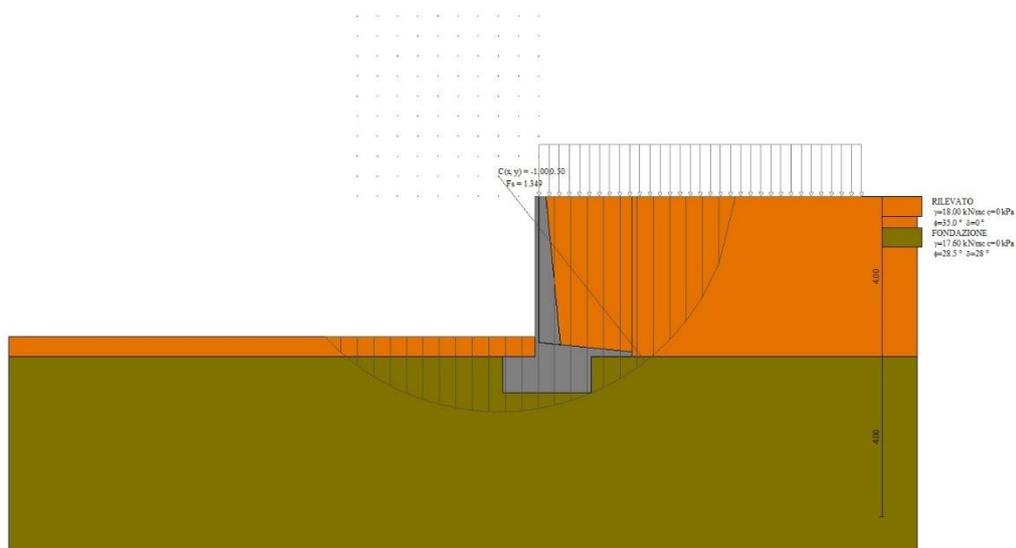
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
10	39.93	1.63	0.41	19.848	28.500	0	0.0	
11	41.00	1.63	0.41	15.673	28.500	0	0.0	
12	42.41	1.53	0.41	11.582	28.500	0	0.0	
13	18.17	0.00	0.41	7.551	28.500	0	0.0	
14	16.07	0.00	0.41	3.557	28.500	0	0.0	
15	14.12	0.00	0.41	-0.420	28.500	0	0.0	
16	13.64	0.00	0.41	-4.398	28.500	0	0.0	
17	13.30	0.00	0.41	-8.398	28.500	0	0.0	
18	12.75	0.00	0.41	-12.440	28.500	0	0.0	
19	11.97	0.00	0.41	-16.547	28.500	0	0.0	
20	10.96	0.00	0.41	-20.743	28.500	0	0.0	
21	9.70	0.00	0.41	-25.060	28.500	0	0.0	
22	8.15	0.00	0.41	-29.536	28.500	0	0.0	
23	6.29	0.00	0.41	-34.222	28.500	0	0.0	
24	4.05	0.00	0.41	-39.188	28.500	0	0.0	
25	1.36	0.00	-5.32 -0.41	-43.466	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH50

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 0.00	6.58	1.512
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 1.00	7.69	1.311
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.00; 1.50	7.98	1.741
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.00; 1.50	7.98	1.738

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	9.85	0.00	5.58 - 0.46	79.276	29.256	0	0.0	
2	23.54	0.00	0.46	64.019	29.256	0	0.0	
3	30.12	0.00	0.46	55.941	29.256	0	0.0	
4	35.06	0.00	0.46	49.350	29.256	0	0.0	
5	39.01	0.00	0.46	43.564	29.256	0	0.0	
6	42.23	0.00	0.46	38.297	23.478	0	0.0	
7	45.24	0.00	0.46	33.391	23.478	0	0.0	
8	47.83	0.00	0.46	28.751	23.478	0	0.0	
9	49.08	0.00	0.46	24.310	23.478	0	0.0	
10	54.59	0.00	0.46	20.021	23.478	0	0.0	
11	55.93	0.00	0.46	15.847	23.478	0	0.0	
12	56.97	0.00	0.46	11.757	23.478	0	0.0	
13	40.27	3.75	0.46	7.728	23.478	0	0.0	
14	19.98	0.00	0.46	3.737	23.478	0	0.0	
15	18.69	0.00	0.46	-0.236	23.478	0	0.0	
16	16.83	0.00	0.46	-4.209	23.478	0	0.0	
17	16.43	0.00	0.46	-8.204	23.478	0	0.0	
18	15.75	0.00	0.46	-12.239	23.478	0	0.0	
19	14.80	0.00	0.46	-16.337	23.478	0	0.0	
20	13.56	0.00	0.46	-20.524	23.478	0	0.0	
21	11.99	0.00	0.46	-24.829	23.478	0	0.0	
22	10.08	0.00	0.46	-29.290	23.478	0	0.0	
23	7.78	0.00	0.46	-33.958	23.478	0	0.0	
24	5.02	0.00	0.46	-38.901	23.478	0	0.0	
25	1.70	0.00	-5.81 - 0.46	-43.258	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	9.00	13.54	6.14 - 0.52	74.826	29.256	0	0.0	
2	22.88	13.54	0.52	63.353	29.256	0	0.0	
3	31.31	13.54	0.52	55.588	29.256	0	0.0	
4	37.70	13.54	0.52	49.183	29.256	0	0.0	
5	42.85	13.54	0.52	43.536	29.256	0	0.0	
6	47.09	13.54	0.52	38.383	23.478	0	0.0	
7	50.49	13.54	0.52	33.577	23.478	0	0.0	
8	54.32	13.54	0.52	29.029	23.478	0	0.0	
9	56.11	13.54	0.52	24.673	23.478	0	0.0	
10	62.73	13.54	0.52	20.466	23.478	0	0.0	
11	64.52	13.54	0.52	16.372	23.478	0	0.0	
12	59.84	10.56	0.52	12.363	23.478	0	0.0	
13	23.29	0.00	0.52	8.415	23.478	0	0.0	
14	27.63	0.00	0.52	4.507	23.478	0	0.0	
15	20.50	0.00	0.52	0.619	23.478	0	0.0	
16	20.39	0.00	0.52	-3.265	23.478	0	0.0	
17	19.94	0.00	0.52	-7.165	23.478	0	0.0	
18	19.16	0.00	0.52	-11.098	23.478	0	0.0	
19	18.02	0.00	0.52	-15.086	23.478	0	0.0	
20	16.51	0.00	0.52	-19.150	23.478	0	0.0	
21	14.61	0.00	0.52	-23.317	23.478	0	0.0	
22	12.28	0.00	0.52	-27.621	23.478	0	0.0	
23	9.47	0.00	0.52	-32.102	23.478	0	0.0	
24	6.11	0.00	0.52	-36.817	23.478	0	0.0	
25	2.10	0.00	-6.89 - 0.52	-41.257	29.256	0	0.0	

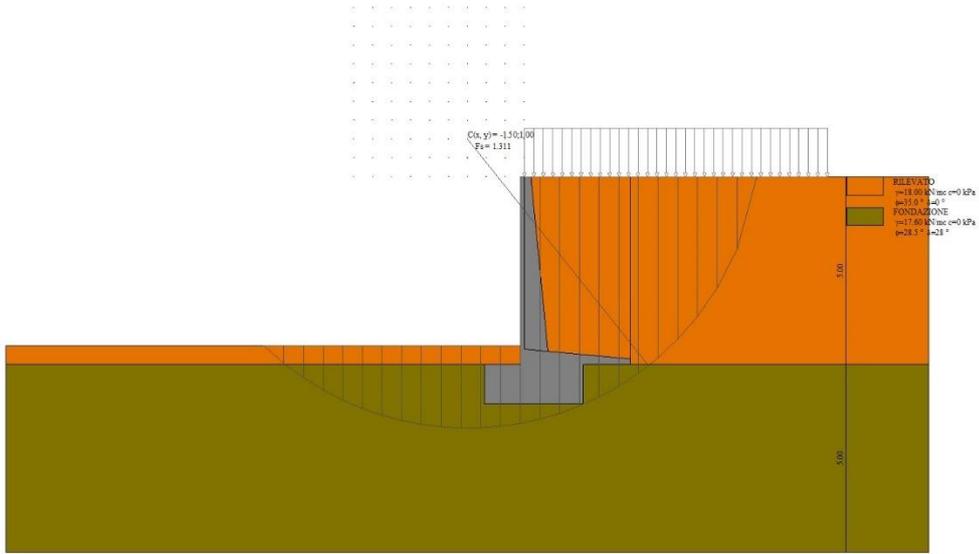
Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	7.89	2.10	6.85 - 0.52	72.558	35.000	0	0.0	
2	20.54	2.10	0.52	62.503	35.000	0	0.0	
3	28.86	2.10	0.52	55.121	35.000	0	0.0	
4	35.27	2.10	0.52	48.953	35.000	0	0.0	
5	40.46	2.10	0.52	43.484	35.000	0	0.0	
6	44.79	2.10	0.52	38.478	35.000	0	0.0	
7	48.39	2.10	0.52	33.802	28.500	0	0.0	
8	50.79	2.10	0.52	29.371	28.500	0	0.0	
9	54.67	2.10	0.52	25.127	28.500	0	0.0	
10	56.96	2.10	0.52	21.026	28.500	0	0.0	
11	62.68	2.10	0.52	17.035	28.500	0	0.0	
12	63.93	2.10	0.52	13.129	28.500	0	0.0	
13	65.08	2.10	0.52	9.284	28.500	0	0.0	
14	28.36	0.10	0.52	5.480	28.500	0	0.0	
15	22.21	0.00	0.52	1.701	28.500	0	0.0	
16	18.77	0.00	0.52	-2.070	28.500	0	0.0	
17	18.26	0.00	0.52	-5.851	28.500	0	0.0	
18	17.59	0.00	0.52	-9.657	28.500	0	0.0	
19	16.57	0.00	0.52	-13.507	28.500	0	0.0	
20	15.20	0.00	0.52	-17.421	28.500	0	0.0	
21	13.45	0.00	0.52	-21.421	28.500	0	0.0	
22	11.29	0.00	0.52	-25.534	28.500	0	0.0	
23	8.68	0.00	0.52	-29.795	28.500	0	0.0	
24	5.58	0.00	0.52	-34.247	28.500	0	0.0	
25	1.89	0.00	-6.27 - 0.52	-38.112	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	7.89	2.10	6.85 - 0.52	72.558	35.000	0	0.0	
2	20.54	2.10	0.52	62.503	35.000	0	0.0	
3	28.86	2.10	0.52	55.121	35.000	0	0.0	
4	35.27	2.10	0.52	48.953	35.000	0	0.0	
5	40.46	2.10	0.52	43.484	35.000	0	0.0	
6	44.79	2.10	0.52	38.478	35.000	0	0.0	
7	48.39	2.10	0.52	33.802	28.500	0	0.0	
8	50.79	2.10	0.52	29.371	28.500	0	0.0	
9	54.67	2.10	0.52	25.127	28.500	0	0.0	

n°	W	Qy	b		$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]		[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
10	56.96	2.10	0.52	0.52	21.026	28.500	0	0.0	
11	62.68	2.10	0.52	0.52	17.035	28.500	0	0.0	
12	63.93	2.10	0.52	0.52	13.129	28.500	0	0.0	
13	65.08	2.10	0.52	0.52	9.284	28.500	0	0.0	
14	28.36	0.10	0.52	0.52	5.480	28.500	0	0.0	
15	22.21	0.00	0.52	0.52	1.701	28.500	0	0.0	
16	18.77	0.00	0.52	0.52	-2.070	28.500	0	0.0	
17	18.26	0.00	0.52	0.52	-5.851	28.500	0	0.0	
18	17.59	0.00	0.52	0.52	-9.657	28.500	0	0.0	
19	16.57	0.00	0.52	0.52	-13.507	28.500	0	0.0	
20	15.20	0.00	0.52	0.52	-17.421	28.500	0	0.0	
21	13.45	0.00	0.52	0.52	-21.421	28.500	0	0.0	
22	11.29	0.00	0.52	0.52	-25.534	28.500	0	0.0	
23	8.68	0.00	0.52	0.52	-29.795	28.500	0	0.0	
24	5.58	0.00	0.52	0.52	-34.247	28.500	0	0.0	
25	1.89	0.00	-6.27	-0.52	-38.112	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH60

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 0.00	7.74	1.427
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 0.50	8.39	1.277
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 0.50	8.39	1.667
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 0.50	8.39	1.665

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	13.33	0.00	6.74 - 0.53	79.359	29.256	0	0.0	
2	31.85	0.00	0.53	64.220	29.256	0	0.0	
3	40.78	0.00	0.53	56.208	29.256	0	0.0	
4	47.47	0.00	0.53	49.673	29.256	0	0.0	
5	52.83	0.00	0.53	43.938	29.256	0	0.0	
6	57.24	0.00	0.53	38.719	23.478	0	0.0	
7	60.48	0.00	0.53	33.860	23.478	0	0.0	
8	64.72	0.00	0.53	29.267	23.478	0	0.0	
9	67.47	0.00	0.53	24.872	23.478	0	0.0	
10	72.42	0.00	0.53	20.630	23.478	0	0.0	
11	75.75	0.00	0.53	16.504	23.478	0	0.0	
12	77.22	0.00	0.53	12.464	23.478	0	0.0	
13	70.35	3.75	0.53	8.487	23.478	0	0.0	
14	25.08	0.00	0.53	4.551	23.478	0	0.0	
15	25.30	0.00	0.53	0.636	23.478	0	0.0	
16	21.24	0.00	0.53	-3.275	23.478	0	0.0	
17	20.60	0.00	0.53	-7.202	23.478	0	0.0	
18	19.79	0.00	0.53	-11.164	23.478	0	0.0	
19	18.62	0.00	0.53	-15.181	23.478	0	0.0	
20	17.06	0.00	0.53	-19.276	23.478	0	0.0	
21	15.10	0.00	0.53	-23.477	23.478	0	0.0	
22	12.69	0.00	0.53	-27.817	23.478	0	0.0	
23	9.78	0.00	0.53	-32.340	23.478	0	0.0	
24	6.30	0.00	0.53	-37.103	23.478	0	0.0	
25	2.14	0.00	-6.45 - 0.53	-41.340	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	13.16	14.82	6.88 - 0.57	77.469	29.256	0	0.0	
2	32.35	14.82	0.57	64.103	29.256	0	0.0	
3	42.73	14.82	0.57	56.143	29.256	0	0.0	
4	50.53	14.82	0.57	49.637	29.256	0	0.0	
5	56.79	14.82	0.57	43.925	29.256	0	0.0	
6	61.94	14.82	0.57	38.724	23.478	0	0.0	
7	66.24	14.82	0.57	33.881	23.478	0	0.0	
8	70.69	14.82	0.57	29.301	23.478	0	0.0	
9	72.87	14.82	0.57	24.920	23.478	0	0.0	
10	81.03	14.82	0.57	20.691	23.478	0	0.0	
11	83.22	14.82	0.57	16.577	23.478	0	0.0	
12	84.95	14.82	0.57	12.549	23.478	0	0.0	
13	36.97	0.94	0.57	8.584	23.478	0	0.0	
14	28.62	0.00	0.57	4.661	23.478	0	0.0	
15	25.19	0.00	0.57	0.759	23.478	0	0.0	
16	24.32	0.00	0.57	-3.140	23.478	0	0.0	
17	23.80	0.00	0.57	-7.053	23.478	0	0.0	
18	22.87	0.00	0.57	-10.999	23.478	0	0.0	
19	21.51	0.00	0.57	-14.999	23.478	0	0.0	
20	19.72	0.00	0.57	-19.077	23.478	0	0.0	
21	17.45	0.00	0.57	-23.257	23.478	0	0.0	
22	14.67	0.00	0.57	-27.574	23.478	0	0.0	
23	11.31	0.00	0.57	-32.070	23.478	0	0.0	
24	7.28	0.00	0.57	-36.801	23.478	0	0.0	
25	2.48	0.00	-7.37 - 0.57	-41.058	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	13.16	2.28	6.88 - 0.57	77.469	35.000	0	0.0	
2	32.35	2.28	0.57	64.103	35.000	0	0.0	
3	42.73	2.28	0.57	56.143	35.000	0	0.0	
4	50.53	2.28	0.57	49.637	35.000	0	0.0	
5	56.79	2.28	0.57	43.925	35.000	0	0.0	
6	61.94	2.28	0.57	38.724	28.500	0	0.0	
7	66.24	2.28	0.57	33.881	28.500	0	0.0	
8	70.69	2.28	0.57	29.301	28.500	0	0.0	
9	72.87	2.28	0.57	24.920	28.500	0	0.0	
10	81.03	2.28	0.57	20.691	28.500	0	0.0	
11	83.22	2.28	0.57	16.577	28.500	0	0.0	
12	84.95	2.28	0.57	12.549	28.500	0	0.0	
13	36.97	0.14	0.57	8.584	28.500	0	0.0	
14	28.62	0.00	0.57	4.661	28.500	0	0.0	
15	25.19	0.00	0.57	0.759	28.500	0	0.0	
16	24.32	0.00	0.57	-3.140	28.500	0	0.0	
17	23.80	0.00	0.57	-7.053	28.500	0	0.0	
18	22.87	0.00	0.57	-10.999	28.500	0	0.0	
19	21.51	0.00	0.57	-14.999	28.500	0	0.0	
20	19.72	0.00	0.57	-19.077	28.500	0	0.0	
21	17.45	0.00	0.57	-23.257	28.500	0	0.0	
22	14.67	0.00	0.57	-27.574	28.500	0	0.0	
23	11.31	0.00	0.57	-32.070	28.500	0	0.0	
24	7.28	0.00	0.57	-36.801	28.500	0	0.0	
25	2.48	0.00	-7.37 - 0.57	-41.058	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	13.16	2.28	6.88 - 0.57	77.469	35.000	0	0.0	
2	32.35	2.28	0.57	64.103	35.000	0	0.0	
3	42.73	2.28	0.57	56.143	35.000	0	0.0	
4	50.53	2.28	0.57	49.637	35.000	0	0.0	
5	56.79	2.28	0.57	43.925	35.000	0	0.0	
6	61.94	2.28	0.57	38.724	28.500	0	0.0	
7	66.24	2.28	0.57	33.881	28.500	0	0.0	
8	70.69	2.28	0.57	29.301	28.500	0	0.0	
9	72.87	2.28	0.57	24.920	28.500	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

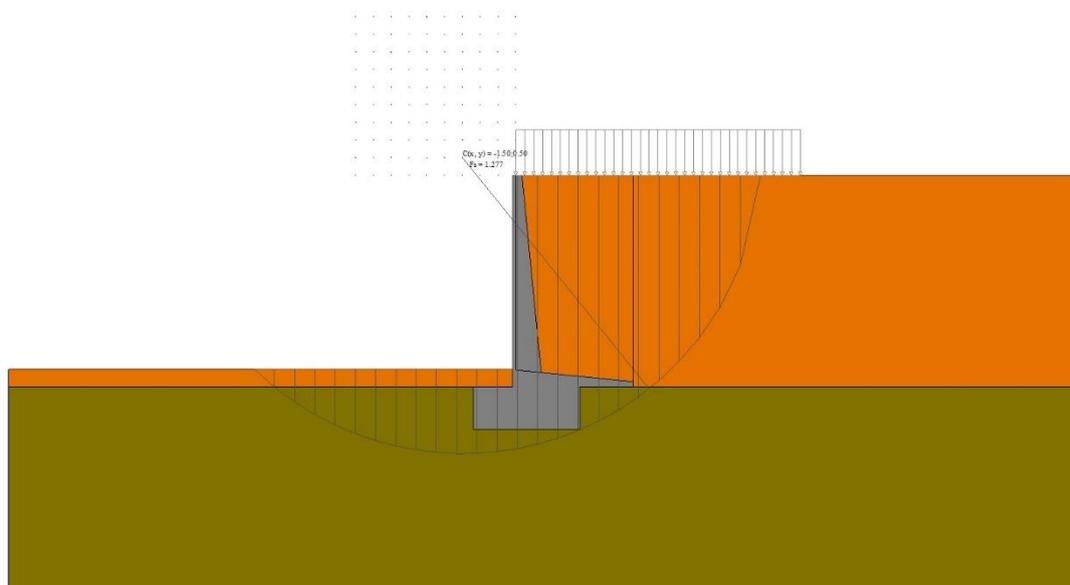
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
10	81.03	2.28	0.57	20.691	28.500	0	0.0	
11	83.22	2.28	0.57	16.577	28.500	0	0.0	
12	84.95	2.28	0.57	12.549	28.500	0	0.0	
13	36.97	0.14	0.57	8.584	28.500	0	0.0	
14	28.62	0.00	0.57	4.661	28.500	0	0.0	
15	25.19	0.00	0.57	0.759	28.500	0	0.0	
16	24.32	0.00	0.57	-3.140	28.500	0	0.0	
17	23.80	0.00	0.57	-7.053	28.500	0	0.0	
18	22.87	0.00	0.57	-10.999	28.500	0	0.0	
19	21.51	0.00	0.57	-14.999	28.500	0	0.0	
20	19.72	0.00	0.57	-19.077	28.500	0	0.0	
21	17.45	0.00	0.57	-23.257	28.500	0	0.0	
22	14.67	0.00	0.57	-27.574	28.500	0	0.0	
23	11.31	0.00	0.57	-32.070	28.500	0	0.0	
24	7.28	0.00	0.57	-36.801	28.500	0	0.0	
25	2.48	0.00	-7.37 - 0.57	-41.058	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH70

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 0.00	9.07	1.387
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 0.00	9.07	1.265
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 0.00	9.07	1.628
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 0.00	9.07	1.626

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	18.24	0.00	7.57 - 0.62	79.377	29.256	0	0.0	
2	43.59	0.00	0.62	64.265	29.256	0	0.0	
3	55.81	0.00	0.62	56.268	29.256	0	0.0	
4	64.97	0.00	0.62	49.745	29.256	0	0.0	
5	72.32	0.00	0.62	44.021	29.256	0	0.0	
6	78.36	0.00	0.62	38.813	23.478	0	0.0	
7	83.74	0.00	0.62	33.965	23.478	0	0.0	
8	88.63	0.00	0.62	29.381	23.478	0	0.0	
9	92.42	0.00	0.62	24.997	23.478	0	0.0	
10	101.51	0.00	0.62	20.766	23.478	0	0.0	
11	103.78	0.00	0.62	16.650	23.478	0	0.0	
12	105.83	0.00	0.62	12.622	23.478	0	0.0	
13	70.06	3.75	0.62	8.656	23.478	0	0.0	
14	33.77	0.00	0.62	4.732	23.478	0	0.0	
15	31.58	0.00	0.62	0.830	23.478	0	0.0	
16	28.34	0.00	0.62	-3.068	23.478	0	0.0	
17	27.74	0.00	0.62	-6.980	23.478	0	0.0	
18	26.66	0.00	0.62	-10.926	23.478	0	0.0	
19	25.09	0.00	0.62	-14.925	23.478	0	0.0	
20	23.00	0.00	0.62	-19.000	23.478	0	0.0	
21	20.36	0.00	0.62	-23.178	23.478	0	0.0	
22	17.11	0.00	0.62	-27.492	23.478	0	0.0	
23	13.19	0.00	0.62	-31.984	23.478	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
24	8.50	0.00	0.62	-36.710	23.478	0	0.0	
25	2.90	0.00	-7.84 - 0.62	-41.019	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	18.24	16.03	7.57 - 0.62	79.377	29.256	0	0.0	
2	43.59	16.03	0.62	64.265	29.256	0	0.0	
3	55.81	16.03	0.62	56.268	29.256	0	0.0	
4	64.97	16.03	0.62	49.745	29.256	0	0.0	
5	72.32	16.03	0.62	44.021	29.256	0	0.0	
6	78.36	16.03	0.62	38.813	23.478	0	0.0	
7	83.74	16.03	0.62	33.965	23.478	0	0.0	
8	88.63	16.03	0.62	29.381	23.478	0	0.0	
9	92.42	16.03	0.62	24.997	23.478	0	0.0	
10	101.51	16.03	0.62	20.766	23.478	0	0.0	
11	103.78	16.03	0.62	16.650	23.478	0	0.0	
12	105.83	16.03	0.62	12.622	23.478	0	0.0	
13	70.06	4.49	0.62	8.656	23.478	0	0.0	
14	33.77	0.00	0.62	4.732	23.478	0	0.0	
15	31.58	0.00	0.62	0.830	23.478	0	0.0	
16	28.34	0.00	0.62	-3.068	23.478	0	0.0	
17	27.74	0.00	0.62	-6.980	23.478	0	0.0	
18	26.66	0.00	0.62	-10.926	23.478	0	0.0	
19	25.09	0.00	0.62	-14.925	23.478	0	0.0	
20	23.00	0.00	0.62	-19.000	23.478	0	0.0	
21	20.36	0.00	0.62	-23.178	23.478	0	0.0	
22	17.11	0.00	0.62	-27.492	23.478	0	0.0	
23	13.19	0.00	0.62	-31.984	23.478	0	0.0	
24	8.50	0.00	0.62	-36.710	23.478	0	0.0	
25	2.90	0.00	-7.84 - 0.62	-41.019	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	18.24	2.47	7.57 - 0.62	79.377	35.000	0	0.0	
2	43.59	2.47	0.62	64.265	35.000	0	0.0	
3	55.81	2.47	0.62	56.268	35.000	0	0.0	
4	64.97	2.47	0.62	49.745	35.000	0	0.0	
5	72.32	2.47	0.62	44.021	35.000	0	0.0	
6	78.36	2.47	0.62	38.813	28.500	0	0.0	
7	83.74	2.47	0.62	33.965	28.500	0	0.0	
8	88.63	2.47	0.62	29.381	28.500	0	0.0	
9	92.42	2.47	0.62	24.997	28.500	0	0.0	
10	101.51	2.47	0.62	20.766	28.500	0	0.0	
11	103.78	2.47	0.62	16.650	28.500	0	0.0	
12	105.83	2.47	0.62	12.622	28.500	0	0.0	
13	70.06	0.69	0.62	8.656	28.500	0	0.0	
14	33.77	0.00	0.62	4.732	28.500	0	0.0	
15	31.58	0.00	0.62	0.830	28.500	0	0.0	
16	28.34	0.00	0.62	-3.068	28.500	0	0.0	
17	27.74	0.00	0.62	-6.980	28.500	0	0.0	
18	26.66	0.00	0.62	-10.926	28.500	0	0.0	
19	25.09	0.00	0.62	-14.925	28.500	0	0.0	
20	23.00	0.00	0.62	-19.000	28.500	0	0.0	
21	20.36	0.00	0.62	-23.178	28.500	0	0.0	
22	17.11	0.00	0.62	-27.492	28.500	0	0.0	
23	13.19	0.00	0.62	-31.984	28.500	0	0.0	
24	8.50	0.00	0.62	-36.710	28.500	0	0.0	
25	2.90	0.00	-7.84 - 0.62	-41.019	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	18.24	2.47	7.57 - 0.62	79.377	35.000	0	0.0	
2	43.59	2.47	0.62	64.265	35.000	0	0.0	
3	55.81	2.47	0.62	56.268	35.000	0	0.0	
4	64.97	2.47	0.62	49.745	35.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

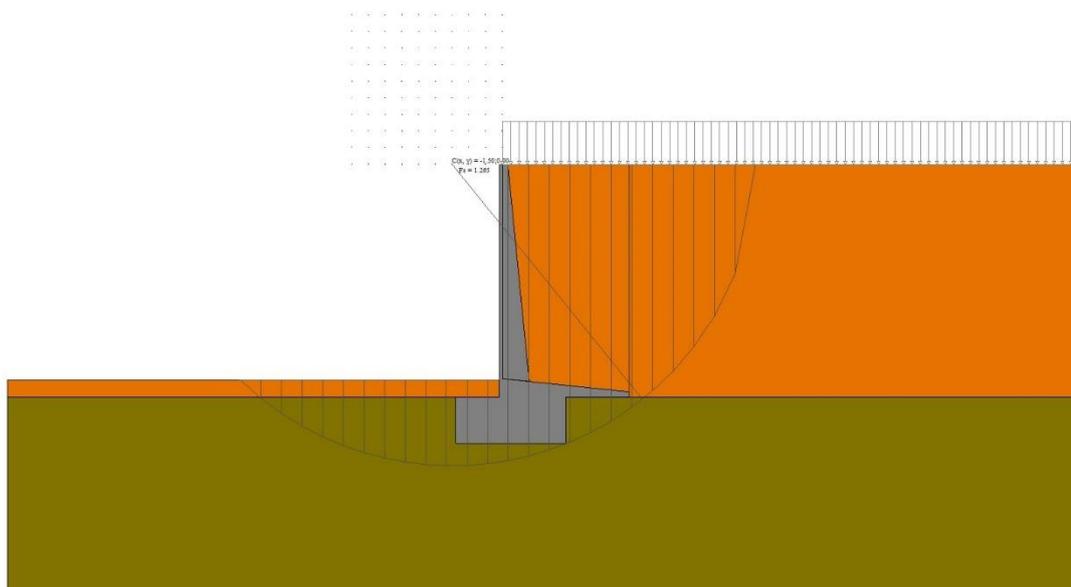
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
5	72.32	2.47	0.62	44.021	35.000	0	0.0	
6	78.36	2.47	0.62	38.813	28.500	0	0.0	
7	83.74	2.47	0.62	33.965	28.500	0	0.0	
8	88.63	2.47	0.62	29.381	28.500	0	0.0	
9	92.42	2.47	0.62	24.997	28.500	0	0.0	
10	101.51	2.47	0.62	20.766	28.500	0	0.0	
11	103.78	2.47	0.62	16.650	28.500	0	0.0	
12	105.83	2.47	0.62	12.622	28.500	0	0.0	
13	70.06	0.69	0.62	8.656	28.500	0	0.0	
14	33.77	0.00	0.62	4.732	28.500	0	0.0	
15	31.58	0.00	0.62	0.830	28.500	0	0.0	
16	28.34	0.00	0.62	-3.068	28.500	0	0.0	
17	27.74	0.00	0.62	-6.980	28.500	0	0.0	
18	26.66	0.00	0.62	-10.926	28.500	0	0.0	
19	25.09	0.00	0.62	-14.925	28.500	0	0.0	
20	23.00	0.00	0.62	-19.000	28.500	0	0.0	
21	20.36	0.00	0.62	-23.178	28.500	0	0.0	
22	17.11	0.00	0.62	-27.492	28.500	0	0.0	
23	13.19	0.00	0.62	-31.984	28.500	0	0.0	
24	8.50	0.00	0.62	-36.710	28.500	0	0.0	
25	2.90	0.00	-7.84 - 0.62	-41.019	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH80

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 0.00	10.41	1.385
12 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 0.50	11.06	1.274
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2.00; 0.50	11.06	1.628
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2.00; 0.50	11.06	1.625

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	23.93	0.00	8.91 - 0.71	79.391	29.256	0	0.0	
2	57.17	0.00	0.71	64.298	29.256	0	0.0	
3	73.21	0.00	0.71	56.312	29.256	0	0.0	
4	85.24	0.00	0.71	49.798	29.256	0	0.0	
5	94.88	0.00	0.71	44.083	29.256	0	0.0	
6	102.80	0.00	0.71	38.883	23.478	0	0.0	
7	107.80	0.00	0.71	34.042	23.478	0	0.0	
8	116.80	0.00	0.71	29.467	23.478	0	0.0	
9	121.31	0.00	0.71	25.090	23.478	0	0.0	
10	129.40	0.00	0.71	20.866	23.478	0	0.0	
11	135.76	0.00	0.71	16.759	23.478	0	0.0	
12	138.00	0.00	0.71	12.738	23.478	0	0.0	
13	108.38	3.75	0.71	8.781	23.478	0	0.0	
14	44.23	0.00	0.71	4.866	23.478	0	0.0	
15	44.68	0.00	0.71	0.974	23.478	0	0.0	
16	37.53	0.00	0.71	-2.914	23.478	0	0.0	
17	35.95	0.00	0.71	-6.816	23.478	0	0.0	
18	34.56	0.00	0.71	-10.749	23.478	0	0.0	
19	32.53	0.00	0.71	-14.735	23.478	0	0.0	
20	29.83	0.00	0.71	-18.796	23.478	0	0.0	
21	26.40	0.00	0.71	-22.957	23.478	0	0.0	
22	22.20	0.00	0.71	-27.252	23.478	0	0.0	
23	17.12	0.00	0.71	-31.721	23.478	0	0.0	
24	11.04	0.00	0.71	-36.419	23.478	0	0.0	
25	3.78	0.00	-8.73 - 0.71	-40.784	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	23.73	19.45	9.05 - 0.75	78.016	29.256	0	0.0	
2	57.87	19.45	0.75	64.206	29.256	0	0.0	
3	75.83	19.45	0.75	56.258	29.256	0	0.0	
4	89.33	19.45	0.75	49.766	29.256	0	0.0	
5	100.15	19.45	0.75	44.067	29.256	0	0.0	
6	109.05	19.45	0.75	38.880	23.478	0	0.0	
7	115.62	19.45	0.75	34.051	23.478	0	0.0	
8	124.64	19.45	0.75	29.485	23.478	0	0.0	
9	129.71	19.45	0.75	25.118	23.478	0	0.0	
10	142.76	19.45	0.75	20.903	23.478	0	0.0	
11	145.46	19.45	0.75	16.804	23.478	0	0.0	
12	147.99	19.45	0.75	12.792	23.478	0	0.0	
13	62.74	1.91	0.75	8.843	23.478	0	0.0	
14	48.85	0.00	0.75	4.937	23.478	0	0.0	
15	44.72	0.00	0.75	1.053	23.478	0	0.0	
16	40.94	0.00	0.75	-2.826	23.478	0	0.0	
17	40.09	0.00	0.75	-6.717	23.478	0	0.0	
18	38.56	0.00	0.75	-10.641	23.478	0	0.0	
19	36.30	0.00	0.75	-14.616	23.478	0	0.0	
20	33.28	0.00	0.75	-18.664	23.478	0	0.0	
21	29.46	0.00	0.75	-22.812	23.478	0	0.0	
22	24.77	0.00	0.75	-27.092	23.478	0	0.0	
23	19.10	0.00	0.75	-31.543	23.478	0	0.0	
24	12.32	0.00	0.75	-36.219	23.478	0	0.0	
25	4.22	0.00	-9.65 - 0.75	-40.592	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	23.73	2.99	9.05 - 0.75	78.016	35.000	0	0.0	
2	57.87	2.99	0.75	64.206	35.000	0	0.0	
3	75.83	2.99	0.75	56.258	35.000	0	0.0	
4	89.33	2.99	0.75	49.766	35.000	0	0.0	
5	100.15	2.99	0.75	44.067	35.000	0	0.0	
6	109.05	2.99	0.75	38.880	28.500	0	0.0	
7	115.62	2.99	0.75	34.051	28.500	0	0.0	
8	124.64	2.99	0.75	29.485	28.500	0	0.0	
9	129.71	2.99	0.75	25.118	28.500	0	0.0	
10	142.76	2.99	0.75	20.903	28.500	0	0.0	
11	145.46	2.99	0.75	16.804	28.500	0	0.0	
12	147.99	2.99	0.75	12.792	28.500	0	0.0	
13	62.74	0.29	0.75	8.843	28.500	0	0.0	
14	48.85	0.00	0.75	4.937	28.500	0	0.0	
15	44.72	0.00	0.75	1.053	28.500	0	0.0	
16	40.94	0.00	0.75	-2.826	28.500	0	0.0	
17	40.09	0.00	0.75	-6.717	28.500	0	0.0	
18	38.56	0.00	0.75	-10.641	28.500	0	0.0	
19	36.30	0.00	0.75	-14.616	28.500	0	0.0	
20	33.28	0.00	0.75	-18.664	28.500	0	0.0	
21	29.46	0.00	0.75	-22.812	28.500	0	0.0	
22	24.77	0.00	0.75	-27.092	28.500	0	0.0	
23	19.10	0.00	0.75	-31.543	28.500	0	0.0	
24	12.32	0.00	0.75	-36.219	28.500	0	0.0	
25	4.22	0.00	-9.65 - 0.75	-40.592	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	23.73	2.99	9.05 - 0.75	78.016	35.000	0	0.0	
2	57.87	2.99	0.75	64.206	35.000	0	0.0	
3	75.83	2.99	0.75	56.258	35.000	0	0.0	
4	89.33	2.99	0.75	49.766	35.000	0	0.0	
5	100.15	2.99	0.75	44.067	35.000	0	0.0	
6	109.05	2.99	0.75	38.880	28.500	0	0.0	
7	115.62	2.99	0.75	34.051	28.500	0	0.0	
8	124.64	2.99	0.75	29.485	28.500	0	0.0	
9	129.71	2.99	0.75	25.118	28.500	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

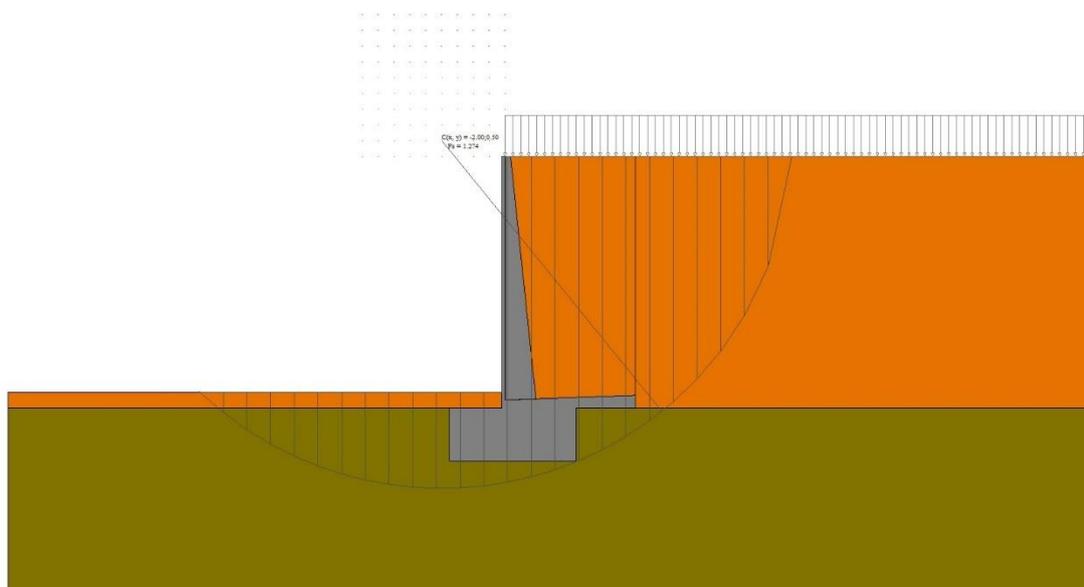
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
10	142.76	2.99	0.75	20.903	28.500	0	0.0	
11	145.46	2.99	0.75	16.804	28.500	0	0.0	
12	147.99	2.99	0.75	12.792	28.500	0	0.0	
13	62.74	0.29	0.75	8.843	28.500	0	0.0	
14	48.85	0.00	0.75	4.937	28.500	0	0.0	
15	44.72	0.00	0.75	1.053	28.500	0	0.0	
16	40.94	0.00	0.75	-2.826	28.500	0	0.0	
17	40.09	0.00	0.75	-6.717	28.500	0	0.0	
18	38.56	0.00	0.75	-10.641	28.500	0	0.0	
19	36.30	0.00	0.75	-14.616	28.500	0	0.0	
20	33.28	0.00	0.75	-18.664	28.500	0	0.0	
21	29.46	0.00	0.75	-22.812	28.500	0	0.0	
22	24.77	0.00	0.75	-27.092	28.500	0	0.0	
23	19.10	0.00	0.75	-31.543	28.500	0	0.0	
24	12.32	0.00	0.75	-36.219	28.500	0	0.0	
25	4.22	0.00	-9.65 - 0.75	-40.592	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH90

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 0.00	11.64	1.359
12 - GEO (A2-M2-R2)	-2.50; 1.00	12.94	1.268
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 0.00	11.64	1.605
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 0.00	11.64	1.603

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	29.64	0.00	10.14 - 0.78	79.424	29.256	0	0.0	
2	70.81	0.00	0.78	64.380	29.256	0	0.0	
3	90.68	0.00	0.78	56.420	29.256	0	0.0	
4	105.59	0.00	0.78	49.929	29.256	0	0.0	
5	117.56	0.00	0.78	44.234	29.256	0	0.0	
6	127.40	0.00	0.78	39.053	23.478	0	0.0	
7	135.50	0.00	0.78	34.232	23.478	0	0.0	
8	143.84	0.00	0.78	29.675	23.478	0	0.0	
9	150.43	0.00	0.78	25.317	23.478	0	0.0	
10	158.14	0.00	0.78	21.112	23.478	0	0.0	
11	168.38	0.00	0.78	17.024	23.478	0	0.0	
12	171.17	0.00	0.78	13.023	23.478	0	0.0	
13	162.10	3.75	0.78	9.087	23.478	0	0.0	
14	50.39	0.00	0.78	5.193	23.478	0	0.0	
15	53.86	0.00	0.78	1.324	23.478	0	0.0	
16	48.08	0.00	0.78	-2.539	23.478	0	0.0	
17	43.17	0.00	0.78	-6.414	23.478	0	0.0	
18	41.54	0.00	0.78	-10.319	23.478	0	0.0	
19	39.12	0.00	0.78	-14.273	23.478	0	0.0	
20	35.89	0.00	0.78	-18.298	23.478	0	0.0	
21	31.77	0.00	0.78	-22.420	23.478	0	0.0	
22	26.71	0.00	0.78	-26.669	23.478	0	0.0	
23	20.60	0.00	0.78	-31.084	23.478	0	0.0	
24	13.28	0.00	0.78	-35.716	23.478	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
25	4.56	0.00	-9.46 - 0.78	-40.056	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	29.16	22.57	10.41 - 0.87	76.908	29.256	0	0.0	
2	72.31	22.57	0.87	64.132	29.256	0	0.0	
3	96.44	22.57	0.87	56.260	29.256	0	0.0	
4	114.63	22.57	0.87	49.817	29.256	0	0.0	
5	129.24	22.57	0.87	44.156	29.256	0	0.0	
6	141.28	22.57	0.87	39.002	23.478	0	0.0	
7	149.47	22.57	0.87	34.203	23.478	0	0.0	
8	162.27	22.57	0.87	29.666	23.478	0	0.0	
9	169.13	22.57	0.87	25.326	23.478	0	0.0	
10	186.39	22.57	0.87	21.138	23.478	0	0.0	
11	189.98	22.57	0.87	17.065	23.478	0	0.0	
12	193.87	22.37	0.87	13.080	23.478	0	0.0	
13	65.11	0.00	0.87	9.159	23.478	0	0.0	
14	63.48	0.00	0.87	5.281	23.478	0	0.0	
15	56.08	0.00	0.87	1.427	23.478	0	0.0	
16	53.41	0.00	0.87	-2.420	23.478	0	0.0	
17	52.38	0.00	0.87	-6.278	23.478	0	0.0	
18	50.42	0.00	0.87	-10.165	23.478	0	0.0	
19	47.50	0.00	0.87	-14.101	23.478	0	0.0	
20	43.58	0.00	0.87	-18.106	23.478	0	0.0	
21	38.59	0.00	0.87	-22.205	23.478	0	0.0	
22	32.45	0.00	0.87	-26.429	23.478	0	0.0	
23	25.04	0.00	0.87	-30.814	23.478	0	0.0	
24	16.17	0.00	0.87	-35.412	23.478	0	0.0	
25	5.60	0.00	-11.29 - 0.87	-39.923	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	29.64	3.14	10.14 - 0.78	79.424	35.000	0	0.0	
2	70.81	3.14	0.78	64.380	35.000	0	0.0	
3	90.68	3.14	0.78	56.420	35.000	0	0.0	
4	105.59	3.14	0.78	49.929	35.000	0	0.0	
5	117.56	3.14	0.78	44.234	35.000	0	0.0	
6	127.40	3.14	0.78	39.053	28.500	0	0.0	
7	135.50	3.14	0.78	34.232	28.500	0	0.0	
8	143.84	3.14	0.78	29.675	28.500	0	0.0	
9	150.43	3.14	0.78	25.317	28.500	0	0.0	
10	158.14	3.14	0.78	21.112	28.500	0	0.0	
11	168.38	3.14	0.78	17.024	28.500	0	0.0	
12	171.17	3.14	0.78	13.023	28.500	0	0.0	
13	162.10	2.92	0.78	9.087	28.500	0	0.0	
14	50.39	0.00	0.78	5.193	28.500	0	0.0	
15	53.86	0.00	0.78	1.324	28.500	0	0.0	
16	48.08	0.00	0.78	-2.539	28.500	0	0.0	
17	43.17	0.00	0.78	-6.414	28.500	0	0.0	
18	41.54	0.00	0.78	-10.319	28.500	0	0.0	
19	39.12	0.00	0.78	-14.273	28.500	0	0.0	
20	35.89	0.00	0.78	-18.298	28.500	0	0.0	
21	31.77	0.00	0.78	-22.420	28.500	0	0.0	
22	26.71	0.00	0.78	-26.669	28.500	0	0.0	
23	20.60	0.00	0.78	-31.084	28.500	0	0.0	
24	13.28	0.00	0.78	-35.716	28.500	0	0.0	
25	4.56	0.00	-9.46 - 0.78	-40.056	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	29.64	3.14	10.14 - 0.78	79.424	35.000	0	0.0	
2	70.81	3.14	0.78	64.380	35.000	0	0.0	
3	90.68	3.14	0.78	56.420	35.000	0	0.0	
4	105.59	3.14	0.78	49.929	35.000	0	0.0	
5	117.56	3.14	0.78	44.234	35.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

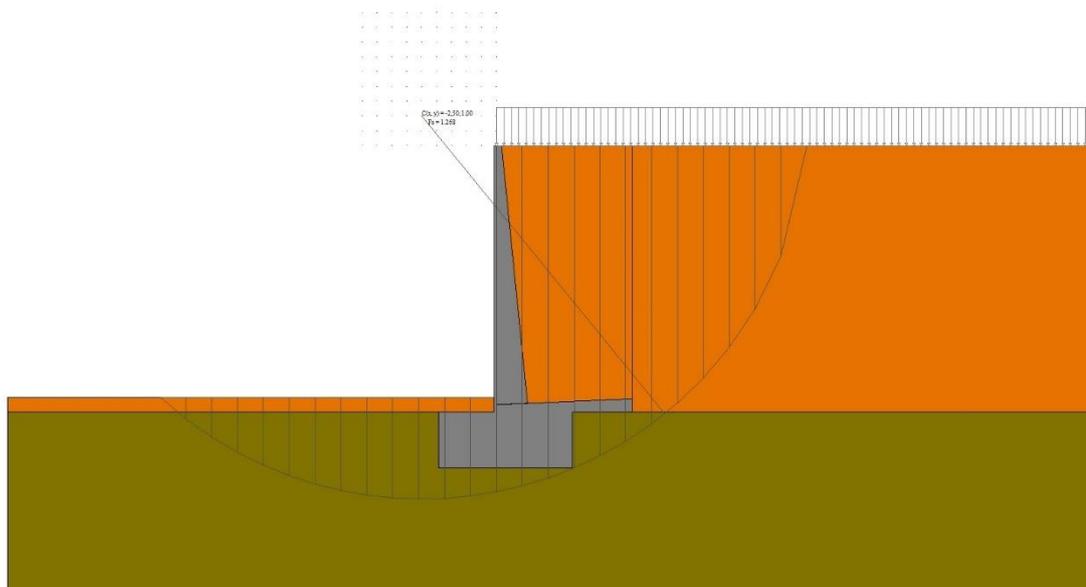
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
6	127.40	3.14	0.78	39.053	28.500	0	0.0	
7	135.50	3.14	0.78	34.232	28.500	0	0.0	
8	143.84	3.14	0.78	29.675	28.500	0	0.0	
9	150.43	3.14	0.78	25.317	28.500	0	0.0	
10	158.14	3.14	0.78	21.112	28.500	0	0.0	
11	168.38	3.14	0.78	17.024	28.500	0	0.0	
12	171.17	3.14	0.78	13.023	28.500	0	0.0	
13	162.10	2.92	0.78	9.087	28.500	0	0.0	
14	50.39	0.00	0.78	5.193	28.500	0	0.0	
15	53.86	0.00	0.78	1.324	28.500	0	0.0	
16	48.08	0.00	0.78	-2.539	28.500	0	0.0	
17	43.17	0.00	0.78	-6.414	28.500	0	0.0	
18	41.54	0.00	0.78	-10.319	28.500	0	0.0	
19	39.12	0.00	0.78	-14.273	28.500	0	0.0	
20	35.89	0.00	0.78	-18.298	28.500	0	0.0	
21	31.77	0.00	0.78	-22.420	28.500	0	0.0	
22	26.71	0.00	0.78	-26.669	28.500	0	0.0	
23	20.60	0.00	0.78	-31.084	28.500	0	0.0	
24	13.28	0.00	0.78	-35.716	28.500	0	0.0	
25	4.56	0.00	-9.46 - 0.78	-40.056	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH100

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 0.50	13.57	1.356
12 - GEO (A2-M2-R2)	-2.50; 1.00	14.22	1.270
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2.00; 0.50	13.57	1.600
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2.00; 0.50	13.57	1.598

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	36.26	0.00	11.56 - 0.91	78.292	29.256	0	0.0	
2	87.68	0.00	0.91	64.343	29.256	0	0.0	
3	114.40	0.00	0.91	56.427	29.256	0	0.0	
4	134.48	0.00	0.91	49.965	29.256	0	0.0	
5	150.60	0.00	0.91	44.293	29.256	0	0.0	
6	163.89	0.00	0.91	39.132	23.478	0	0.0	
7	174.81	0.00	0.91	34.329	23.478	0	0.0	
8	185.45	0.00	0.91	29.789	23.478	0	0.0	
9	194.83	0.00	0.91	25.448	23.478	0	0.0	
10	208.38	0.00	0.91	21.259	23.478	0	0.0	
11	218.38	0.00	0.91	17.187	23.478	0	0.0	
12	222.16	0.00	0.91	13.203	23.478	0	0.0	
13	182.19	3.75	0.91	9.283	23.478	0	0.0	
14	69.71	0.00	0.91	5.407	23.478	0	0.0	
15	70.62	0.00	0.91	1.556	23.478	0	0.0	
16	58.94	0.00	0.91	-2.289	23.478	0	0.0	
17	56.97	0.00	0.91	-6.143	23.478	0	0.0	
18	54.86	0.00	0.91	-10.026	23.478	0	0.0	
19	51.69	0.00	0.91	-13.956	23.478	0	0.0	
20	47.43	0.00	0.91	-17.955	23.478	0	0.0	
21	42.00	0.00	0.91	-22.047	23.478	0	0.0	
22	35.31	0.00	0.91	-26.262	23.478	0	0.0	
23	27.23	0.00	0.91	-30.637	23.478	0	0.0	
24	17.56	0.00	0.91	-35.222	23.478	0	0.0	
25	6.04	0.00	-11.18 - 0.91	-39.580	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	35.79	24.74	11.69 - 0.95	77.172	29.256	0	0.0	
2	88.46	24.74	0.95	64.224	29.256	0	0.0	
3	117.58	24.74	0.95	56.348	29.256	0	0.0	
4	139.50	24.74	0.95	49.907	29.256	0	0.0	
5	157.12	24.74	0.95	44.251	29.256	0	0.0	
6	171.65	24.74	0.95	39.101	23.478	0	0.0	
7	183.59	24.74	0.95	34.308	23.478	0	0.0	
8	196.33	24.74	0.95	29.776	23.478	0	0.0	
9	205.30	24.74	0.95	25.443	23.478	0	0.0	
10	225.96	24.74	0.95	21.261	23.478	0	0.0	
11	230.48	24.74	0.95	17.195	23.478	0	0.0	
12	234.62	24.74	0.95	13.218	23.478	0	0.0	
13	124.16	7.10	0.95	9.304	23.478	0	0.0	
14	75.47	0.00	0.95	5.435	23.478	0	0.0	
15	70.57	0.00	0.95	1.590	23.478	0	0.0	
16	63.36	0.00	0.95	-2.248	23.478	0	0.0	
17	62.17	0.00	0.95	-6.096	23.478	0	0.0	
18	59.86	0.00	0.95	-9.972	23.478	0	0.0	
19	56.41	0.00	0.95	-13.895	23.478	0	0.0	
20	51.77	0.00	0.95	-17.886	23.478	0	0.0	
21	45.85	0.00	0.95	-21.969	23.478	0	0.0	
22	38.56	0.00	0.95	-26.174	23.478	0	0.0	
23	29.74	0.00	0.95	-30.538	23.478	0	0.0	
24	19.20	0.00	0.95	-35.109	23.478	0	0.0	
25	6.65	0.00	-12.10 - 0.95	-39.579	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	36.26	3.64	11.56 - 0.91	78.292	35.000	0	0.0	
2	87.68	3.64	0.91	64.343	35.000	0	0.0	
3	114.40	3.64	0.91	56.427	35.000	0	0.0	
4	134.48	3.64	0.91	49.965	35.000	0	0.0	
5	150.60	3.64	0.91	44.293	35.000	0	0.0	
6	163.89	3.64	0.91	39.132	28.500	0	0.0	
7	174.81	3.64	0.91	34.329	28.500	0	0.0	
8	185.45	3.64	0.91	29.789	28.500	0	0.0	
9	194.83	3.64	0.91	25.448	28.500	0	0.0	
10	208.38	3.64	0.91	21.259	28.500	0	0.0	
11	218.38	3.64	0.91	17.187	28.500	0	0.0	
12	222.16	3.64	0.91	13.203	28.500	0	0.0	
13	182.19	2.57	0.91	9.283	28.500	0	0.0	
14	69.71	0.00	0.91	5.407	28.500	0	0.0	
15	70.62	0.00	0.91	1.556	28.500	0	0.0	
16	58.94	0.00	0.91	-2.289	28.500	0	0.0	
17	56.97	0.00	0.91	-6.143	28.500	0	0.0	
18	54.86	0.00	0.91	-10.026	28.500	0	0.0	
19	51.69	0.00	0.91	-13.956	28.500	0	0.0	
20	47.43	0.00	0.91	-17.955	28.500	0	0.0	
21	42.00	0.00	0.91	-22.047	28.500	0	0.0	
22	35.31	0.00	0.91	-26.262	28.500	0	0.0	
23	27.23	0.00	0.91	-30.637	28.500	0	0.0	
24	17.56	0.00	0.91	-35.222	28.500	0	0.0	
25	6.04	0.00	-11.18 - 0.91	-39.580	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	36.26	3.64	11.56 - 0.91	78.292	35.000	0	0.0	
2	87.68	3.64	0.91	64.343	35.000	0	0.0	
3	114.40	3.64	0.91	56.427	35.000	0	0.0	
4	134.48	3.64	0.91	49.965	35.000	0	0.0	
5	150.60	3.64	0.91	44.293	35.000	0	0.0	
6	163.89	3.64	0.91	39.132	28.500	0	0.0	
7	174.81	3.64	0.91	34.329	28.500	0	0.0	
8	185.45	3.64	0.91	29.789	28.500	0	0.0	
9	194.83	3.64	0.91	25.448	28.500	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

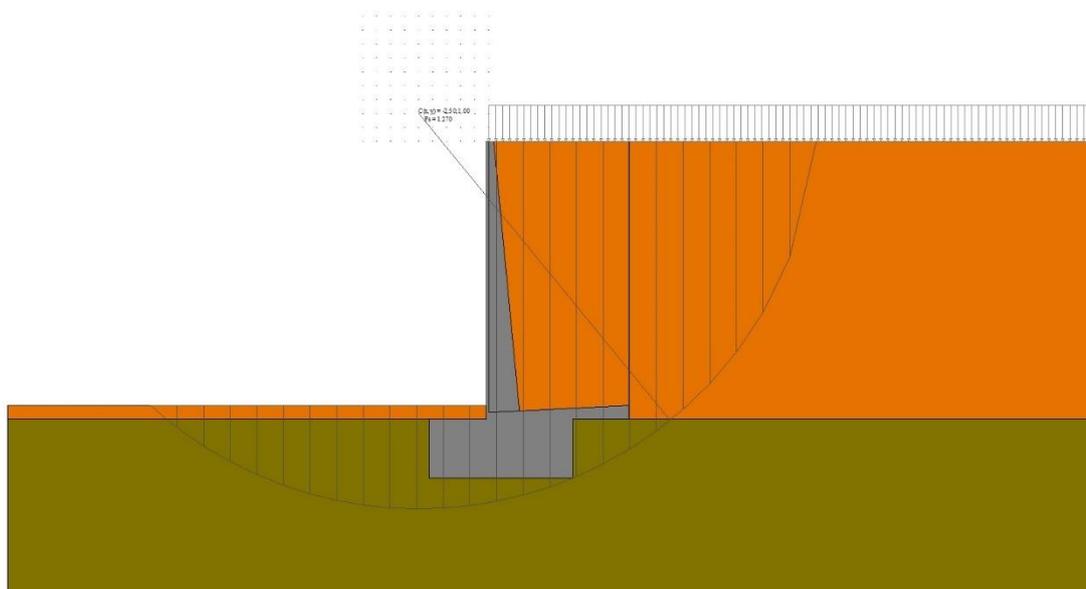
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
10	208.38	3.64	0.91	21.259	28.500	0	0.0	
11	218.38	3.64	0.91	17.187	28.500	0	0.0	
12	222.16	3.64	0.91	13.203	28.500	0	0.0	
13	182.19	2.57	0.91	9.283	28.500	0	0.0	
14	69.71	0.00	0.91	5.407	28.500	0	0.0	
15	70.62	0.00	0.91	1.556	28.500	0	0.0	
16	58.94	0.00	0.91	-2.289	28.500	0	0.0	
17	56.97	0.00	0.91	-6.143	28.500	0	0.0	
18	54.86	0.00	0.91	-10.026	28.500	0	0.0	
19	51.69	0.00	0.91	-13.956	28.500	0	0.0	
20	47.43	0.00	0.91	-17.955	28.500	0	0.0	
21	42.00	0.00	0.91	-22.047	28.500	0	0.0	
22	35.31	0.00	0.91	-26.262	28.500	0	0.0	
23	27.23	0.00	0.91	-30.637	28.500	0	0.0	
24	17.56	0.00	0.91	-35.222	28.500	0	0.0	
25	6.04	0.00	-11.18 - 0.91	-39.580	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MSTH110

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 0.00	14.32	1.342
12 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 0.00	14.32	1.268
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2.00; 0.00	14.32	1.589
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2.00; 0.00	14.32	1.587

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	44.72	0.00	12.32 - 0.96	79.435	29.256	0	0.0	
2	106.85	0.00	0.96	64.407	29.256	0	0.0	
3	136.85	0.00	0.96	56.455	29.256	0	0.0	
4	159.36	0.00	0.96	49.971	29.256	0	0.0	
5	177.42	0.00	0.96	44.284	29.256	0	0.0	
6	192.28	0.00	0.96	39.109	23.478	0	0.0	
7	204.49	0.00	0.96	34.294	23.478	0	0.0	
8	217.03	0.00	0.96	29.743	23.478	0	0.0	
9	227.06	0.00	0.96	25.391	23.478	0	0.0	
10	244.37	0.00	0.96	21.192	23.478	0	0.0	
11	253.62	0.00	0.96	17.110	23.478	0	0.0	
12	257.85	0.00	0.96	13.116	23.478	0	0.0	
13	226.48	3.75	0.96	9.186	23.478	0	0.0	
14	79.08	0.00	0.96	5.300	23.478	0	0.0	
15	80.06	0.00	0.96	1.438	23.478	0	0.0	
16	66.94	0.00	0.96	-2.417	23.478	0	0.0	
17	64.53	0.00	0.96	-6.284	23.478	0	0.0	
18	62.11	0.00	0.96	-10.179	23.478	0	0.0	
19	58.52	0.00	0.96	-14.123	23.478	0	0.0	
20	53.69	0.00	0.96	-18.137	23.478	0	0.0	
21	47.54	0.00	0.96	-22.246	23.478	0	0.0	
22	39.98	0.00	0.96	-26.480	23.478	0	0.0	
23	30.83	0.00	0.96	-30.877	23.478	0	0.0	
24	19.90	0.00	0.96	-35.488	23.478	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
25	6.86	0.00	-11.75 - 0.96	-39.909	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	44.72	25.03	12.32 - 0.96	79.435	29.256	0	0.0	
2	106.85	25.03	0.96	64.407	29.256	0	0.0	
3	136.85	25.03	0.96	56.455	29.256	0	0.0	
4	159.36	25.03	0.96	49.971	29.256	0	0.0	
5	177.42	25.03	0.96	44.284	29.256	0	0.0	
6	192.28	25.03	0.96	39.109	23.478	0	0.0	
7	204.49	25.03	0.96	34.294	23.478	0	0.0	
8	217.03	25.03	0.96	29.743	23.478	0	0.0	
9	227.06	25.03	0.96	25.391	23.478	0	0.0	
10	244.37	25.03	0.96	21.192	23.478	0	0.0	
11	253.62	25.03	0.96	17.110	23.478	0	0.0	
12	257.85	25.03	0.96	13.116	23.478	0	0.0	
13	226.48	19.91	0.96	9.186	23.478	0	0.0	
14	79.08	0.00	0.96	5.300	23.478	0	0.0	
15	80.06	0.00	0.96	1.438	23.478	0	0.0	
16	66.94	0.00	0.96	-2.417	23.478	0	0.0	
17	64.53	0.00	0.96	-6.284	23.478	0	0.0	
18	62.11	0.00	0.96	-10.179	23.478	0	0.0	
19	58.52	0.00	0.96	-14.123	23.478	0	0.0	
20	53.69	0.00	0.96	-18.137	23.478	0	0.0	
21	47.54	0.00	0.96	-22.246	23.478	0	0.0	
22	39.98	0.00	0.96	-26.480	23.478	0	0.0	
23	30.83	0.00	0.96	-30.877	23.478	0	0.0	
24	19.90	0.00	0.96	-35.488	23.478	0	0.0	
25	6.86	0.00	-11.75 - 0.96	-39.909	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	44.72	3.85	12.32 - 0.96	79.435	35.000	0	0.0	
2	106.85	3.85	0.96	64.407	35.000	0	0.0	
3	136.85	3.85	0.96	56.455	35.000	0	0.0	
4	159.36	3.85	0.96	49.971	35.000	0	0.0	
5	177.42	3.85	0.96	44.284	35.000	0	0.0	
6	192.28	3.85	0.96	39.109	28.500	0	0.0	
7	204.49	3.85	0.96	34.294	28.500	0	0.0	
8	217.03	3.85	0.96	29.743	28.500	0	0.0	
9	227.06	3.85	0.96	25.391	28.500	0	0.0	
10	244.37	3.85	0.96	21.192	28.500	0	0.0	
11	253.62	3.85	0.96	17.110	28.500	0	0.0	
12	257.85	3.85	0.96	13.116	28.500	0	0.0	
13	226.48	3.06	0.96	9.186	28.500	0	0.0	
14	79.08	0.00	0.96	5.300	28.500	0	0.0	
15	80.06	0.00	0.96	1.438	28.500	0	0.0	
16	66.94	0.00	0.96	-2.417	28.500	0	0.0	
17	64.53	0.00	0.96	-6.284	28.500	0	0.0	
18	62.11	0.00	0.96	-10.179	28.500	0	0.0	
19	58.52	0.00	0.96	-14.123	28.500	0	0.0	
20	53.69	0.00	0.96	-18.137	28.500	0	0.0	
21	47.54	0.00	0.96	-22.246	28.500	0	0.0	
22	39.98	0.00	0.96	-26.480	28.500	0	0.0	
23	30.83	0.00	0.96	-30.877	28.500	0	0.0	
24	19.90	0.00	0.96	-35.488	28.500	0	0.0	
25	6.86	0.00	-11.75 - 0.96	-39.909	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	44.72	3.85	12.32 - 0.96	79.435	35.000	0	0.0	
2	106.85	3.85	0.96	64.407	35.000	0	0.0	
3	136.85	3.85	0.96	56.455	35.000	0	0.0	
4	159.36	3.85	0.96	49.971	35.000	0	0.0	
5	177.42	3.85	0.96	44.284	35.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

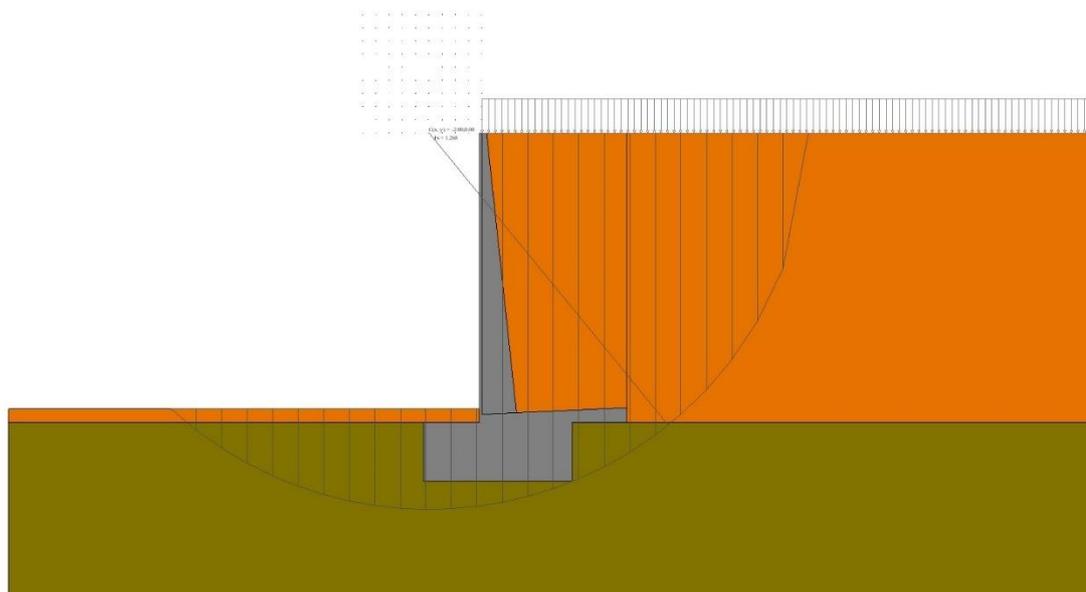
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
6	192.28	3.85	0.96	39.109	28.500	0	0.0	
7	204.49	3.85	0.96	34.294	28.500	0	0.0	
8	217.03	3.85	0.96	29.743	28.500	0	0.0	
9	227.06	3.85	0.96	25.391	28.500	0	0.0	
10	244.37	3.85	0.96	21.192	28.500	0	0.0	
11	253.62	3.85	0.96	17.110	28.500	0	0.0	
12	257.85	3.85	0.96	13.116	28.500	0	0.0	
13	226.48	3.06	0.96	9.186	28.500	0	0.0	
14	79.08	0.00	0.96	5.300	28.500	0	0.0	
15	80.06	0.00	0.96	1.438	28.500	0	0.0	
16	66.94	0.00	0.96	-2.417	28.500	0	0.0	
17	64.53	0.00	0.96	-6.284	28.500	0	0.0	
18	62.11	0.00	0.96	-10.179	28.500	0	0.0	
19	58.52	0.00	0.96	-14.123	28.500	0	0.0	
20	53.69	0.00	0.96	-18.137	28.500	0	0.0	
21	47.54	0.00	0.96	-22.246	28.500	0	0.0	
22	39.98	0.00	0.96	-26.480	28.500	0	0.0	
23	30.83	0.00	0.96	-30.877	28.500	0	0.0	
24	19.90	0.00	0.96	-35.488	28.500	0	0.0	
25	6.86	0.00	-11.75 - 0.96	-39.909	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

### 18.1.2 Muri di sottoscampa ("MSS")

#### Muro di sottoscampa tipo MSSH20

##### Verifica stabilità globale muro + terreno

##### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	7.16	1.793
12 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	7.16	1.793
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0.00; 4.50	7.16	2.122
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	0.00; 4.50	7.16	2.132

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

##### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

##### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	6.65	0.00	7.14 - 0.44	76.951	29.256	0	0.0	
2	16.16	0.00	0.44	65.155	29.256	0	0.0	
3	20.83	0.00	0.44	57.624	29.256	0	0.0	
4	23.91	0.00	0.44	51.469	29.256	0	0.0	
5	26.04	0.00	0.44	46.070	29.256	0	0.0	
6	27.49	0.00	0.44	41.162	29.256	0	0.0	
7	28.42	0.00	0.44	36.601	29.256	0	0.0	
8	28.93	0.00	0.44	32.297	29.256	0	0.0	
9	29.07	0.00	0.44	28.190	29.256	0	0.0	
10	28.89	0.00	0.44	24.237	25.673	11	0.3	
11	28.41	0.00	0.44	20.403	25.673	11	2.0	
12	27.67	0.00	0.44	16.663	25.673	11	3.5	
13	26.68	0.00	0.44	12.995	25.673	11	4.6	
14	25.74	0.00	0.44	9.381	25.673	11	5.5	
15	25.87	0.00	0.44	5.804	25.673	11	6.1	
16	24.68	0.00	0.44	2.250	25.673	11	6.4	
17	13.54	0.00	0.44	-1.295	25.673	11	6.4	
18	10.06	0.00	0.44	-4.846	25.673	11	6.2	
19	8.61	0.00	0.44	-8.415	25.673	11	5.7	
20	7.97	0.00	0.44	-12.018	25.673	11	4.9	
21	7.10	0.00	0.44	-15.670	25.673	11	3.8	
22	5.99	0.00	0.44	-19.388	25.673	11	2.5	
23	4.61	0.00	0.44	-23.195	25.673	11	0.8	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
24	2.95	0.00	0.44	-27.113	29.256	0	0.0	
25	0.98	0.00	-3.93 - 0.44	-30.092	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	6.65	0.00	7.14 - 0.44	76.951	29.256	0	0.0	
2	16.16	0.00	0.44	65.155	29.256	0	0.0	
3	20.83	0.00	0.44	57.624	29.256	0	0.0	
4	23.91	0.00	0.44	51.469	29.256	0	0.0	
5	26.04	0.00	0.44	46.070	29.256	0	0.0	
6	27.49	0.00	0.44	41.162	29.256	0	0.0	
7	28.42	0.00	0.44	36.601	29.256	0	0.0	
8	28.93	0.00	0.44	32.297	29.256	0	0.0	
9	29.07	0.00	0.44	28.190	29.256	0	0.0	
10	28.89	0.00	0.44	24.237	25.673	11	0.3	
11	28.41	0.00	0.44	20.403	25.673	11	2.0	
12	27.67	0.00	0.44	16.663	25.673	11	3.5	
13	26.68	0.00	0.44	12.995	25.673	11	4.6	
14	25.74	0.00	0.44	9.381	25.673	11	5.5	
15	25.87	0.00	0.44	5.804	25.673	11	6.1	
16	24.68	0.00	0.44	2.250	25.673	11	6.4	
17	13.54	0.00	0.44	-1.295	25.673	11	6.4	
18	10.06	0.00	0.44	-4.846	25.673	11	6.2	
19	8.61	0.00	0.44	-8.415	25.673	11	5.7	
20	7.97	0.00	0.44	-12.018	25.673	11	4.9	
21	7.10	0.00	0.44	-15.670	25.673	11	3.8	
22	5.99	0.00	0.44	-19.388	25.673	11	2.5	
23	4.61	0.00	0.44	-23.195	25.673	11	0.8	
24	2.95	0.00	0.44	-27.113	29.256	0	0.0	
25	0.98	0.00	-3.93 - 0.44	-30.092	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	6.65	0.00	7.14 - 0.44	76.951	35.000	0	0.0	
2	16.16	0.00	0.44	65.155	35.000	0	0.0	
3	20.83	0.00	0.44	57.624	35.000	0	0.0	
4	23.91	0.00	0.44	51.469	35.000	0	0.0	
5	26.04	0.00	0.44	46.070	35.000	0	0.0	
6	27.49	0.00	0.44	41.162	35.000	0	0.0	
7	28.42	0.00	0.44	36.601	35.000	0	0.0	
8	28.93	0.00	0.44	32.297	35.000	0	0.0	
9	29.07	0.00	0.44	28.190	35.000	0	0.0	
10	28.89	0.00	0.44	24.237	31.000	14	0.3	
11	28.41	0.00	0.44	20.403	31.000	14	2.0	
12	27.67	0.00	0.44	16.663	31.000	14	3.5	
13	26.68	0.00	0.44	12.995	31.000	14	4.6	
14	25.74	0.00	0.44	9.381	31.000	14	5.5	
15	25.87	0.00	0.44	5.804	31.000	14	6.1	
16	24.68	0.00	0.44	2.250	31.000	14	6.4	
17	13.54	0.00	0.44	-1.295	31.000	14	6.4	
18	10.06	0.00	0.44	-4.846	31.000	14	6.2	
19	8.61	0.00	0.44	-8.415	31.000	14	5.7	
20	7.97	0.00	0.44	-12.018	31.000	14	4.9	
21	7.10	0.00	0.44	-15.670	31.000	14	3.8	
22	5.99	0.00	0.44	-19.388	31.000	14	2.5	
23	4.61	0.00	0.44	-23.195	31.000	14	0.8	
24	2.95	0.00	0.44	-27.113	35.000	0	0.0	
25	0.98	0.00	-3.93 - 0.44	-30.092	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	6.65	0.00	7.14 - 0.44	76.951	35.000	0	0.0	
2	16.16	0.00	0.44	65.155	35.000	0	0.0	
3	20.83	0.00	0.44	57.624	35.000	0	0.0	
4	23.91	0.00	0.44	51.469	35.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

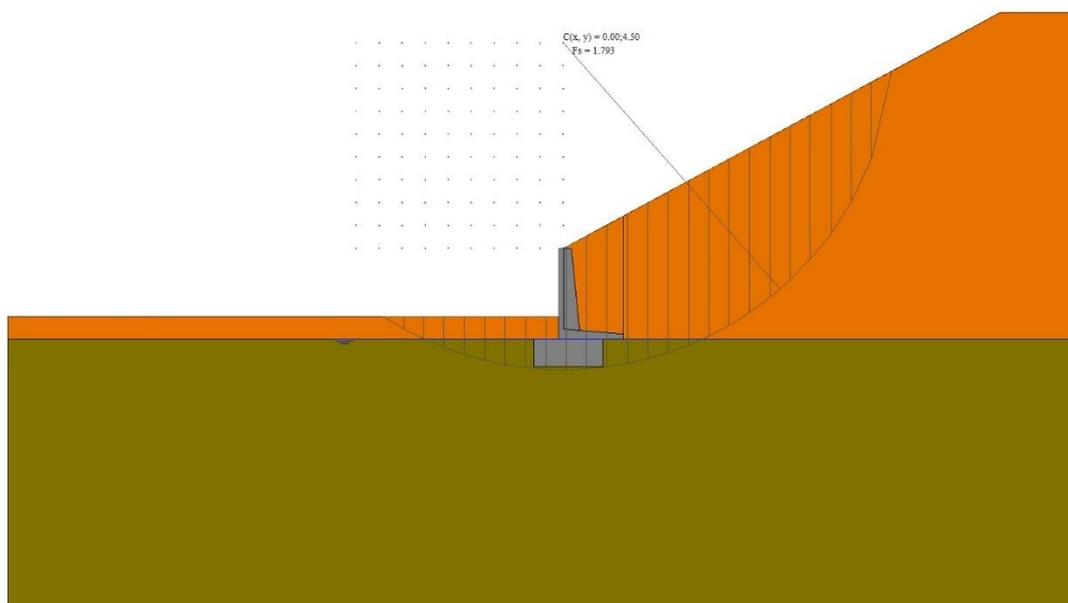
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
5	26.04	0.00	0.44	46.070	35.000	0	0.0	
6	27.49	0.00	0.44	41.162	35.000	0	0.0	
7	28.42	0.00	0.44	36.601	35.000	0	0.0	
8	28.93	0.00	0.44	32.297	35.000	0	0.0	
9	29.07	0.00	0.44	28.190	35.000	0	0.0	
10	28.89	0.00	0.44	24.237	31.000	14	0.3	
11	28.41	0.00	0.44	20.403	31.000	14	2.0	
12	27.67	0.00	0.44	16.663	31.000	14	3.5	
13	26.68	0.00	0.44	12.995	31.000	14	4.6	
14	25.74	0.00	0.44	9.381	31.000	14	5.5	
15	25.87	0.00	0.44	5.804	31.000	14	6.1	
16	24.68	0.00	0.44	2.250	31.000	14	6.4	
17	13.54	0.00	0.44	-1.295	31.000	14	6.4	
18	10.06	0.00	0.44	-4.846	31.000	14	6.2	
19	8.61	0.00	0.44	-8.415	31.000	14	5.7	
20	7.97	0.00	0.44	-12.018	31.000	14	4.9	
21	7.10	0.00	0.44	-15.670	31.000	14	3.8	
22	5.99	0.00	0.44	-19.388	31.000	14	2.5	
23	4.61	0.00	0.44	-23.195	31.000	14	0.8	
24	2.95	0.00	0.44	-27.113	35.000	0	0.0	
25	0.98	0.00	-3.93 - 0.44	-30.092	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 11)

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sottoscampa tipo MSSH30

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	8.69	1.697
12 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	8.69	1.697
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0.00; 4.50	8.69	2.015
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	0.00; 4.50	8.69	2.020

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	16.05	0.00	8.69 - 0.55	79.712	29.256	0	0.0	
2	34.25	0.00	0.55	65.081	29.256	0	0.0	
3	41.51	0.00	0.55	57.350	29.256	0	0.0	
4	46.24	0.00	0.55	51.052	29.256	0	0.0	
5	49.48	0.00	0.55	45.533	29.256	0	0.0	
6	51.65	0.00	0.55	40.518	29.256	0	0.0	
7	53.00	0.00	0.55	35.858	29.256	0	0.0	
8	53.68	0.00	0.55	31.459	29.256	0	0.0	
9	53.78	0.00	0.55	27.260	25.673	11	2.2	
10	53.37	0.00	0.55	23.214	25.673	11	4.8	
11	52.50	0.00	0.55	19.288	25.673	11	6.9	
12	51.21	0.00	0.55	15.455	25.673	11	8.6	
13	49.92	0.00	0.55	11.692	25.673	11	9.9	
14	50.17	0.00	0.55	7.979	25.673	11	10.8	
15	49.98	0.00	0.55	4.300	25.673	11	11.4	
16	45.52	0.00	0.55	0.639	25.673	11	11.7	
17	20.72	0.00	0.55	-3.019	25.673	11	11.5	
18	22.16	0.00	0.55	-6.690	25.673	11	11.1	
19	15.44	0.00	0.55	-10.389	25.673	11	10.3	
20	14.23	0.00	0.55	-14.133	25.673	11	9.1	
21	12.64	0.00	0.55	-17.939	25.673	11	7.5	
22	10.63	0.00	0.55	-21.830	25.673	11	5.5	
23	8.18	0.00	0.55	-25.830	25.673	11	3.1	
24	5.25	0.00	0.55	-29.971	25.673	11	0.3	
25	1.76	0.00	-5.17 - 0.55	-33.408	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	16.05	0.00	8.69 - 0.55	79.712	29.256	0	0.0	
2	34.25	0.00	0.55	65.081	29.256	0	0.0	
3	41.51	0.00	0.55	57.350	29.256	0	0.0	
4	46.24	0.00	0.55	51.052	29.256	0	0.0	
5	49.48	0.00	0.55	45.533	29.256	0	0.0	
6	51.65	0.00	0.55	40.518	29.256	0	0.0	
7	53.00	0.00	0.55	35.858	29.256	0	0.0	
8	53.68	0.00	0.55	31.459	29.256	0	0.0	
9	53.78	0.00	0.55	27.260	25.673	11	2.2	
10	53.37	0.00	0.55	23.214	25.673	11	4.8	
11	52.50	0.00	0.55	19.288	25.673	11	6.9	
12	51.21	0.00	0.55	15.455	25.673	11	8.6	
13	49.92	0.00	0.55	11.692	25.673	11	9.9	
14	50.17	0.00	0.55	7.979	25.673	11	10.8	
15	49.98	0.00	0.55	4.300	25.673	11	11.4	
16	45.52	0.00	0.55	0.639	25.673	11	11.7	
17	20.72	0.00	0.55	-3.019	25.673	11	11.5	
18	22.16	0.00	0.55	-6.690	25.673	11	11.1	
19	15.44	0.00	0.55	-10.389	25.673	11	10.3	
20	14.23	0.00	0.55	-14.133	25.673	11	9.1	
21	12.64	0.00	0.55	-17.939	25.673	11	7.5	
22	10.63	0.00	0.55	-21.830	25.673	11	5.5	
23	8.18	0.00	0.55	-25.830	25.673	11	3.1	
24	5.25	0.00	0.55	-29.971	25.673	11	0.3	
25	1.76	0.00	-5.17 - 0.55	-33.408	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	16.05	0.00	8.69 - 0.55	79.712	35.000	0	0.0	
2	34.25	0.00	0.55	65.081	35.000	0	0.0	
3	41.51	0.00	0.55	57.350	35.000	0	0.0	
4	46.24	0.00	0.55	51.052	35.000	0	0.0	
5	49.48	0.00	0.55	45.533	35.000	0	0.0	
6	51.65	0.00	0.55	40.518	35.000	0	0.0	
7	53.00	0.00	0.55	35.858	35.000	0	0.0	
8	53.68	0.00	0.55	31.459	35.000	0	0.0	
9	53.78	0.00	0.55	27.260	31.000	14	2.2	
10	53.37	0.00	0.55	23.214	31.000	14	4.8	
11	52.50	0.00	0.55	19.288	31.000	14	6.9	
12	51.21	0.00	0.55	15.455	31.000	14	8.6	
13	49.92	0.00	0.55	11.692	31.000	14	9.9	
14	50.17	0.00	0.55	7.979	31.000	14	10.8	
15	49.98	0.00	0.55	4.300	31.000	14	11.4	
16	45.52	0.00	0.55	0.639	31.000	14	11.7	
17	20.72	0.00	0.55	-3.019	31.000	14	11.5	
18	22.16	0.00	0.55	-6.690	31.000	14	11.1	
19	15.44	0.00	0.55	-10.389	31.000	14	10.3	
20	14.23	0.00	0.55	-14.133	31.000	14	9.1	
21	12.64	0.00	0.55	-17.939	31.000	14	7.5	
22	10.63	0.00	0.55	-21.830	31.000	14	5.5	
23	8.18	0.00	0.55	-25.830	31.000	14	3.1	
24	5.25	0.00	0.55	-29.971	31.000	14	0.3	
25	1.76	0.00	-5.17 - 0.55	-33.408	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	16.05	0.00	8.69 - 0.55	79.712	35.000	0	0.0	
2	34.25	0.00	0.55	65.081	35.000	0	0.0	
3	41.51	0.00	0.55	57.350	35.000	0	0.0	
4	46.24	0.00	0.55	51.052	35.000	0	0.0	
5	49.48	0.00	0.55	45.533	35.000	0	0.0	
6	51.65	0.00	0.55	40.518	35.000	0	0.0	
7	53.00	0.00	0.55	35.858	35.000	0	0.0	
8	53.68	0.00	0.55	31.459	35.000	0	0.0	
9	53.78	0.00	0.55	27.260	31.000	14	2.2	

SS 131 "Carlo Felice"

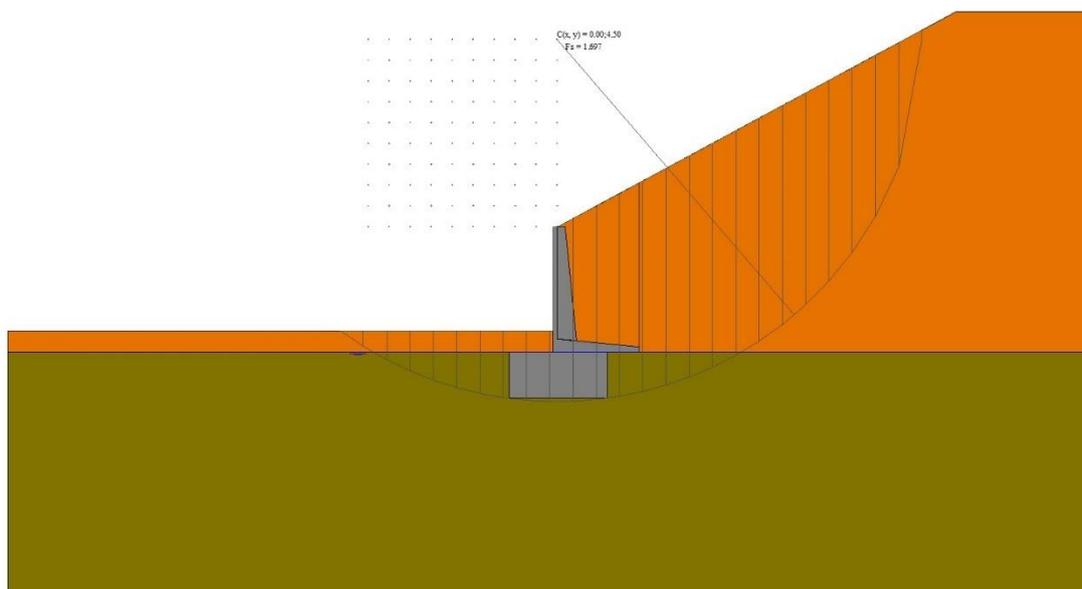
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
10	53.37	0.00	0.55	23.214	31.000	14	4.8	
11	52.50	0.00	0.55	19.288	31.000	14	6.9	
12	51.21	0.00	0.55	15.455	31.000	14	8.6	
13	49.92	0.00	0.55	11.692	31.000	14	9.9	
14	50.17	0.00	0.55	7.979	31.000	14	10.8	
15	49.98	0.00	0.55	4.300	31.000	14	11.4	
16	45.52	0.00	0.55	0.639	31.000	14	11.7	
17	20.72	0.00	0.55	-3.019	31.000	14	11.5	
18	22.16	0.00	0.55	-6.690	31.000	14	11.1	
19	15.44	0.00	0.55	-10.389	31.000	14	10.3	
20	14.23	0.00	0.55	-14.133	31.000	14	9.1	
21	12.64	0.00	0.55	-17.939	31.000	14	7.5	
22	10.63	0.00	0.55	-21.830	31.000	14	5.5	
23	8.18	0.00	0.55	-25.830	31.000	14	3.1	
24	5.25	0.00	0.55	-29.971	31.000	14	0.3	
25	1.76	0.00	-5.17 - 0.55	-33.408	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 11)

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sottoscampa tipo MSSH40

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 4.50	10.34	1.599
12 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	10.24	1.584
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0.50; 4.50	10.34	1.900
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0.50; 4.50	10.34	1.903

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

##### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	33.17	0.00	9.82 - 0.68	78.080	29.256	0	0.0	
2	57.31	0.00	0.68	64.609	29.256	0	0.0	
3	67.77	0.00	0.68	56.817	29.256	0	0.0	
4	74.55	0.00	0.68	50.454	29.256	0	0.0	
5	79.14	0.00	0.68	44.870	29.256	0	0.0	
6	82.18	0.00	0.68	39.791	29.256	0	0.0	
7	84.01	0.00	0.68	35.067	29.256	0	0.0	
8	84.83	0.00	0.68	30.604	25.673	11	3.8	
9	84.79	0.00	0.68	26.339	25.673	11	7.4	
10	84.01	0.00	0.68	22.227	25.673	11	10.4	
11	82.68	0.00	0.68	18.233	25.673	11	12.9	
12	81.50	0.00	0.68	14.330	25.673	11	14.8	
13	86.42	0.00	0.68	10.493	25.673	11	16.3	
14	83.21	0.00	0.68	6.704	25.673	11	17.3	
15	68.91	0.00	0.68	2.944	25.673	11	17.8	
16	35.37	0.00	0.68	-0.803	25.673	11	17.9	
17	38.05	0.00	0.68	-4.553	25.673	11	17.6	
18	27.01	0.00	0.68	-8.324	25.673	11	16.9	
19	25.53	0.00	0.68	-12.131	25.673	11	15.7	
20	23.47	0.00	0.68	-15.993	25.673	11	14.0	
21	20.80	0.00	0.68	-19.933	25.673	11	11.9	
22	17.49	0.00	0.68	-23.973	25.673	11	9.2	
23	13.47	0.00	0.68	-28.146	25.673	11	6.0	
24	8.66	0.00	0.68	-32.489	25.673	11	2.1	
25	2.94	0.00	-7.06 - 0.68	-36.350	29.256	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	33.03	17.31	10.23 - 0.67	78.101	29.256	0	0.0	
2	58.63	1.70	0.67	64.675	29.256	0	0.0	
3	68.86	0.00	0.67	56.906	29.256	0	0.0	
4	75.49	0.00	0.67	50.561	29.256	0	0.0	
5	79.99	0.00	0.67	44.995	29.256	0	0.0	
6	82.97	0.00	0.67	39.932	29.256	0	0.0	
7	84.79	0.00	0.67	35.223	29.256	0	0.0	
8	85.62	0.00	0.67	30.775	25.673	11	2.9	
9	85.62	0.00	0.67	26.526	25.673	11	6.5	
10	84.89	0.00	0.67	22.429	25.673	11	9.4	
11	83.51	0.00	0.67	18.451	25.673	11	11.9	
12	81.92	0.00	0.67	14.564	25.673	11	13.8	
13	79.07	0.00	0.67	10.744	25.673	11	15.3	
14	84.15	0.00	0.67	6.972	25.673	11	16.3	
15	80.79	0.00	0.67	3.230	25.673	11	16.9	
16	58.96	0.00	0.67	-0.497	25.673	11	17.0	
17	33.44	0.00	0.67	-4.227	25.673	11	16.8	
18	34.92	0.00	0.67	-7.975	25.673	11	16.1	
19	24.25	0.00	0.67	-11.758	25.673	11	14.9	
20	22.31	0.00	0.67	-15.594	25.673	11	13.3	
21	19.78	0.00	0.67	-19.503	25.673	11	11.3	
22	16.63	0.00	0.67	-23.510	25.673	11	8.7	
23	12.81	0.00	0.67	-27.644	25.673	11	5.6	
24	8.23	0.00	0.67	-31.941	25.673	11	1.8	
25	2.79	0.00	-6.41 - 0.67	-35.731	29.256	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	33.17	1.30	9.82 - 0.68	78.080	35.000	0	0.0	
2	57.31	0.00	0.68	64.609	35.000	0	0.0	
3	67.77	0.00	0.68	56.817	35.000	0	0.0	
4	74.55	0.00	0.68	50.454	35.000	0	0.0	
5	79.14	0.00	0.68	44.870	35.000	0	0.0	
6	82.18	0.00	0.68	39.791	35.000	0	0.0	
7	84.01	0.00	0.68	35.067	35.000	0	0.0	
8	84.83	0.00	0.68	30.604	31.000	14	3.8	
9	84.79	0.00	0.68	26.339	31.000	14	7.4	
10	84.01	0.00	0.68	22.227	31.000	14	10.4	
11	82.68	0.00	0.68	18.233	31.000	14	12.9	
12	81.50	0.00	0.68	14.330	31.000	14	14.8	
13	86.42	0.00	0.68	10.493	31.000	14	16.3	
14	83.21	0.00	0.68	6.704	31.000	14	17.3	
15	68.91	0.00	0.68	2.944	31.000	14	17.8	
16	35.37	0.00	0.68	-0.803	31.000	14	17.9	
17	38.05	0.00	0.68	-4.553	31.000	14	17.6	
18	27.01	0.00	0.68	-8.324	31.000	14	16.9	
19	25.53	0.00	0.68	-12.131	31.000	14	15.7	
20	23.47	0.00	0.68	-15.993	31.000	14	14.0	
21	20.80	0.00	0.68	-19.933	31.000	14	11.9	
22	17.49	0.00	0.68	-23.973	31.000	14	9.2	
23	13.47	0.00	0.68	-28.146	31.000	14	6.0	
24	8.66	0.00	0.68	-32.489	31.000	14	2.1	
25	2.94	0.00	-7.06 - 0.68	-36.350	35.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	33.17	1.30	9.82 - 0.68	78.080	35.000	0	0.0	
2	57.31	0.00	0.68	64.609	35.000	0	0.0	
3	67.77	0.00	0.68	56.817	35.000	0	0.0	
4	74.55	0.00	0.68	50.454	35.000	0	0.0	
5	79.14	0.00	0.68	44.870	35.000	0	0.0	
6	82.18	0.00	0.68	39.791	35.000	0	0.0	
7	84.01	0.00	0.68	35.067	35.000	0	0.0	
8	84.83	0.00	0.68	30.604	31.000	14	3.8	
9	84.79	0.00	0.68	26.339	31.000	14	7.4	

SS 131 "Carlo Felice"

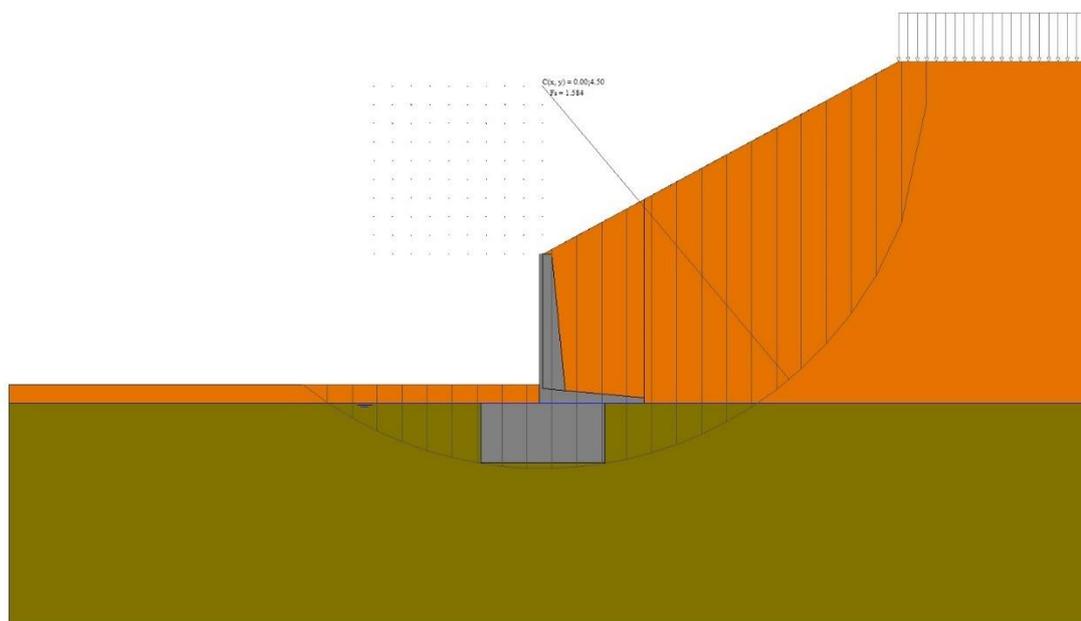
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
10	84.01	0.00	0.68	22.227	31.000	14	10.4	
11	82.68	0.00	0.68	18.233	31.000	14	12.9	
12	81.50	0.00	0.68	14.330	31.000	14	14.8	
13	86.42	0.00	0.68	10.493	31.000	14	16.3	
14	83.21	0.00	0.68	6.704	31.000	14	17.3	
15	68.91	0.00	0.68	2.944	31.000	14	17.8	
16	35.37	0.00	0.68	-0.803	31.000	14	17.9	
17	38.05	0.00	0.68	-4.553	31.000	14	17.6	
18	27.01	0.00	0.68	-8.324	31.000	14	16.9	
19	25.53	0.00	0.68	-12.131	31.000	14	15.7	
20	23.47	0.00	0.68	-15.993	31.000	14	14.0	
21	20.80	0.00	0.68	-19.933	31.000	14	11.9	
22	17.49	0.00	0.68	-23.973	31.000	14	9.2	
23	13.47	0.00	0.68	-28.146	31.000	14	6.0	
24	8.66	0.00	0.68	-32.489	31.000	14	2.1	
25	2.94	0.00	-7.06 -0.68	-36.350	35.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### 18.1.3 Muri di controripa ("MCR") – Paramento inclinato 15%

#### Muro di controripa tipo MCRH20

#### Verifica stabilità globale muro + terreno

##### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	7.07	1.817
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0.00; 4.50	7.07	2.147
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	0.00; 4.50	7.07	2.160

#### Dettagli strisce verifiche stabilità

##### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

##### Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	5.04	0.00	7.01 - 0.43	74.868	24.791	0	0.0	
2	12.58	0.00	0.43	64.469	24.791	0	0.0	
3	16.74	0.00	0.43	57.196	24.791	0	0.0	
4	19.57	0.00	0.43	51.190	24.791	0	0.0	
5	21.58	0.00	0.43	45.897	24.791	0	0.0	
6	23.00	0.00	0.43	41.075	24.791	0	0.0	
7	23.97	0.00	0.43	36.587	24.791	0	0.0	
8	24.56	0.00	0.43	32.349	24.791	0	0.0	
9	24.83	0.00	0.43	28.301	24.791	0	0.0	
10	24.82	0.00	0.43	24.403	24.791	0	0.0	
11	24.59	0.00	0.43	20.623	25.673	11	0.0	
12	24.15	0.00	0.43	16.935	25.673	11	0.0	
13	23.47	0.00	0.43	13.318	25.673	11	0.0	
14	23.18	0.00	0.43	9.754	25.673	11	0.0	
15	23.57	0.00	0.43	6.229	25.673	11	0.0	
16	22.35	0.00	0.43	2.727	25.673	11	0.0	
17	16.85	0.00	0.43	-0.765	25.673	11	0.0	
18	8.36	0.00	0.43	-4.260	25.673	11	0.0	
19	7.31	0.00	0.43	-7.770	25.673	11	0.0	
20	6.78	0.00	0.43	-11.311	25.673	11	0.0	
21	6.05	0.00	0.43	-14.895	25.673	11	0.0	
22	5.10	0.00	0.43	-18.541	25.673	11	0.0	
23	3.93	0.00	0.43	-22.267	25.673	11	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
24	2.51	0.00	0.43	-26.095	24.791	0	0.0	
25	0.83	0.00	-3.75 - 0.43	-28.953	24.791	0	0.0	

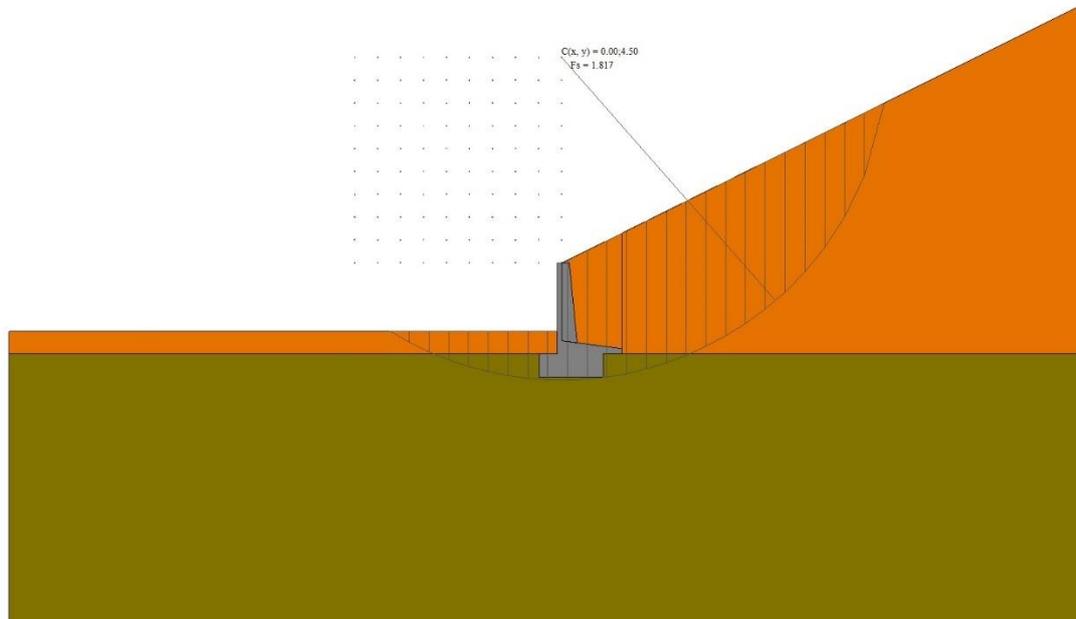
Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	5.04	0.00	7.01 - 0.43	74.868	30.000	0	0.0	
2	12.58	0.00	0.43	64.469	30.000	0	0.0	
3	16.74	0.00	0.43	57.196	30.000	0	0.0	
4	19.57	0.00	0.43	51.190	30.000	0	0.0	
5	21.58	0.00	0.43	45.897	30.000	0	0.0	
6	23.00	0.00	0.43	41.075	30.000	0	0.0	
7	23.97	0.00	0.43	36.587	30.000	0	0.0	
8	24.56	0.00	0.43	32.349	30.000	0	0.0	
9	24.83	0.00	0.43	28.301	30.000	0	0.0	
10	24.82	0.00	0.43	24.403	30.000	0	0.0	
11	24.59	0.00	0.43	20.623	31.000	14	0.0	
12	24.15	0.00	0.43	16.935	31.000	14	0.0	
13	23.47	0.00	0.43	13.318	31.000	14	0.0	
14	23.18	0.00	0.43	9.754	31.000	14	0.0	
15	23.57	0.00	0.43	6.229	31.000	14	0.0	
16	22.35	0.00	0.43	2.727	31.000	14	0.0	
17	16.85	0.00	0.43	-0.765	31.000	14	0.0	
18	8.36	0.00	0.43	-4.260	31.000	14	0.0	
19	7.31	0.00	0.43	-7.770	31.000	14	0.0	
20	6.78	0.00	0.43	-11.311	31.000	14	0.0	
21	6.05	0.00	0.43	-14.895	31.000	14	0.0	
22	5.10	0.00	0.43	-18.541	31.000	14	0.0	
23	3.93	0.00	0.43	-22.267	31.000	14	0.0	
24	2.51	0.00	0.43	-26.095	30.000	0	0.0	
25	0.83	0.00	-3.75 - 0.43	-28.953	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	5.04	0.00	7.01 - 0.43	74.868	30.000	0	0.0	
2	12.58	0.00	0.43	64.469	30.000	0	0.0	
3	16.74	0.00	0.43	57.196	30.000	0	0.0	
4	19.57	0.00	0.43	51.190	30.000	0	0.0	
5	21.58	0.00	0.43	45.897	30.000	0	0.0	
6	23.00	0.00	0.43	41.075	30.000	0	0.0	
7	23.97	0.00	0.43	36.587	30.000	0	0.0	
8	24.56	0.00	0.43	32.349	30.000	0	0.0	
9	24.83	0.00	0.43	28.301	30.000	0	0.0	
10	24.82	0.00	0.43	24.403	30.000	0	0.0	
11	24.59	0.00	0.43	20.623	31.000	14	0.0	
12	24.15	0.00	0.43	16.935	31.000	14	0.0	
13	23.47	0.00	0.43	13.318	31.000	14	0.0	
14	23.18	0.00	0.43	9.754	31.000	14	0.0	
15	23.57	0.00	0.43	6.229	31.000	14	0.0	
16	22.35	0.00	0.43	2.727	31.000	14	0.0	
17	16.85	0.00	0.43	-0.765	31.000	14	0.0	
18	8.36	0.00	0.43	-4.260	31.000	14	0.0	
19	7.31	0.00	0.43	-7.770	31.000	14	0.0	
20	6.78	0.00	0.43	-11.311	31.000	14	0.0	
21	6.05	0.00	0.43	-14.895	31.000	14	0.0	
22	5.10	0.00	0.43	-18.541	31.000	14	0.0	
23	3.93	0.00	0.43	-22.267	31.000	14	0.0	
24	2.51	0.00	0.43	-26.095	30.000	0	0.0	
25	0.83	0.00	-3.75 - 0.43	-28.953	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>GRUPPO FS ITALIANE</b>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

## Muro di controripa tipo MCRH30

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 4.50	8.37	1.641
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0.50; 4.50	8.37	1.949
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0.50; 4.50	8.37	1.960

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	9.28	0.00	7.86 - 0.52	77.603	24.791	0	0.0	
2	22.38	0.00	0.52	65.273	24.791	0	0.0	
3	28.69	0.00	0.52	57.698	24.791	0	0.0	
4	32.91	0.00	0.52	51.517	24.791	0	0.0	
5	35.88	0.00	0.52	46.100	24.791	0	0.0	
6	37.97	0.00	0.52	41.177	24.791	0	0.0	
7	39.39	0.00	0.52	36.604	24.791	0	0.0	
8	40.24	0.00	0.52	32.290	24.791	0	0.0	
9	40.63	0.00	0.52	28.173	24.791	0	0.0	
10	40.66	0.00	0.52	24.210	25.673	11	0.0	
11	40.35	0.00	0.52	20.368	25.673	11	0.0	
12	41.10	0.00	0.52	16.619	25.673	11	0.0	
13	38.35	0.00	0.52	12.943	25.673	11	0.0	
14	40.67	0.00	0.52	9.320	25.673	11	0.0	
15	39.27	0.00	0.52	5.735	25.673	11	0.0	
16	19.58	0.00	0.52	2.172	25.673	11	0.0	
17	13.43	0.00	0.52	-1.383	25.673	11	0.0	
18	11.82	0.00	0.52	-4.942	25.673	11	0.0	
19	11.28	0.00	0.52	-8.521	25.673	11	0.0	
20	10.44	0.00	0.52	-12.135	25.673	11	0.0	
21	9.30	0.00	0.52	-15.798	25.673	11	0.0	
22	7.84	0.00	0.52	-19.528	25.673	11	0.0	
23	6.04	0.00	0.52	-23.348	25.673	11	0.0	
24	3.87	0.00	0.52	-27.282	24.791	0	0.0	
25	1.29	0.00	-5.11 - 0.52	-30.387	24.791	0	0.0	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	9.28	0.00	7.86 - 0.52	77.603	30.000	0	0.0	
2	22.38	0.00	0.52	65.273	30.000	0	0.0	
3	28.69	0.00	0.52	57.698	30.000	0	0.0	
4	32.91	0.00	0.52	51.517	30.000	0	0.0	
5	35.88	0.00	0.52	46.100	30.000	0	0.0	
6	37.97	0.00	0.52	41.177	30.000	0	0.0	
7	39.39	0.00	0.52	36.604	30.000	0	0.0	
8	40.24	0.00	0.52	32.290	30.000	0	0.0	
9	40.63	0.00	0.52	28.173	30.000	0	0.0	
10	40.66	0.00	0.52	24.210	31.000	14	0.0	
11	40.35	0.00	0.52	20.368	31.000	14	0.0	
12	41.10	0.00	0.52	16.619	31.000	14	0.0	
13	38.35	0.00	0.52	12.943	31.000	14	0.0	
14	40.67	0.00	0.52	9.320	31.000	14	0.0	
15	39.27	0.00	0.52	5.735	31.000	14	0.0	
16	19.58	0.00	0.52	2.172	31.000	14	0.0	
17	13.43	0.00	0.52	-1.383	31.000	14	0.0	
18	11.82	0.00	0.52	-4.942	31.000	14	0.0	
19	11.28	0.00	0.52	-8.521	31.000	14	0.0	
20	10.44	0.00	0.52	-12.135	31.000	14	0.0	
21	9.30	0.00	0.52	-15.798	31.000	14	0.0	
22	7.84	0.00	0.52	-19.528	31.000	14	0.0	
23	6.04	0.00	0.52	-23.348	31.000	14	0.0	
24	3.87	0.00	0.52	-27.282	30.000	0	0.0	
25	1.29	0.00	-5.11 - 0.52	-30.387	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	9.28	0.00	7.86 - 0.52	77.603	30.000	0	0.0	
2	22.38	0.00	0.52	65.273	30.000	0	0.0	
3	28.69	0.00	0.52	57.698	30.000	0	0.0	
4	32.91	0.00	0.52	51.517	30.000	0	0.0	
5	35.88	0.00	0.52	46.100	30.000	0	0.0	
6	37.97	0.00	0.52	41.177	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

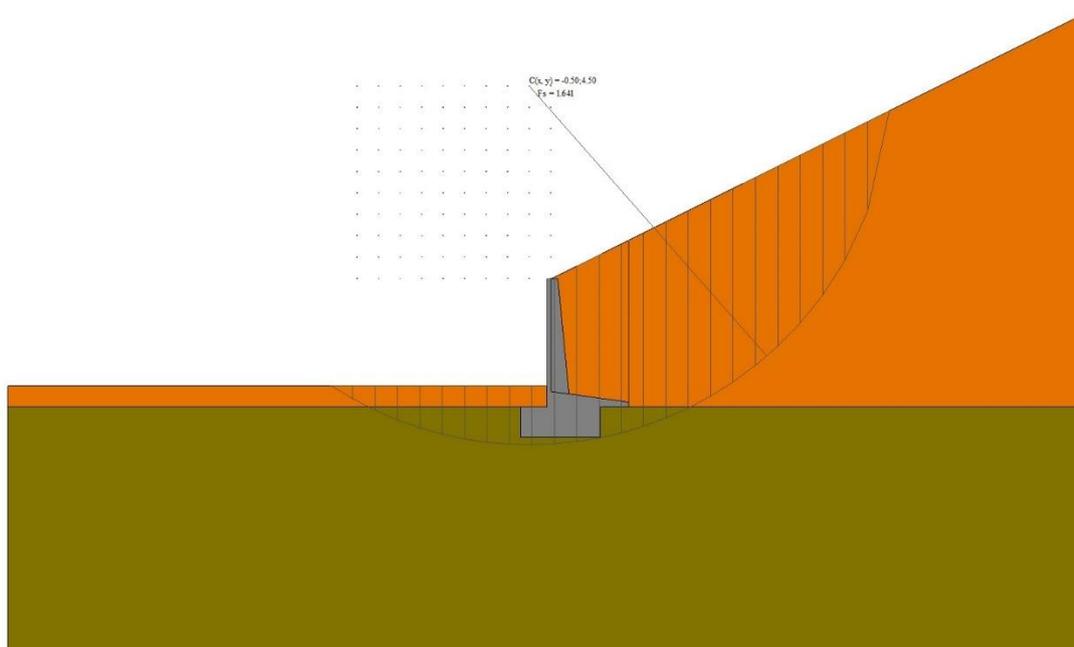
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
7	39.39	0.00	0.52	36.604	30.000	0	0.0	
8	40.24	0.00	0.52	32.290	30.000	0	0.0	
9	40.63	0.00	0.52	28.173	30.000	0	0.0	
10	40.66	0.00	0.52	24.210	31.000	14	0.0	
11	40.35	0.00	0.52	20.368	31.000	14	0.0	
12	41.10	0.00	0.52	16.619	31.000	14	0.0	
13	38.35	0.00	0.52	12.943	31.000	14	0.0	
14	40.67	0.00	0.52	9.320	31.000	14	0.0	
15	39.27	0.00	0.52	5.735	31.000	14	0.0	
16	19.58	0.00	0.52	2.172	31.000	14	0.0	
17	13.43	0.00	0.52	-1.383	31.000	14	0.0	
18	11.82	0.00	0.52	-4.942	31.000	14	0.0	
19	11.28	0.00	0.52	-8.521	31.000	14	0.0	
20	10.44	0.00	0.52	-12.135	31.000	14	0.0	
21	9.30	0.00	0.52	-15.798	31.000	14	0.0	
22	7.84	0.00	0.52	-19.528	31.000	14	0.0	
23	6.04	0.00	0.52	-23.348	31.000	14	0.0	
24	3.87	0.00	0.52	-27.282	30.000	0	0.0	
25	1.29	0.00	-5.11 - 0.52	-30.387	30.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

## Muro di sostegno tipo MCRH40

## Verifica stabilità globale muro + terreno

## Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	9.50	1.519
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0.00; 4.50	9.50	1.811
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	0.00; 4.50	9.50	1.818

## Dettagli strisce verifiche stabilità

## Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

## Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	17.37	0.00	9.50 - 0.59	79.888	24.791	0	0.0	
2	37.21	0.00	0.59	65.512	24.791	0	0.0	
3	45.34	0.00	0.59	57.920	24.791	0	0.0	
4	50.77	0.00	0.59	51.740	24.791	0	0.0	
5	54.61	0.00	0.59	46.328	24.791	0	0.0	
6	57.32	0.00	0.59	41.414	24.791	0	0.0	
7	59.16	0.00	0.59	36.851	24.791	0	0.0	
8	60.29	0.00	0.59	32.548	24.791	0	0.0	
9	60.81	0.00	0.59	28.443	24.791	0	0.0	
10	60.88	0.00	0.59	24.493	25.673	11	0.0	
11	60.52	0.00	0.59	20.664	25.673	11	0.0	
12	59.70	0.00	0.59	16.930	25.673	11	0.0	
13	59.71	0.00	0.59	13.269	25.673	11	0.0	
14	57.28	0.00	0.59	9.662	25.673	11	0.0	
15	59.49	0.00	0.59	6.094	25.673	11	0.0	
16	57.38	0.00	0.59	2.550	25.673	11	0.0	
17	28.60	0.00	0.59	-0.985	25.673	11	0.0	
18	21.04	0.00	0.59	-4.524	25.673	11	0.0	
19	13.94	0.00	0.59	-8.080	25.673	11	0.0	
20	12.93	0.00	0.59	-11.667	25.673	11	0.0	
21	11.53	0.00	0.59	-15.302	25.673	11	0.0	
22	9.73	0.00	0.59	-19.002	25.673	11	0.0	
23	7.50	0.00	0.59	-22.786	25.673	11	0.0	
24	4.81	0.00	0.59	-26.679	24.791	0	0.0	
25	1.61	0.00	-5.14 - 0.59	-29.843	24.791	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

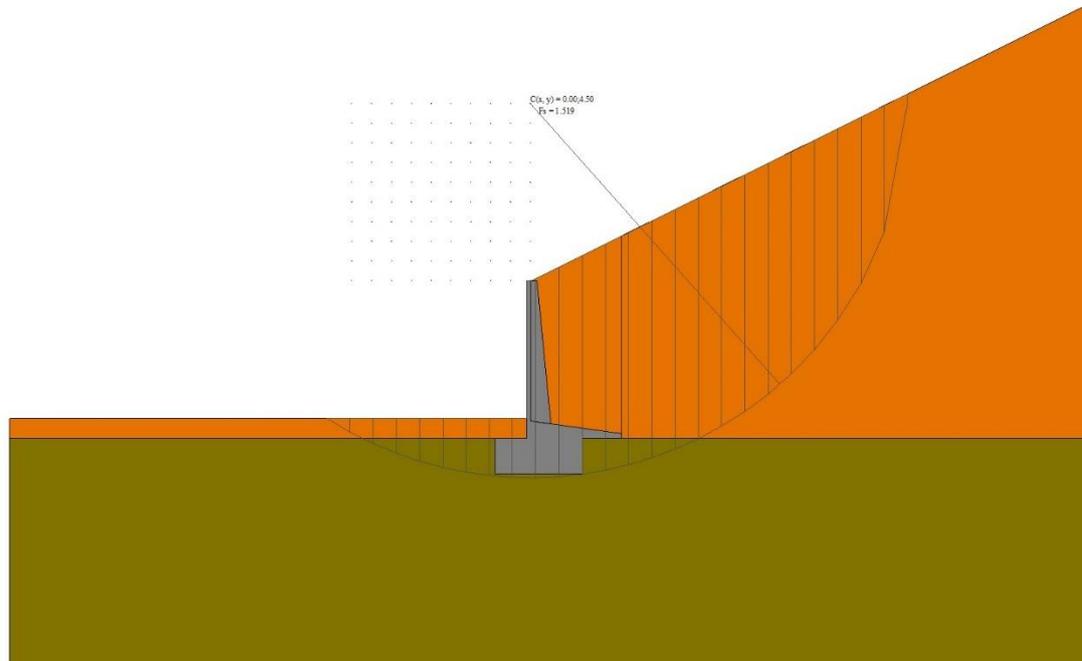
Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	17.37	0.00	9.50 - 0.59	79.888	30.000	0	0.0	
2	37.21	0.00	0.59	65.512	30.000	0	0.0	
3	45.34	0.00	0.59	57.920	30.000	0	0.0	
4	50.77	0.00	0.59	51.740	30.000	0	0.0	
5	54.61	0.00	0.59	46.328	30.000	0	0.0	
6	57.32	0.00	0.59	41.414	30.000	0	0.0	
7	59.16	0.00	0.59	36.851	30.000	0	0.0	
8	60.29	0.00	0.59	32.548	30.000	0	0.0	
9	60.81	0.00	0.59	28.443	30.000	0	0.0	
10	60.88	0.00	0.59	24.493	31.000	14	0.0	
11	60.52	0.00	0.59	20.664	31.000	14	0.0	
12	59.70	0.00	0.59	16.930	31.000	14	0.0	
13	59.71	0.00	0.59	13.269	31.000	14	0.0	
14	57.28	0.00	0.59	9.662	31.000	14	0.0	
15	59.49	0.00	0.59	6.094	31.000	14	0.0	
16	57.38	0.00	0.59	2.550	31.000	14	0.0	
17	28.60	0.00	0.59	-0.985	31.000	14	0.0	
18	21.04	0.00	0.59	-4.524	31.000	14	0.0	
19	13.94	0.00	0.59	-8.080	31.000	14	0.0	
20	12.93	0.00	0.59	-11.667	31.000	14	0.0	
21	11.53	0.00	0.59	-15.302	31.000	14	0.0	
22	9.73	0.00	0.59	-19.002	31.000	14	0.0	
23	7.50	0.00	0.59	-22.786	31.000	14	0.0	
24	4.81	0.00	0.59	-26.679	30.000	0	0.0	
25	1.61	0.00	-5.14 - 0.59	-29.843	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	17.37	0.00	9.50 - 0.59	79.888	30.000	0	0.0	
2	37.21	0.00	0.59	65.512	30.000	0	0.0	
3	45.34	0.00	0.59	57.920	30.000	0	0.0	
4	50.77	0.00	0.59	51.740	30.000	0	0.0	
5	54.61	0.00	0.59	46.328	30.000	0	0.0	
6	57.32	0.00	0.59	41.414	30.000	0	0.0	
7	59.16	0.00	0.59	36.851	30.000	0	0.0	
8	60.29	0.00	0.59	32.548	30.000	0	0.0	
9	60.81	0.00	0.59	28.443	30.000	0	0.0	
10	60.88	0.00	0.59	24.493	31.000	14	0.0	
11	60.52	0.00	0.59	20.664	31.000	14	0.0	
12	59.70	0.00	0.59	16.930	31.000	14	0.0	
13	59.71	0.00	0.59	13.269	31.000	14	0.0	
14	57.28	0.00	0.59	9.662	31.000	14	0.0	
15	59.49	0.00	0.59	6.094	31.000	14	0.0	
16	57.38	0.00	0.59	2.550	31.000	14	0.0	
17	28.60	0.00	0.59	-0.985	31.000	14	0.0	
18	21.04	0.00	0.59	-4.524	31.000	14	0.0	
19	13.94	0.00	0.59	-8.080	31.000	14	0.0	
20	12.93	0.00	0.59	-11.667	31.000	14	0.0	
21	11.53	0.00	0.59	-15.302	31.000	14	0.0	
22	9.73	0.00	0.59	-19.002	31.000	14	0.0	
23	7.50	0.00	0.59	-22.786	31.000	14	0.0	
24	4.81	0.00	0.59	-26.679	30.000	0	0.0	
25	1.61	0.00	-5.14 - 0.59	-29.843	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

## Muro di sostegno tipo MCRH50

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	0.00; 4.50	10.67	1.451
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0.00; 4.50	10.67	1.735
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	0.00; 4.50	10.67	1.742

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	32.35	0.00	10.65 - 0.66	77.749	24.791	0	0.0	
2	53.47	0.00	0.66	65.217	24.791	0	0.0	
3	63.52	0.00	0.66	57.714	24.791	0	0.0	
4	70.27	0.00	0.66	51.580	24.791	0	0.0	
5	75.04	0.00	0.66	46.200	24.791	0	0.0	
6	78.41	0.00	0.66	41.310	24.791	0	0.0	
7	80.70	0.00	0.66	36.767	24.791	0	0.0	
8	82.10	0.00	0.66	32.480	24.791	0	0.0	
9	82.76	0.00	0.66	28.390	24.791	0	0.0	
10	82.86	0.00	0.66	24.453	25.673	11	0.0	
11	82.40	0.00	0.66	20.636	25.673	11	0.0	
12	85.12	0.00	0.66	16.914	25.673	11	0.0	
13	80.23	0.00	0.66	13.263	25.673	11	0.0	
14	77.09	0.00	0.66	9.667	25.673	11	0.0	
15	81.43	0.00	0.66	6.109	25.673	11	0.0	
16	78.74	0.00	0.66	2.575	25.673	11	0.0	
17	37.91	0.00	0.66	-0.949	25.673	11	0.0	
18	26.31	0.00	0.66	-4.477	25.673	11	0.0	
19	17.44	0.00	0.66	-8.022	25.673	11	0.0	
20	16.17	0.00	0.66	-11.599	25.673	11	0.0	
21	14.43	0.00	0.66	-15.222	25.673	11	0.0	
22	12.18	0.00	0.66	-18.909	25.673	11	0.0	
23	9.40	0.00	0.66	-22.680	25.673	11	0.0	
24	6.04	0.00	0.66	-26.558	25.673	11	0.0	
25	2.05	0.00	-5.75 - 0.66	-29.914	24.791	0	0.0	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	32.35	0.00	10.65 - 0.66	77.749	30.000	0	0.0	
2	53.47	0.00	0.66	65.217	30.000	0	0.0	
3	63.52	0.00	0.66	57.714	30.000	0	0.0	
4	70.27	0.00	0.66	51.580	30.000	0	0.0	
5	75.04	0.00	0.66	46.200	30.000	0	0.0	
6	78.41	0.00	0.66	41.310	30.000	0	0.0	
7	80.70	0.00	0.66	36.767	30.000	0	0.0	
8	82.10	0.00	0.66	32.480	30.000	0	0.0	
9	82.76	0.00	0.66	28.390	30.000	0	0.0	
10	82.86	0.00	0.66	24.453	31.000	14	0.0	
11	82.40	0.00	0.66	20.636	31.000	14	0.0	
12	85.12	0.00	0.66	16.914	31.000	14	0.0	
13	80.23	0.00	0.66	13.263	31.000	14	0.0	
14	77.09	0.00	0.66	9.667	31.000	14	0.0	
15	81.43	0.00	0.66	6.109	31.000	14	0.0	
16	78.74	0.00	0.66	2.575	31.000	14	0.0	
17	37.91	0.00	0.66	-0.949	31.000	14	0.0	
18	26.31	0.00	0.66	-4.477	31.000	14	0.0	
19	17.44	0.00	0.66	-8.022	31.000	14	0.0	
20	16.17	0.00	0.66	-11.599	31.000	14	0.0	
21	14.43	0.00	0.66	-15.222	31.000	14	0.0	
22	12.18	0.00	0.66	-18.909	31.000	14	0.0	
23	9.40	0.00	0.66	-22.680	31.000	14	0.0	
24	6.04	0.00	0.66	-26.558	31.000	14	0.0	
25	2.05	0.00	-5.75 - 0.66	-29.914	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	32.35	0.00	10.65 - 0.66	77.749	30.000	0	0.0	
2	53.47	0.00	0.66	65.217	30.000	0	0.0	
3	63.52	0.00	0.66	57.714	30.000	0	0.0	
4	70.27	0.00	0.66	51.580	30.000	0	0.0	
5	75.04	0.00	0.66	46.200	30.000	0	0.0	
6	78.41	0.00	0.66	41.310	30.000	0	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
7	80.70	0.00	0.66	36.767	30.000	0	0.0	
8	82.10	0.00	0.66	32.480	30.000	0	0.0	
9	82.76	0.00	0.66	28.390	30.000	0	0.0	
10	82.86	0.00	0.66	24.453	31.000	14	0.0	
11	82.40	0.00	0.66	20.636	31.000	14	0.0	
12	85.12	0.00	0.66	16.914	31.000	14	0.0	
13	80.23	0.00	0.66	13.263	31.000	14	0.0	
14	77.09	0.00	0.66	9.667	31.000	14	0.0	
15	81.43	0.00	0.66	6.109	31.000	14	0.0	
16	78.74	0.00	0.66	2.575	31.000	14	0.0	
17	37.91	0.00	0.66	-0.949	31.000	14	0.0	
18	26.31	0.00	0.66	-4.477	31.000	14	0.0	
19	17.44	0.00	0.66	-8.022	31.000	14	0.0	
20	16.17	0.00	0.66	-11.599	31.000	14	0.0	
21	14.43	0.00	0.66	-15.222	31.000	14	0.0	
22	12.18	0.00	0.66	-18.909	31.000	14	0.0	
23	9.40	0.00	0.66	-22.680	31.000	14	0.0	
24	6.04	0.00	0.66	-26.558	31.000	14	0.0	
25	2.05	0.00	-5.75 - 0.66	-29.914	30.000	0	0.0	

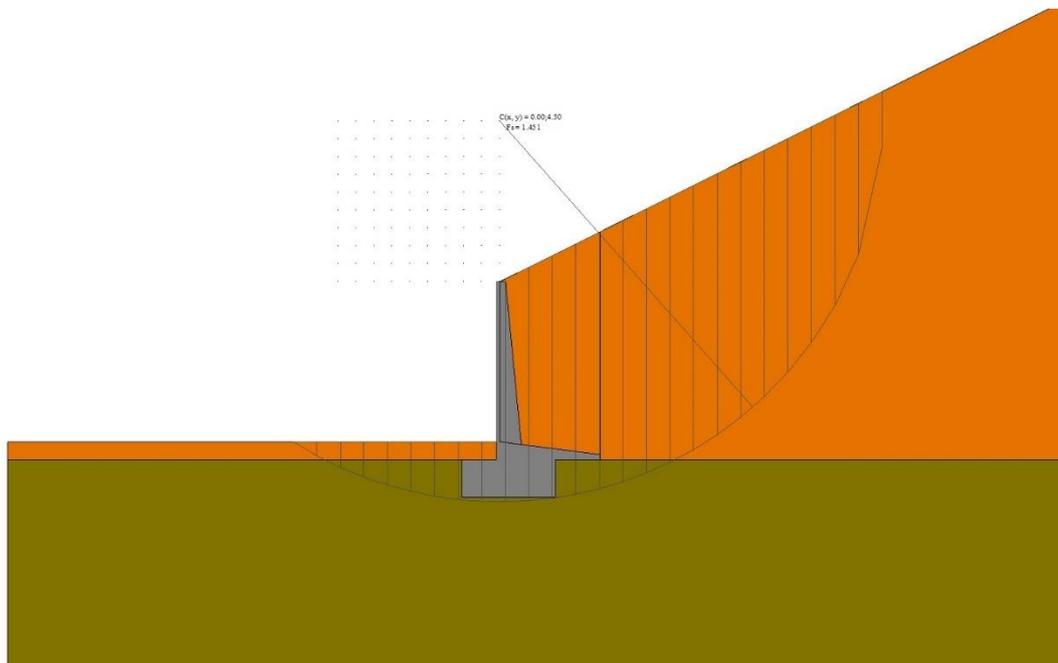


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

### Muro di sostegno tipo MCRH60

#### Verifica stabilità globale muro + terreno

##### Simbologia adottata

- Ic      Indice/Tipo combinazione
- C      Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
- R      Raggio, espresso in [m]
- FS      Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 4.50	12.04	1.390
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.00; 4.50	12.04	1.665

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V		-1.00; 4.50	12.04
			1.671

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

- W peso della striscia espresso in [kN]
- Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
- $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
- $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
- c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
- b larghezza della striscia espressa in [m]
- u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
- Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	43.15	0.00	11.01 - 0.75	77.538	24.791	0	0.0	
2	70.21	0.00	0.75	65.024	24.791	0	0.0	
3	83.16	0.00	0.75	57.481	24.791	0	0.0	
4	91.83	0.00	0.75	51.311	24.791	0	0.0	
5	97.94	0.00	0.75	45.896	24.791	0	0.0	
6	102.23	0.00	0.75	40.972	24.791	0	0.0	
7	105.12	0.00	0.75	36.396	24.791	0	0.0	
8	106.86	0.00	0.75	32.077	24.791	0	0.0	
9	107.70	0.00	0.75	27.954	25.673	11	0.0	
10	107.82	0.00	0.75	23.985	25.673	11	0.0	
11	109.38	0.00	0.75	20.135	25.673	11	0.0	
12	106.50	0.00	0.75	16.378	25.673	11	0.0	
13	109.55	0.00	0.75	12.692	25.673	11	0.0	
14	109.15	0.00	0.75	9.059	25.673	11	0.0	
15	84.36	0.00	0.75	5.463	25.673	11	0.0	
16	32.59	0.00	0.75	1.888	25.673	11	0.0	
17	27.85	0.00	0.75	-1.679	25.673	11	0.0	
18	25.27	0.00	0.75	-5.253	25.673	11	0.0	
19	24.09	0.00	0.75	-8.847	25.673	11	0.0	
20	22.29	0.00	0.75	-12.477	25.673	11	0.0	
21	19.85	0.00	0.75	-16.159	25.673	11	0.0	
22	16.74	0.00	0.75	-19.912	25.673	11	0.0	
23	12.91	0.00	0.75	-23.756	25.673	11	0.0	
24	8.31	0.00	0.75	-27.717	25.673	11	0.0	
25	2.84	0.00	-7.72 - 0.75	-31.294	24.791	0	0.0	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	43.15	0.00	11.01 - 0.75	77.538	30.000	0	0.0	
2	70.21	0.00	0.75	65.024	30.000	0	0.0	
3	83.16	0.00	0.75	57.481	30.000	0	0.0	
4	91.83	0.00	0.75	51.311	30.000	0	0.0	
5	97.94	0.00	0.75	45.896	30.000	0	0.0	
6	102.23	0.00	0.75	40.972	30.000	0	0.0	
7	105.12	0.00	0.75	36.396	30.000	0	0.0	
8	106.86	0.00	0.75	32.077	30.000	0	0.0	
9	107.70	0.00	0.75	27.954	31.000	14	0.0	
10	107.82	0.00	0.75	23.985	31.000	14	0.0	
11	109.38	0.00	0.75	20.135	31.000	14	0.0	
12	106.50	0.00	0.75	16.378	31.000	14	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

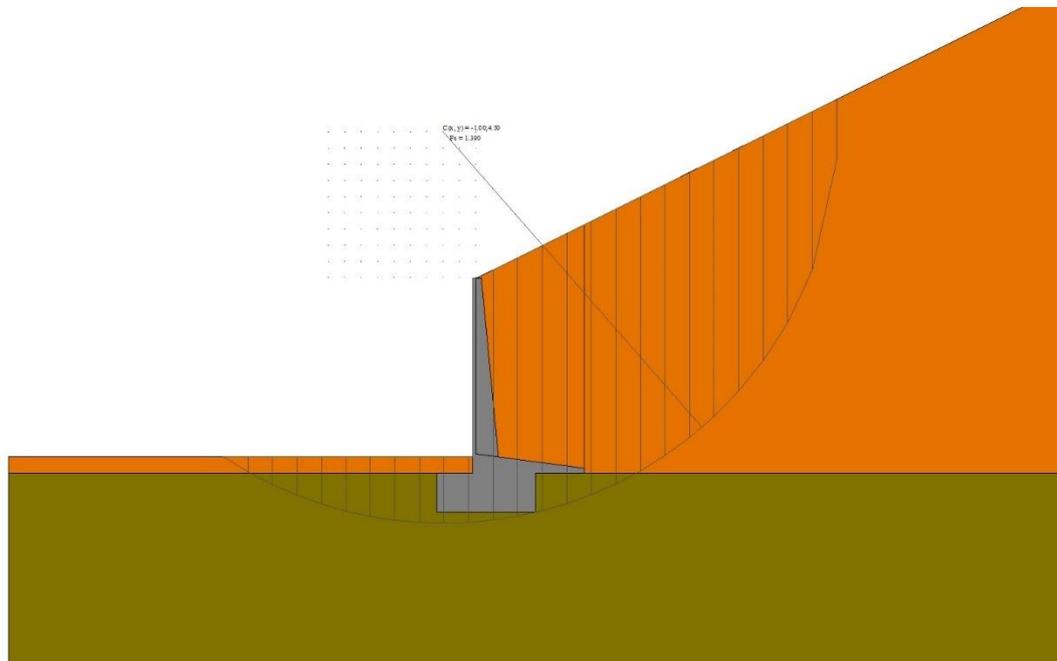
Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
13	109.55	0.00	0.75	12.692	31.000	14	0.0	
14	109.15	0.00	0.75	9.059	31.000	14	0.0	
15	84.36	0.00	0.75	5.463	31.000	14	0.0	
16	32.59	0.00	0.75	1.888	31.000	14	0.0	
17	27.85	0.00	0.75	-1.679	31.000	14	0.0	
18	25.27	0.00	0.75	-5.253	31.000	14	0.0	
19	24.09	0.00	0.75	-8.847	31.000	14	0.0	
20	22.29	0.00	0.75	-12.477	31.000	14	0.0	
21	19.85	0.00	0.75	-16.159	31.000	14	0.0	
22	16.74	0.00	0.75	-19.912	31.000	14	0.0	
23	12.91	0.00	0.75	-23.756	31.000	14	0.0	
24	8.31	0.00	0.75	-27.717	31.000	14	0.0	
25	2.84	0.00	-7.72 - 0.75	-31.294	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	43.15	0.00	11.01 - 0.75	77.538	30.000	0	0.0	
2	70.21	0.00	0.75	65.024	30.000	0	0.0	
3	83.16	0.00	0.75	57.481	30.000	0	0.0	
4	91.83	0.00	0.75	51.311	30.000	0	0.0	
5	97.94	0.00	0.75	45.896	30.000	0	0.0	
6	102.23	0.00	0.75	40.972	30.000	0	0.0	
7	105.12	0.00	0.75	36.396	30.000	0	0.0	
8	106.86	0.00	0.75	32.077	30.000	0	0.0	
9	107.70	0.00	0.75	27.954	31.000	14	0.0	
10	107.82	0.00	0.75	23.985	31.000	14	0.0	
11	109.38	0.00	0.75	20.135	31.000	14	0.0	
12	106.50	0.00	0.75	16.378	31.000	14	0.0	
13	109.55	0.00	0.75	12.692	31.000	14	0.0	
14	109.15	0.00	0.75	9.059	31.000	14	0.0	
15	84.36	0.00	0.75	5.463	31.000	14	0.0	
16	32.59	0.00	0.75	1.888	31.000	14	0.0	
17	27.85	0.00	0.75	-1.679	31.000	14	0.0	
18	25.27	0.00	0.75	-5.253	31.000	14	0.0	
19	24.09	0.00	0.75	-8.847	31.000	14	0.0	
20	22.29	0.00	0.75	-12.477	31.000	14	0.0	
21	19.85	0.00	0.75	-16.159	31.000	14	0.0	
22	16.74	0.00	0.75	-19.912	31.000	14	0.0	
23	12.91	0.00	0.75	-23.756	31.000	14	0.0	
24	8.31	0.00	0.75	-27.717	31.000	14	0.0	
25	2.84	0.00	-7.72 - 0.75	-31.294	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

## Muro di sostegno tipo MCRH70

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 4.50	13.28	1.346
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.00; 4.50	13.28	1.615
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.00; 4.50	13.28	1.620

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	64.04	0.00	12.19 - 0.83	76.056	24.791	0	0.0	
2	93.73	0.00	0.83	64.500	24.791	0	0.0	
3	109.04	0.00	0.83	57.078	24.791	0	0.0	
4	119.34	0.00	0.83	50.967	24.791	0	0.0	
5	126.61	0.00	0.83	45.590	24.791	0	0.0	
6	131.72	0.00	0.83	40.693	24.791	0	0.0	
7	135.14	0.00	0.83	36.136	24.791	0	0.0	
8	137.17	0.00	0.83	31.832	24.791	0	0.0	
9	138.20	0.00	0.83	27.721	25.673	11	0.0	
10	138.30	0.00	0.83	23.761	25.673	11	0.0	
11	139.51	0.00	0.83	19.919	25.673	11	0.0	
12	136.55	0.00	0.83	16.168	25.673	11	0.0	
13	141.20	0.00	0.83	12.487	25.673	11	0.0	
14	140.23	0.00	0.83	8.859	25.673	11	0.0	
15	113.54	0.00	0.83	5.266	25.673	11	0.0	
16	40.49	0.00	0.83	1.694	25.673	11	0.0	
17	35.77	0.00	0.83	-1.872	25.673	11	0.0	
18	31.04	0.00	0.83	-5.445	25.673	11	0.0	
19	29.56	0.00	0.83	-9.039	25.673	11	0.0	
20	27.34	0.00	0.83	-12.670	25.673	11	0.0	
21	24.33	0.00	0.83	-16.354	25.673	11	0.0	
22	20.51	0.00	0.83	-20.108	25.673	11	0.0	
23	15.81	0.00	0.83	-23.956	25.673	11	0.0	
24	10.17	0.00	0.83	-27.923	25.673	11	0.0	
25	3.47	0.00	-8.45 - 0.83	-31.470	24.791	0	0.0	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	64.04	0.00	12.19 - 0.83	76.056	30.000	0	0.0	
2	93.73	0.00	0.83	64.500	30.000	0	0.0	
3	109.04	0.00	0.83	57.078	30.000	0	0.0	
4	119.34	0.00	0.83	50.967	30.000	0	0.0	
5	126.61	0.00	0.83	45.590	30.000	0	0.0	
6	131.72	0.00	0.83	40.693	30.000	0	0.0	
7	135.14	0.00	0.83	36.136	30.000	0	0.0	
8	137.17	0.00	0.83	31.832	30.000	0	0.0	
9	138.20	0.00	0.83	27.721	31.000	14	0.0	
10	138.30	0.00	0.83	23.761	31.000	14	0.0	
11	139.51	0.00	0.83	19.919	31.000	14	0.0	
12	136.55	0.00	0.83	16.168	31.000	14	0.0	
13	141.20	0.00	0.83	12.487	31.000	14	0.0	
14	140.23	0.00	0.83	8.859	31.000	14	0.0	
15	113.54	0.00	0.83	5.266	31.000	14	0.0	
16	40.49	0.00	0.83	1.694	31.000	14	0.0	
17	35.77	0.00	0.83	-1.872	31.000	14	0.0	
18	31.04	0.00	0.83	-5.445	31.000	14	0.0	
19	29.56	0.00	0.83	-9.039	31.000	14	0.0	
20	27.34	0.00	0.83	-12.670	31.000	14	0.0	
21	24.33	0.00	0.83	-16.354	31.000	14	0.0	
22	20.51	0.00	0.83	-20.108	31.000	14	0.0	
23	15.81	0.00	0.83	-23.956	31.000	14	0.0	
24	10.17	0.00	0.83	-27.923	31.000	14	0.0	
25	3.47	0.00	-8.45 - 0.83	-31.470	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	64.04	0.00	12.19 - 0.83	76.056	30.000	0	0.0	
2	93.73	0.00	0.83	64.500	30.000	0	0.0	
3	109.04	0.00	0.83	57.078	30.000	0	0.0	
4	119.34	0.00	0.83	50.967	30.000	0	0.0	
5	126.61	0.00	0.83	45.590	30.000	0	0.0	
6	131.72	0.00	0.83	40.693	30.000	0	0.0	
7	135.14	0.00	0.83	36.136	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

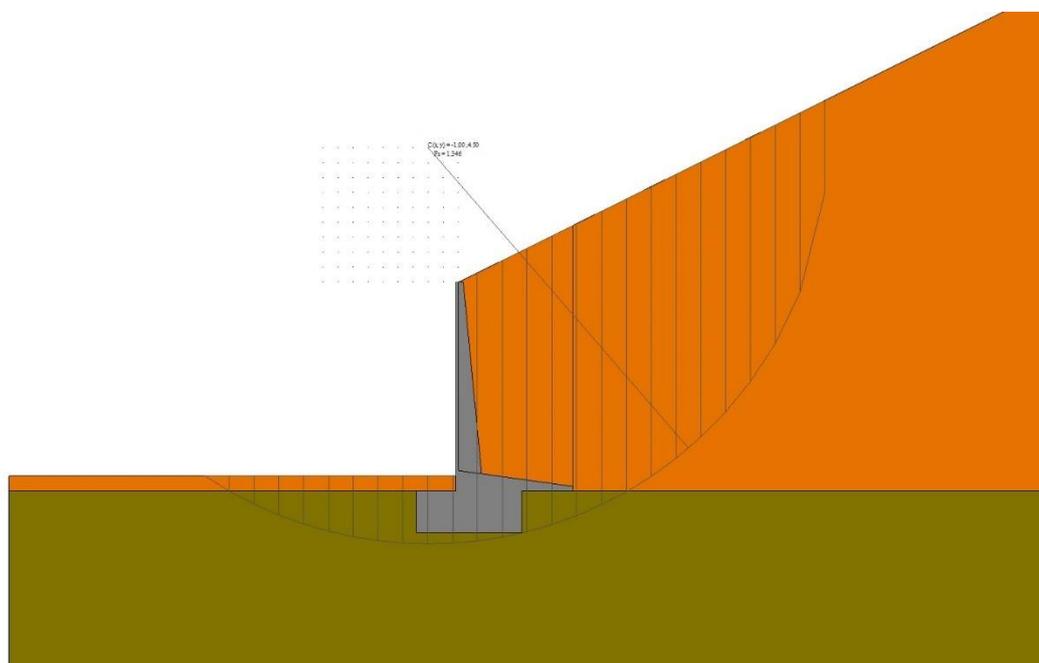
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
8	137.17	0.00	0.83	31.832	30.000	0	0.0	
9	138.20	0.00	0.83	27.721	31.000	14	0.0	
10	138.30	0.00	0.83	23.761	31.000	14	0.0	
11	139.51	0.00	0.83	19.919	31.000	14	0.0	
12	136.55	0.00	0.83	16.168	31.000	14	0.0	
13	141.20	0.00	0.83	12.487	31.000	14	0.0	
14	140.23	0.00	0.83	8.859	31.000	14	0.0	
15	113.54	0.00	0.83	5.266	31.000	14	0.0	
16	40.49	0.00	0.83	1.694	31.000	14	0.0	
17	35.77	0.00	0.83	-1.872	31.000	14	0.0	
18	31.04	0.00	0.83	-5.445	31.000	14	0.0	
19	29.56	0.00	0.83	-9.039	31.000	14	0.0	
20	27.34	0.00	0.83	-12.670	31.000	14	0.0	
21	24.33	0.00	0.83	-16.354	31.000	14	0.0	
22	20.51	0.00	0.83	-20.108	31.000	14	0.0	
23	15.81	0.00	0.83	-23.956	31.000	14	0.0	
24	10.17	0.00	0.83	-27.923	31.000	14	0.0	
25	3.47	0.00	-8.45 - 0.83	-31.470	30.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

Muro di sostegno tipo MCRH80

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

- Ic            Indice/Tipo combinazione
- C            Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
- R            Raggio, espresso in [m]
- FS            Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 4.50	14.58	1.329
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.00; 4.50	14.58	1.596
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.00; 4.50	14.58	1.600

<b>SS 131 "Carlo Felice"</b> Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	89.42	0.00	13.42 - 0.91	74.747	24.791	0	0.0	
2	122.44	0.00	0.91	63.885	24.791	0	0.0	
3	140.37	0.00	0.91	56.582	24.791	0	0.0	
4	152.50	0.00	0.91	50.529	24.791	0	0.0	
5	161.07	0.00	0.91	45.186	24.791	0	0.0	
6	167.07	0.00	0.91	40.310	24.791	0	0.0	
7	171.05	0.00	0.91	35.767	24.791	0	0.0	
8	173.42	0.00	0.91	31.473	24.791	0	0.0	
9	174.66	0.00	0.91	27.368	25.673	11	0.0	
10	174.66	0.00	0.91	23.412	25.673	11	0.0	
11	177.57	0.00	0.91	19.571	25.673	11	0.0	
12	172.38	0.00	0.91	15.820	25.673	11	0.0	
13	176.83	0.00	0.91	12.137	25.673	11	0.0	
14	175.56	0.00	0.91	8.505	25.673	11	0.0	
15	143.04	0.00	0.91	4.908	25.673	11	0.0	
16	51.24	0.00	0.91	1.329	25.673	11	0.0	
17	56.99	0.00	0.91	-2.244	25.673	11	0.0	
18	38.53	0.00	0.91	-5.826	25.673	11	0.0	
19	36.65	0.00	0.91	-9.431	25.673	11	0.0	
20	33.85	0.00	0.91	-13.074	25.673	11	0.0	
21	30.11	0.00	0.91	-16.772	25.673	11	0.0	
22	25.37	0.00	0.91	-20.544	25.673	11	0.0	
23	19.55	0.00	0.91	-24.412	25.673	11	0.0	
24	12.58	0.00	0.91	-28.403	25.673	11	0.0	
25	4.31	0.00	-9.29 - 0.91	-32.051	24.791	0	0.0	

#### Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	89.42	0.00	13.42 - 0.91	74.747	30.000	0	0.0	
2	122.44	0.00	0.91	63.885	30.000	0	0.0	
3	140.37	0.00	0.91	56.582	30.000	0	0.0	
4	152.50	0.00	0.91	50.529	30.000	0	0.0	
5	161.07	0.00	0.91	45.186	30.000	0	0.0	
6	167.07	0.00	0.91	40.310	30.000	0	0.0	
7	171.05	0.00	0.91	35.767	30.000	0	0.0	
8	173.42	0.00	0.91	31.473	30.000	0	0.0	
9	174.66	0.00	0.91	27.368	31.000	14	0.0	
10	174.66	0.00	0.91	23.412	31.000	14	0.0	
11	177.57	0.00	0.91	19.571	31.000	14	0.0	
12	172.38	0.00	0.91	15.820	31.000	14	0.0	
13	176.83	0.00	0.91	12.137	31.000	14	0.0	
14	175.56	0.00	0.91	8.505	31.000	14	0.0	
15	143.04	0.00	0.91	4.908	31.000	14	0.0	
16	51.24	0.00	0.91	1.329	31.000	14	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



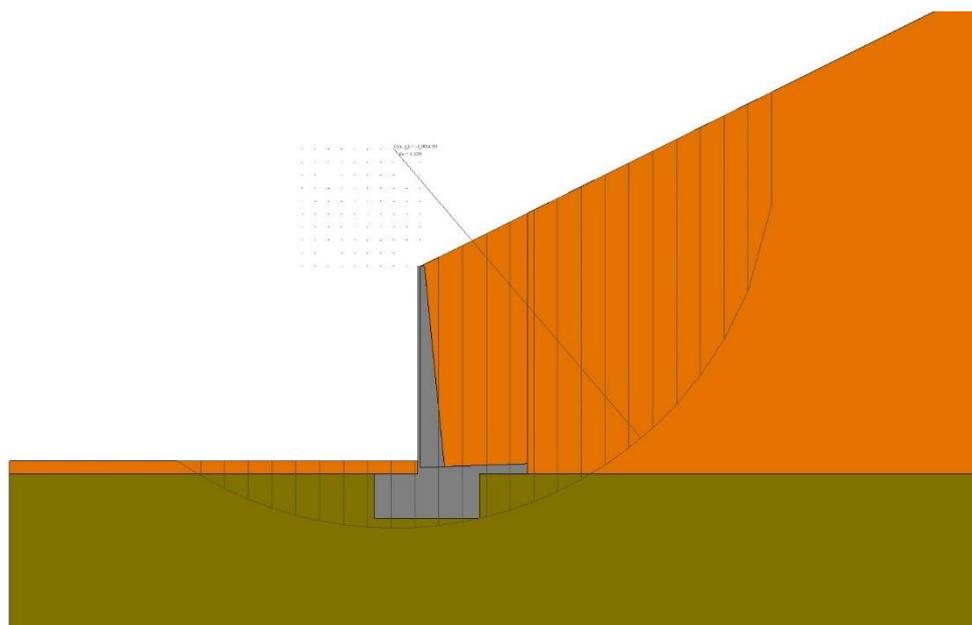
CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
17	56.99	0.00	0.91	-2.244	31.000	14	0.0	
18	38.53	0.00	0.91	-5.826	31.000	14	0.0	
19	36.65	0.00	0.91	-9.431	31.000	14	0.0	
20	33.85	0.00	0.91	-13.074	31.000	14	0.0	
21	30.11	0.00	0.91	-16.772	31.000	14	0.0	
22	25.37	0.00	0.91	-20.544	31.000	14	0.0	
23	19.55	0.00	0.91	-24.412	31.000	14	0.0	
24	12.58	0.00	0.91	-28.403	31.000	14	0.0	
25	4.31	0.00	-9.29 - 0.91	-32.051	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	89.42	0.00	13.42 - 0.91	74.747	30.000	0	0.0	
2	122.44	0.00	0.91	63.885	30.000	0	0.0	
3	140.37	0.00	0.91	56.582	30.000	0	0.0	
4	152.50	0.00	0.91	50.529	30.000	0	0.0	
5	161.07	0.00	0.91	45.186	30.000	0	0.0	
6	167.07	0.00	0.91	40.310	30.000	0	0.0	
7	171.05	0.00	0.91	35.767	30.000	0	0.0	
8	173.42	0.00	0.91	31.473	30.000	0	0.0	
9	174.66	0.00	0.91	27.368	31.000	14	0.0	
10	174.66	0.00	0.91	23.412	31.000	14	0.0	
11	177.57	0.00	0.91	19.571	31.000	14	0.0	
12	172.38	0.00	0.91	15.820	31.000	14	0.0	
13	176.83	0.00	0.91	12.137	31.000	14	0.0	
14	175.56	0.00	0.91	8.505	31.000	14	0.0	
15	143.04	0.00	0.91	4.908	31.000	14	0.0	
16	51.24	0.00	0.91	1.329	31.000	14	0.0	
17	56.99	0.00	0.91	-2.244	31.000	14	0.0	
18	38.53	0.00	0.91	-5.826	31.000	14	0.0	
19	36.65	0.00	0.91	-9.431	31.000	14	0.0	
20	33.85	0.00	0.91	-13.074	31.000	14	0.0	
21	30.11	0.00	0.91	-16.772	31.000	14	0.0	
22	25.37	0.00	0.91	-20.544	31.000	14	0.0	
23	19.55	0.00	0.91	-24.412	31.000	14	0.0	
24	12.58	0.00	0.91	-28.403	31.000	14	0.0	
25	4.31	0.00	-9.29 - 0.91	-32.051	30.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	

## Muro di sostegno tipo MCRH90

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 4.50	16.13	1.331
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 4.50	16.13	1.599
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 4.50	16.13	1.604

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

#### Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	118.95	0.00	14.41 - 1.02	73.989	24.791	0	0.0	
2	158.46	0.00	1.02	63.373	24.791	0	0.0	
3	180.35	0.00	1.02	56.087	24.791	0	0.0	
4	195.17	0.00	1.02	50.025	24.791	0	0.0	
5	205.58	0.00	1.02	44.662	24.791	0	0.0	
6	212.82	0.00	1.02	39.763	24.791	0	0.0	
7	217.56	0.00	1.02	35.193	24.791	0	0.0	
8	220.54	0.00	1.02	30.870	25.673	11	0.0	
9	221.95	0.00	1.02	26.735	25.673	11	0.0	
10	229.91	0.00	1.02	22.746	25.673	11	0.0	
11	221.50	0.00	1.02	18.871	25.673	11	0.0	
12	223.49	0.00	1.02	15.084	25.673	11	0.0	
13	228.80	0.00	1.02	11.363	25.673	11	0.0	
14	222.60	0.00	1.02	7.691	25.673	11	0.0	
15	89.23	0.00	1.02	4.051	25.673	11	0.0	
16	70.09	0.00	1.02	0.426	25.673	11	0.0	
17	57.69	0.00	1.02	-3.196	25.673	11	0.0	
18	52.03	0.00	1.02	-6.831	25.673	11	0.0	
19	49.34	0.00	1.02	-10.495	25.673	11	0.0	
20	45.47	0.00	1.02	-14.202	25.673	11	0.0	
21	40.38	0.00	1.02	-17.972	25.673	11	0.0	
22	33.99	0.00	1.02	-21.824	25.673	11	0.0	
23	26.19	0.00	1.02	-25.784	25.673	11	0.0	
24	16.87	0.00	1.02	-29.881	25.673	11	0.0	
25	5.81	0.00	-11.06 - 1.02	-33.777	24.791	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

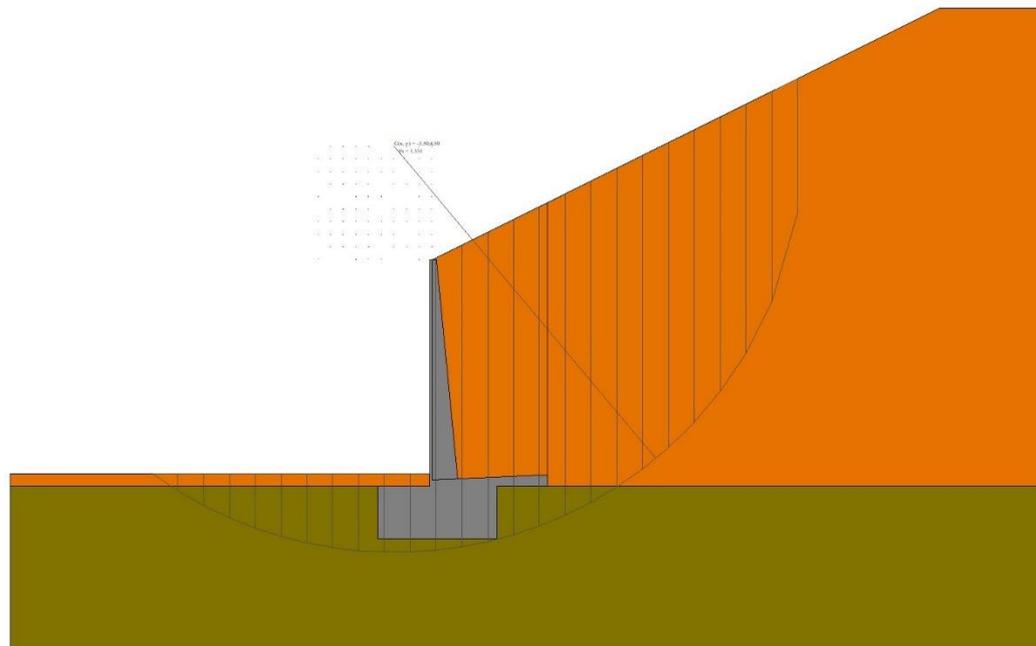
Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	118.95	0.00	14.41 - 1.02	73.989	30.000	0	0.0	
2	158.46	0.00	1.02	63.373	30.000	0	0.0	
3	180.35	0.00	1.02	56.087	30.000	0	0.0	
4	195.17	0.00	1.02	50.025	30.000	0	0.0	
5	205.58	0.00	1.02	44.662	30.000	0	0.0	
6	212.82	0.00	1.02	39.763	30.000	0	0.0	
7	217.56	0.00	1.02	35.193	30.000	0	0.0	
8	220.54	0.00	1.02	30.870	31.000	14	0.0	
9	221.95	0.00	1.02	26.735	31.000	14	0.0	
10	229.91	0.00	1.02	22.746	31.000	14	0.0	
11	221.50	0.00	1.02	18.871	31.000	14	0.0	
12	223.49	0.00	1.02	15.084	31.000	14	0.0	
13	228.80	0.00	1.02	11.363	31.000	14	0.0	
14	222.60	0.00	1.02	7.691	31.000	14	0.0	
15	89.23	0.00	1.02	4.051	31.000	14	0.0	
16	70.09	0.00	1.02	0.426	31.000	14	0.0	
17	57.69	0.00	1.02	-3.196	31.000	14	0.0	
18	52.03	0.00	1.02	-6.831	31.000	14	0.0	
19	49.34	0.00	1.02	-10.495	31.000	14	0.0	
20	45.47	0.00	1.02	-14.202	31.000	14	0.0	
21	40.38	0.00	1.02	-17.972	31.000	14	0.0	
22	33.99	0.00	1.02	-21.824	31.000	14	0.0	
23	26.19	0.00	1.02	-25.784	31.000	14	0.0	
24	16.87	0.00	1.02	-29.881	31.000	14	0.0	
25	5.81	0.00	-11.06 - 1.02	-33.777	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	118.95	0.00	14.41 - 1.02	73.989	30.000	0	0.0	
2	158.46	0.00	1.02	63.373	30.000	0	0.0	
3	180.35	0.00	1.02	56.087	30.000	0	0.0	
4	195.17	0.00	1.02	50.025	30.000	0	0.0	
5	205.58	0.00	1.02	44.662	30.000	0	0.0	
6	212.82	0.00	1.02	39.763	30.000	0	0.0	
7	217.56	0.00	1.02	35.193	30.000	0	0.0	
8	220.54	0.00	1.02	30.870	31.000	14	0.0	
9	221.95	0.00	1.02	26.735	31.000	14	0.0	
10	229.91	0.00	1.02	22.746	31.000	14	0.0	
11	221.50	0.00	1.02	18.871	31.000	14	0.0	
12	223.49	0.00	1.02	15.084	31.000	14	0.0	
13	228.80	0.00	1.02	11.363	31.000	14	0.0	
14	222.60	0.00	1.02	7.691	31.000	14	0.0	
15	89.23	0.00	1.02	4.051	31.000	14	0.0	
16	70.09	0.00	1.02	0.426	31.000	14	0.0	
17	57.69	0.00	1.02	-3.196	31.000	14	0.0	
18	52.03	0.00	1.02	-6.831	31.000	14	0.0	
19	49.34	0.00	1.02	-10.495	31.000	14	0.0	
20	45.47	0.00	1.02	-14.202	31.000	14	0.0	
21	40.38	0.00	1.02	-17.972	31.000	14	0.0	
22	33.99	0.00	1.02	-21.824	31.000	14	0.0	
23	26.19	0.00	1.02	-25.784	31.000	14	0.0	
24	16.87	0.00	1.02	-29.881	31.000	14	0.0	
25	5.81	0.00	-11.06 - 1.02	-33.777	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

## Muro di sostegno tipo MCRH100

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 4.50	17.60	1.334
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 4.50	17.60	1.604
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 4.50	17.60	1.607

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	156.95	0.00	15.78 - 1.12	72.877	24.791	0	0.0	
2	201.40	0.00	1.12	62.711	24.791	0	0.0	
3	226.83	0.00	1.12	55.521	24.791	0	0.0	
4	244.11	0.00	1.12	49.501	24.791	0	0.0	
5	256.24	0.00	1.12	44.159	24.791	0	0.0	
6	264.62	0.00	1.12	39.270	24.791	0	0.0	
7	270.12	0.00	1.12	34.704	24.791	0	0.0	
8	273.67	0.00	1.12	30.379	25.673	11	0.0	
9	275.12	0.00	1.12	26.239	25.673	11	0.0	
10	284.23	0.00	1.12	22.243	25.673	11	0.0	
11	273.84	0.00	1.12	18.358	25.673	11	0.0	
12	281.03	0.00	1.12	14.559	25.673	11	0.0	
13	283.74	0.00	1.12	10.825	25.673	11	0.0	
14	276.01	0.00	1.12	7.137	25.673	11	0.0	
15	104.13	0.00	1.12	3.479	25.673	11	0.0	
16	89.17	0.00	1.12	-0.165	25.673	11	0.0	
17	75.70	0.00	1.12	-3.810	25.673	11	0.0	
18	65.32	0.00	1.12	-7.470	25.673	11	0.0	
19	61.83	0.00	1.12	-11.162	25.673	11	0.0	
20	56.91	0.00	1.12	-14.901	25.673	11	0.0	
21	50.49	0.00	1.12	-18.706	25.673	11	0.0	
22	42.47	0.00	1.12	-22.600	25.673	11	0.0	
23	32.73	0.00	1.12	-26.608	25.673	11	0.0	
24	21.08	0.00	1.12	-30.763	25.673	11	0.0	
25	7.29	0.00	-12.17 - 1.12	-34.789	24.791	0	0.0	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	156.95	0.00	15.78 - 1.12	72.877	30.000	0	0.0	
2	201.40	0.00	1.12	62.711	30.000	0	0.0	
3	226.83	0.00	1.12	55.521	30.000	0	0.0	
4	244.11	0.00	1.12	49.501	30.000	0	0.0	
5	256.24	0.00	1.12	44.159	30.000	0	0.0	
6	264.62	0.00	1.12	39.270	30.000	0	0.0	
7	270.12	0.00	1.12	34.704	30.000	0	0.0	
8	273.67	0.00	1.12	30.379	31.000	14	0.0	
9	275.12	0.00	1.12	26.239	31.000	14	0.0	
10	284.23	0.00	1.12	22.243	31.000	14	0.0	
11	273.84	0.00	1.12	18.358	31.000	14	0.0	
12	281.03	0.00	1.12	14.559	31.000	14	0.0	
13	283.74	0.00	1.12	10.825	31.000	14	0.0	
14	276.01	0.00	1.12	7.137	31.000	14	0.0	
15	104.13	0.00	1.12	3.479	31.000	14	0.0	
16	89.17	0.00	1.12	-0.165	31.000	14	0.0	
17	75.70	0.00	1.12	-3.810	31.000	14	0.0	
18	65.32	0.00	1.12	-7.470	31.000	14	0.0	
19	61.83	0.00	1.12	-11.162	31.000	14	0.0	
20	56.91	0.00	1.12	-14.901	31.000	14	0.0	
21	50.49	0.00	1.12	-18.706	31.000	14	0.0	
22	42.47	0.00	1.12	-22.600	31.000	14	0.0	
23	32.73	0.00	1.12	-26.608	31.000	14	0.0	
24	21.08	0.00	1.12	-30.763	31.000	14	0.0	
25	7.29	0.00	-12.17 - 1.12	-34.789	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	156.95	0.00	15.78 - 1.12	72.877	30.000	0	0.0	
2	201.40	0.00	1.12	62.711	30.000	0	0.0	
3	226.83	0.00	1.12	55.521	30.000	0	0.0	
4	244.11	0.00	1.12	49.501	30.000	0	0.0	
5	256.24	0.00	1.12	44.159	30.000	0	0.0	
6	264.62	0.00	1.12	39.270	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

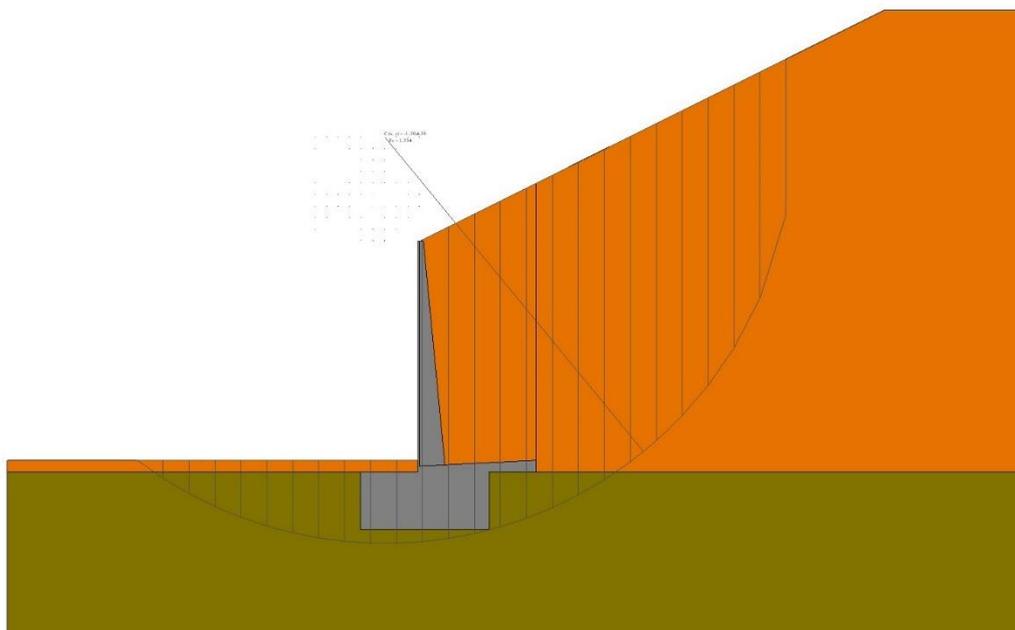
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
7	270.12	0.00	1.12	34.704	30.000	0	0.0	
8	273.67	0.00	1.12	30.379	31.000	14	0.0	
9	275.12	0.00	1.12	26.239	31.000	14	0.0	
10	284.23	0.00	1.12	22.243	31.000	14	0.0	
11	273.84	0.00	1.12	18.358	31.000	14	0.0	
12	281.03	0.00	1.12	14.559	31.000	14	0.0	
13	283.74	0.00	1.12	10.825	31.000	14	0.0	
14	276.01	0.00	1.12	7.137	31.000	14	0.0	
15	104.13	0.00	1.12	3.479	31.000	14	0.0	
16	89.17	0.00	1.12	-0.165	31.000	14	0.0	
17	75.70	0.00	1.12	-3.810	31.000	14	0.0	
18	65.32	0.00	1.12	-7.470	31.000	14	0.0	
19	61.83	0.00	1.12	-11.162	31.000	14	0.0	
20	56.91	0.00	1.12	-14.901	31.000	14	0.0	
21	50.49	0.00	1.12	-18.706	31.000	14	0.0	
22	42.47	0.00	1.12	-22.600	31.000	14	0.0	
23	32.73	0.00	1.12	-26.608	31.000	14	0.0	
24	21.08	0.00	1.12	-30.763	31.000	14	0.0	
25	7.29	0.00	-12.17 - 1.12	-34.789	30.000	0	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

## Muro di sostegno tipo MCRH110

## Verifica stabilità globale muro + terreno

## Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 4.50	19.06	1.349
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 4.50	19.06	1.622
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 4.50	19.06	1.625

## Dettagli strisce verifiche stabilità

## Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

## Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	199.45	0.00	17.13 - 1.22	71.925	24.791	0	0.0	
2	249.17	0.00	1.22	62.111	24.791	0	0.0	
3	278.33	0.00	1.22	55.010	24.791	0	0.0	
4	298.20	0.00	1.22	49.031	24.791	0	0.0	
5	312.13	0.00	1.22	43.712	24.791	0	0.0	
6	321.70	0.00	1.22	38.834	24.791	0	0.0	
7	328.10	0.00	1.22	34.274	25.673	11	0.0	
8	332.16	0.00	1.22	29.951	25.673	11	0.0	
9	333.62	0.00	1.22	25.809	25.673	11	0.0	
10	343.90	0.00	1.22	21.809	25.673	11	0.0	
11	331.45	0.00	1.22	17.918	25.673	11	0.0	
12	341.41	0.00	1.22	14.111	25.673	11	0.0	
13	344.94	0.00	1.22	10.366	25.673	11	0.0	
14	335.62	0.00	1.22	6.667	25.673	11	0.0	
15	119.64	0.00	1.22	2.995	25.673	11	0.0	
16	110.74	0.00	1.22	-0.665	25.673	11	0.0	
17	97.54	0.00	1.22	-4.327	25.673	11	0.0	
18	79.94	0.00	1.22	-8.007	25.673	11	0.0	
19	75.57	0.00	1.22	-11.721	25.673	11	0.0	
20	69.47	0.00	1.22	-15.485	25.673	11	0.0	
21	61.58	0.00	1.22	-19.320	25.673	11	0.0	
22	51.77	0.00	1.22	-23.248	25.673	11	0.0	
23	39.87	0.00	1.22	-27.296	25.673	11	0.0	
24	25.68	0.00	1.22	-31.498	25.673	11	0.0	
25	8.87	0.00	-13.28 - 1.22	-35.544	24.791	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"

Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA-357

Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno

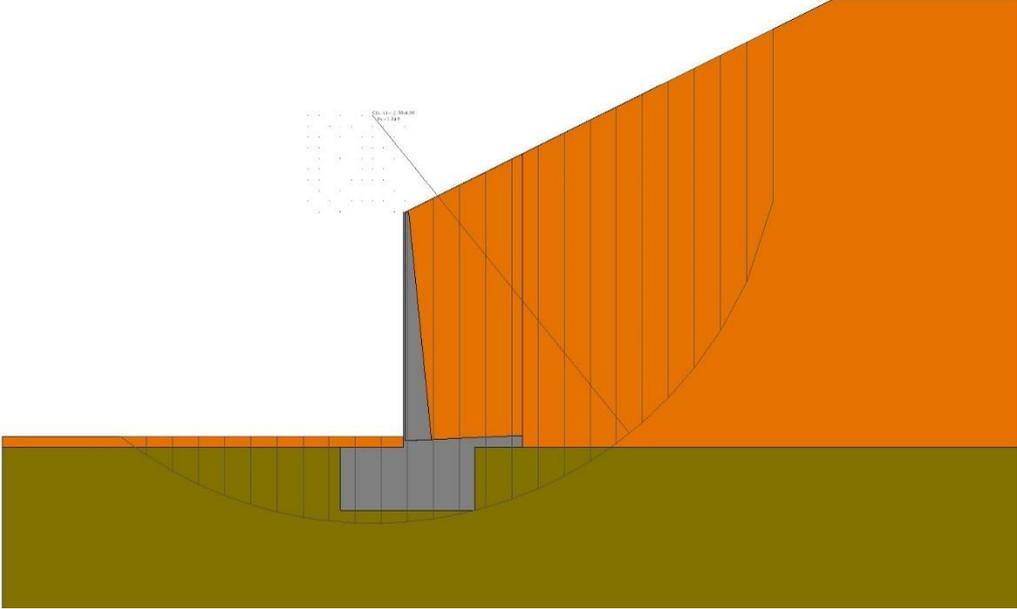
Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	199.45	0.00	17.13 - 1.22	71.925	30.000	0	0.0	
2	249.17	0.00	1.22	62.111	30.000	0	0.0	
3	278.33	0.00	1.22	55.010	30.000	0	0.0	
4	298.20	0.00	1.22	49.031	30.000	0	0.0	
5	312.13	0.00	1.22	43.712	30.000	0	0.0	
6	321.70	0.00	1.22	38.834	30.000	0	0.0	
7	328.10	0.00	1.22	34.274	31.000	14	0.0	
8	332.16	0.00	1.22	29.951	31.000	14	0.0	
9	333.62	0.00	1.22	25.809	31.000	14	0.0	
10	343.90	0.00	1.22	21.809	31.000	14	0.0	
11	331.45	0.00	1.22	17.918	31.000	14	0.0	
12	341.41	0.00	1.22	14.111	31.000	14	0.0	
13	344.94	0.00	1.22	10.366	31.000	14	0.0	
14	335.62	0.00	1.22	6.667	31.000	14	0.0	
15	119.64	0.00	1.22	2.995	31.000	14	0.0	
16	110.74	0.00	1.22	-0.665	31.000	14	0.0	
17	97.54	0.00	1.22	-4.327	31.000	14	0.0	
18	79.94	0.00	1.22	-8.007	31.000	14	0.0	
19	75.57	0.00	1.22	-11.721	31.000	14	0.0	
20	69.47	0.00	1.22	-15.485	31.000	14	0.0	
21	61.58	0.00	1.22	-19.320	31.000	14	0.0	
22	51.77	0.00	1.22	-23.248	31.000	14	0.0	
23	39.87	0.00	1.22	-27.296	31.000	14	0.0	
24	25.68	0.00	1.22	-31.498	31.000	14	0.0	
25	8.87	0.00	-13.28 - 1.22	-35.544	30.000	0	0.0	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	199.45	0.00	17.13 - 1.22	71.925	30.000	0	0.0	
2	249.17	0.00	1.22	62.111	30.000	0	0.0	
3	278.33	0.00	1.22	55.010	30.000	0	0.0	
4	298.20	0.00	1.22	49.031	30.000	0	0.0	
5	312.13	0.00	1.22	43.712	30.000	0	0.0	
6	321.70	0.00	1.22	38.834	30.000	0	0.0	
7	328.10	0.00	1.22	34.274	31.000	14	0.0	
8	332.16	0.00	1.22	29.951	31.000	14	0.0	
9	333.62	0.00	1.22	25.809	31.000	14	0.0	
10	343.90	0.00	1.22	21.809	31.000	14	0.0	
11	331.45	0.00	1.22	17.918	31.000	14	0.0	
12	341.41	0.00	1.22	14.111	31.000	14	0.0	
13	344.94	0.00	1.22	10.366	31.000	14	0.0	
14	335.62	0.00	1.22	6.667	31.000	14	0.0	
15	119.64	0.00	1.22	2.995	31.000	14	0.0	
16	110.74	0.00	1.22	-0.665	31.000	14	0.0	
17	97.54	0.00	1.22	-4.327	31.000	14	0.0	
18	79.94	0.00	1.22	-8.007	31.000	14	0.0	
19	75.57	0.00	1.22	-11.721	31.000	14	0.0	
20	69.47	0.00	1.22	-15.485	31.000	14	0.0	
21	61.58	0.00	1.22	-19.320	31.000	14	0.0	
22	51.77	0.00	1.22	-23.248	31.000	14	0.0	
23	39.87	0.00	1.22	-27.296	31.000	14	0.0	
24	25.68	0.00	1.22	-31.498	31.000	14	0.0	
25	8.87	0.00	-13.28 - 1.22	-35.544	30.000	0	0.0	

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</b>	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i>	

## **19 ALLEGATO 5 – PARATIA DEFINITIVA VI01 – SEZIONE 1**

## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

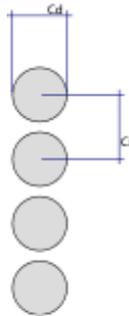
Tipo : HORIZONTAL  
 Quota : 10 m  
 OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	$S_u$	Modulo Elastico	$E_u$	$E_{vc}$	$E_{ur}$	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
1	LSA	17.9	17.9	31			15.8		Constant	5200	8300									

## Descrizione Pareti

X : 0 m  
 Quota in alto : 0 m  
 Quota di fondo : -22 m  
 Muro di sinistra

Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m  
 Area equivalente : 0.80783811092309 m  
 Inerzia equivalente : 0.0727 m<sup>4</sup>/m  
 Materiale calcestruzzo : Cls Magro  
 Tipo sezione : Tangent  
 Spaziatura : 1.4 m  
 Diametro : 1.2 m  
 Efficacia : 1

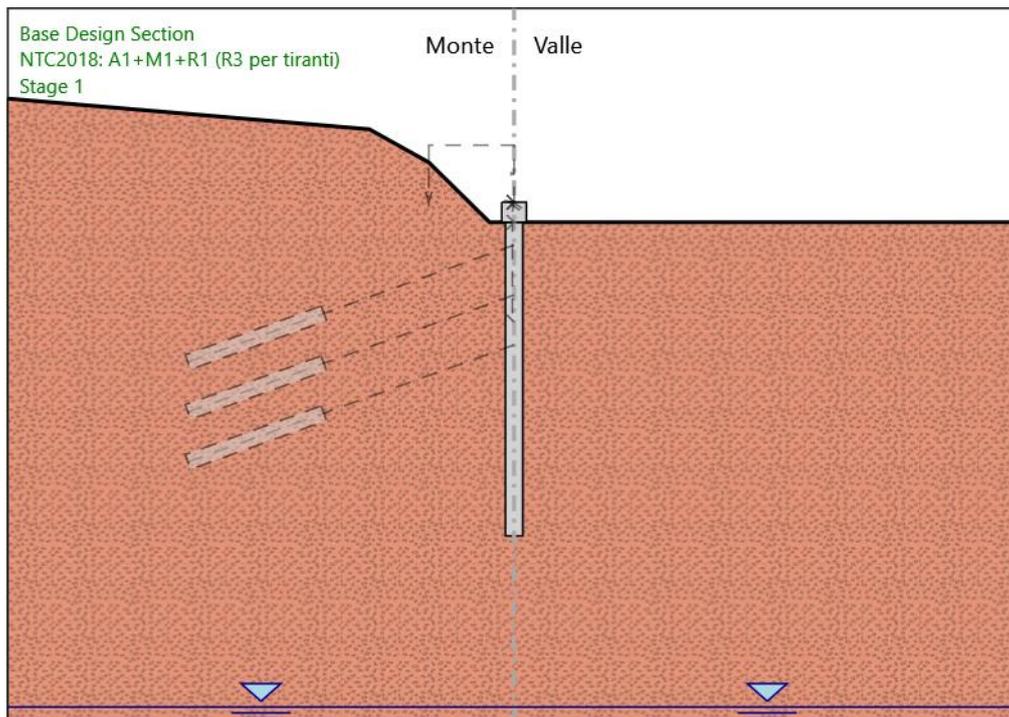


X : 0 m  
 Quota in alto : 1.4 m  
 Quota di fondo : 0 m  
 Muro di sinistra

Sezione : CORDOLO 1.7x1.4  
 Area equivalente : 1.7 m  
 Inerzia equivalente : 0.4094 m<sup>4</sup>/m  
 Materiale calcestruzzo : C25/30  
 Tipo sezione : Solid  
 Spessore : 1.7 m  
 Efficacia : 1

## Fasi di Calcolo

### Stage 1



#### Stage 1

##### Scavo

###### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

###### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)

(-10;6.52)

(-5.9;4.2)

(-1.7;0)

(0;0)

###### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

##### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m

Falda di destra : -34 m

##### Elementi strutturali

###### Paratia : Sx

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -22 m

Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

###### Paratia : Cordolo

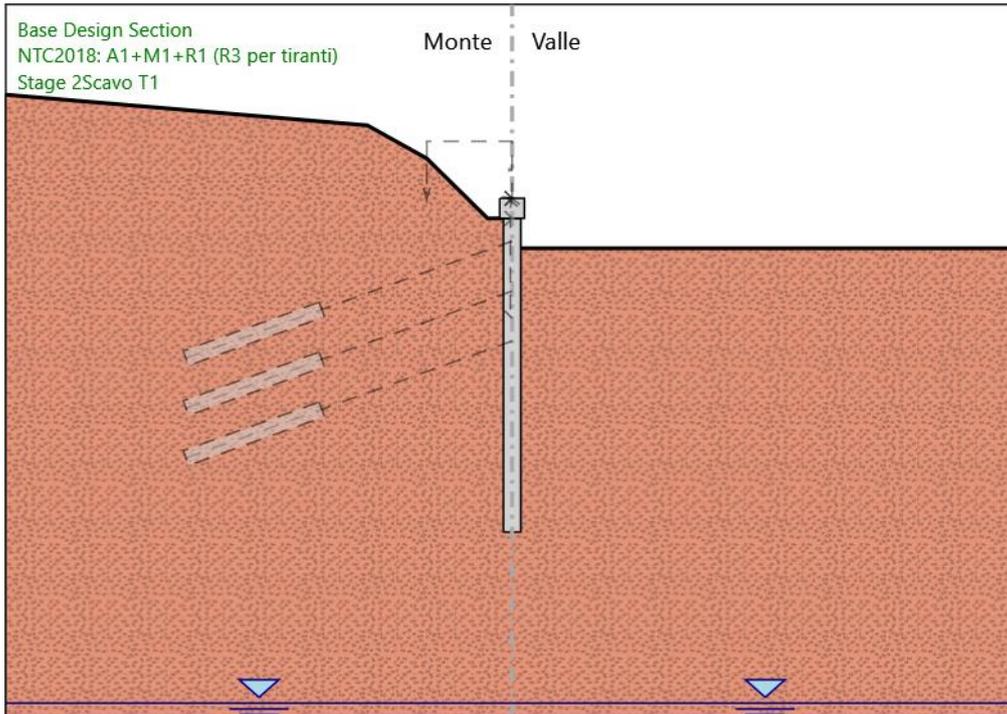
X : 0 m

Quota in alto : 1.4 m

Quota di fondo : 0 m

Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

## Stage 2\_Scavo T1



### Stage 2\_Scavo T1 Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
Lato valle : -2.1 m

#### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;4.2)  
(-1.7;0)  
(0;0)

#### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2.1 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

#### Elementi strutturali

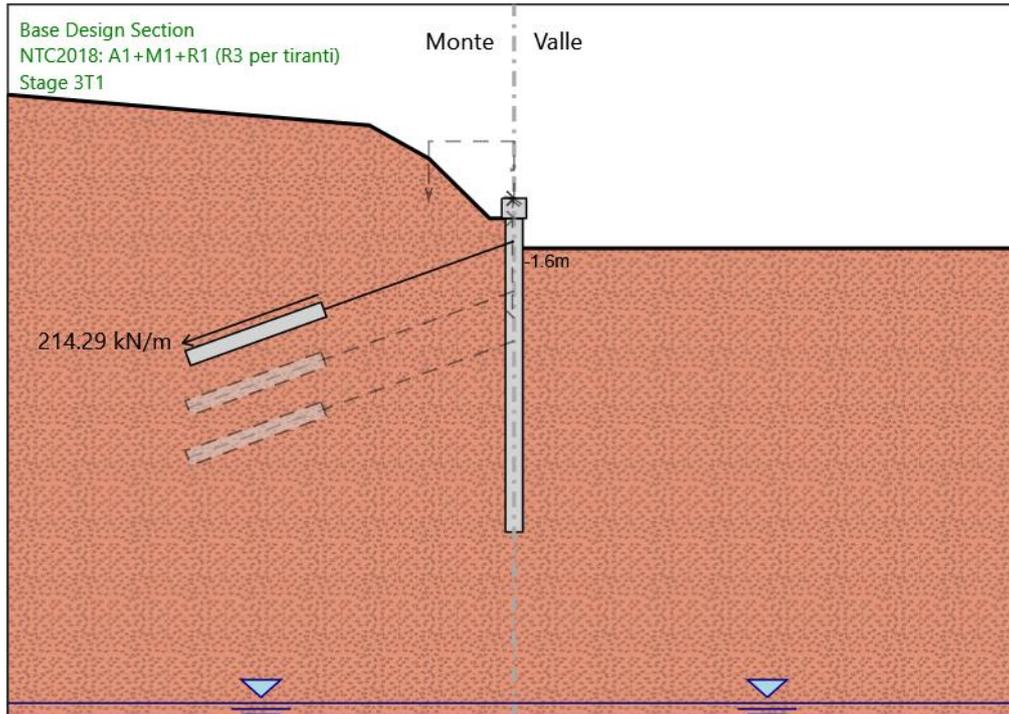
##### Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

## Stage 3\_T1



### Stage 3\_T1 Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
Lato valle : -2.1 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)  
(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;4.2)  
(-1.7;0)  
(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-2.1 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

#### Elementi strutturali

##### Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

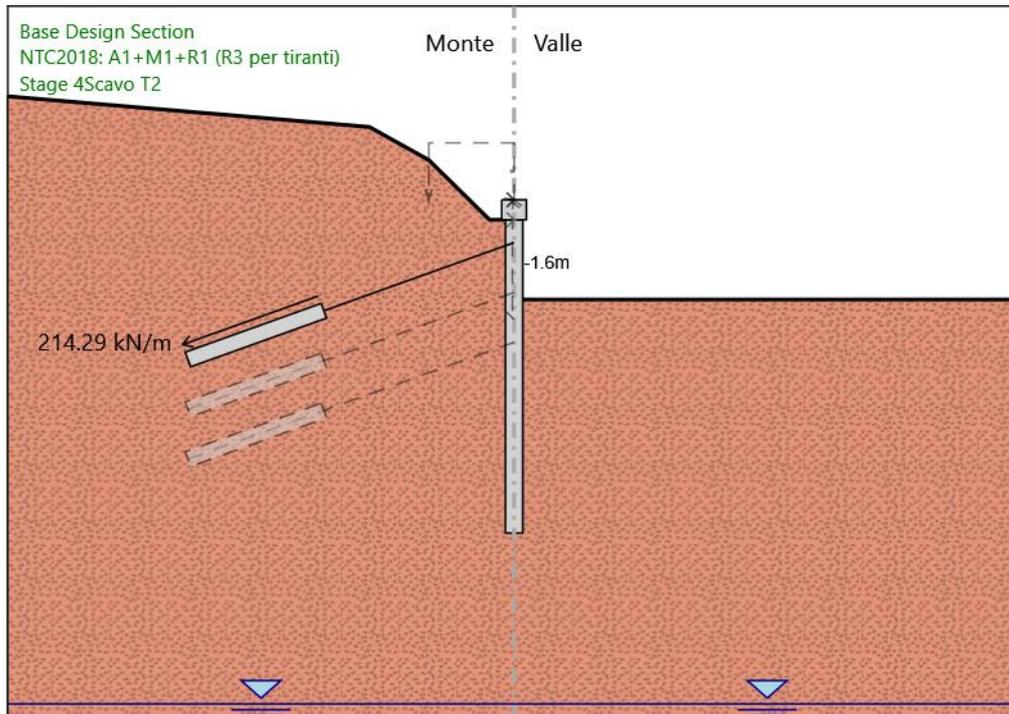
X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

##### Tirante : T1

X : 0 m  
Z : -1.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 4\_Scavo T2



### Stage 4\_Scavo T2 Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
Lato valle : -5.6 m

#### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;4.2)  
(-1.7;0)  
(0;0)

#### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-5.6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

#### Elementi strutturali

##### Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

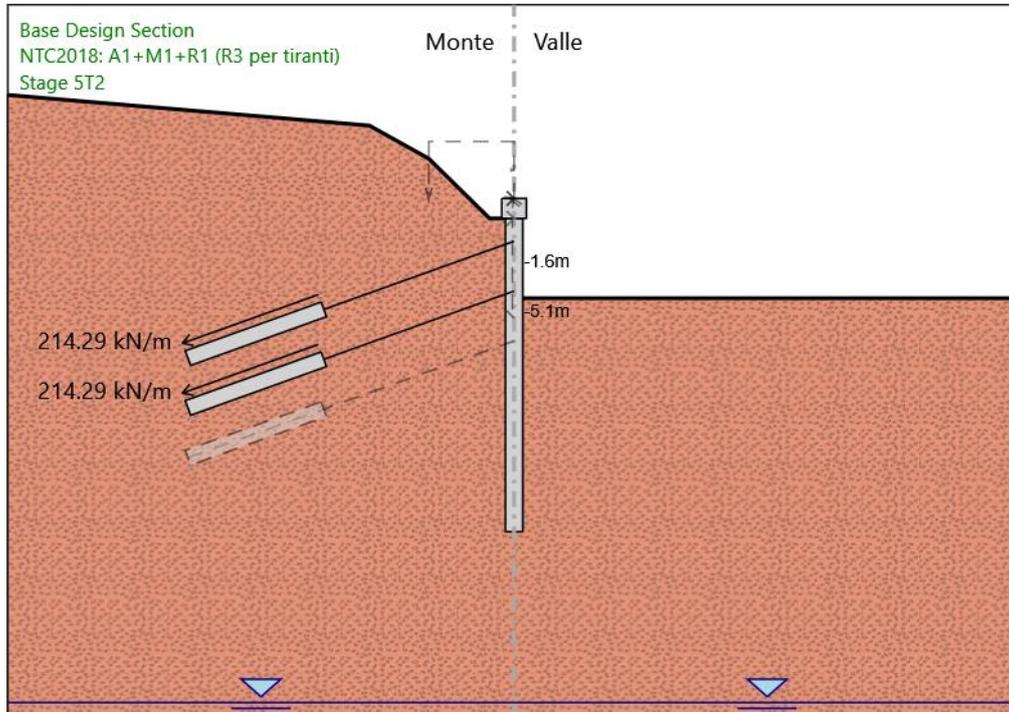
X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

##### Tirante : T1

X : 0 m  
Z : -1.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m

Precarico : 300 kN  
 Angolo : 20 °  
 Sezione : 3 trefoli  
 Tipo di barre : Barre trefoli  
 Numero di barre : 3  
 Diametro : 0.01331 m  
 Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 5\_T2



### Stage 5\_T2

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5.6 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)

(-10;6.52)

(-5.9;4.2)

(-1.7;0)

(0;0)

##### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-5.6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m

Falda di destra : -34 m

#### Elementi strutturali

##### Paratia : Sx

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -22 m

Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m

Quota in alto : 1.4 m

Quota di fondo : 0 m

Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

##### Tirante : T1

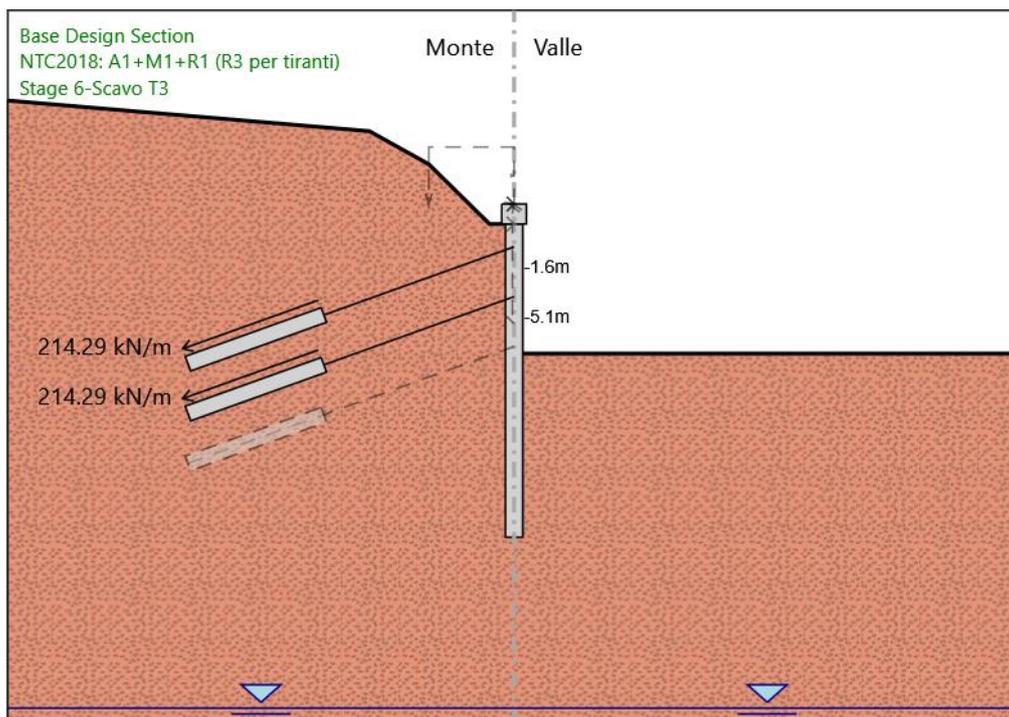
X : 0 m

Z : -1.6 m  
 Lunghezza bulbo : 10 m  
 Diametro bulbo : 0.15 m  
 Lunghezza libera : 14 m  
 Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
 Precarico : 300 kN  
 Angolo : 20 °  
 Sezione : 3 trefoli  
 Tipo di barre : Barre trefoli  
 Numero di barre : 3  
 Diametro : 0.01331 m  
 Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Tirante : T2

X : 0 m  
 Z : -5.1 m  
 Lunghezza bulbo : 10 m  
 Diametro bulbo : 0.15 m  
 Lunghezza libera : 14 m  
 Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
 Precarico : 300 kN  
 Angolo : 20 °  
 Sezione : 3 trefoli  
 Tipo di barre : Barre trefoli  
 Numero di barre : 3  
 Diametro : 0.01331 m  
 Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

### Stage 6-Scavo T3



Stage 6-Scavo T3  
 Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
 Lato valle : -9.1 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)  
 (-10;6.52)  
 (-5.9;4.2)  
 (-1.7;0)  
 (0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-9.1 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

Elementi strutturali

Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

Paratia : Cordolo

X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

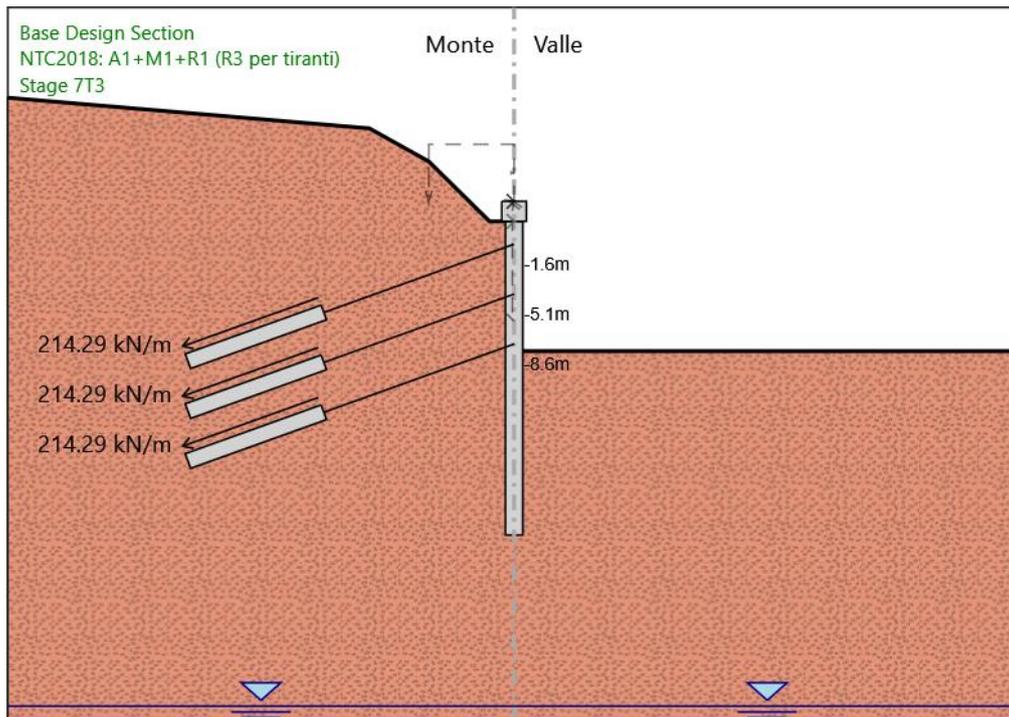
Tirante : T1

X : 0 m  
Z : -1.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Tirante : T2

X : 0 m  
Z : -5.1 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 7\_T3



### Stage 7\_T3 Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
 Lato valle : -9.1 m

#### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)  
 (-10;6.52)  
 (-5.9;4.2)  
 (-1.7;0)  
 (0;0)

#### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-9.1 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
 Falda di destra : -34 m

#### Elementi strutturali

##### Paratia : Sx

X : 0 m  
 Quota in alto : 0 m  
 Quota di fondo : -22 m  
 Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
 Quota in alto : 1.4 m  
 Quota di fondo : 0 m  
 Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

##### Tirante : T1

X : 0 m  
 Z : -1.6 m  
 Lunghezza bulbo : 10 m  
 Diametro bulbo : 0.15 m  
 Lunghezza libera : 14 m  
 Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
 Precarico : 300 kN  
 Angolo : 20 °  
 Sezione : 3 trefoli  
 Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

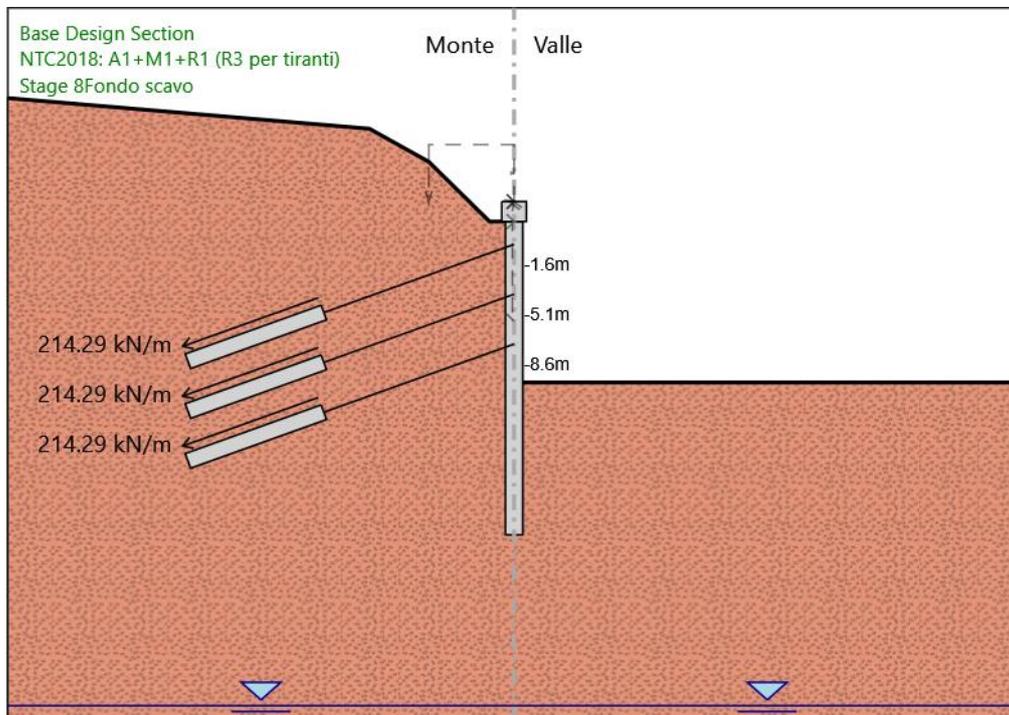
Tirante : T2

X : 0 m  
Z : -5.1 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Tirante : T3

X : 0 m  
Z : -8.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 8\_Fondo scavo



Stage 8\_Fondo scavo  
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
Lato valle : -11.3 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)  
(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;4.2)  
(-1.7;0)  
(0;0)  
Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-11.3 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

#### Elementi strutturali

##### Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

##### Tirante : T1

X : 0 m  
Z : -1.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

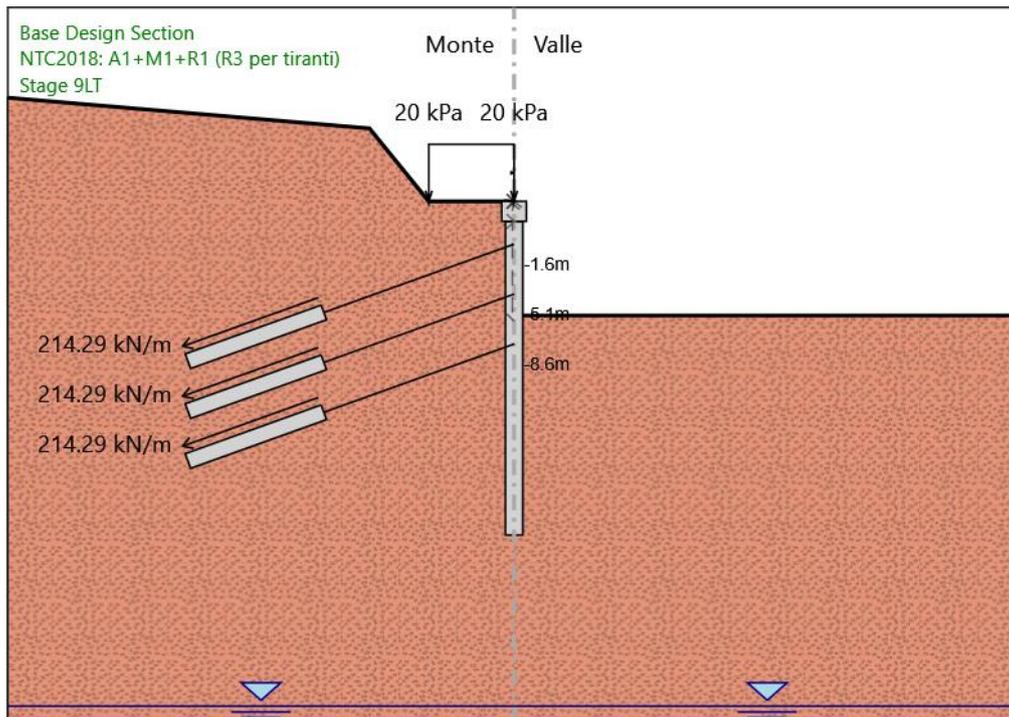
##### Tirante : T2

X : 0 m  
Z : -5.1 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

##### Tirante : T3

X : 0 m  
Z : -8.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 9\_LT



### Stage 9\_LT Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 1.4 m  
Lato valle : -6.6 m

#### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;1.4)  
(0;1.4)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-6.6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.9 m  
X finale : 0 m  
Pressione iniziale : 20 kPa  
Pressione finale : 20 kPa

#### Elementi strutturali

##### Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

##### Tirante : T1

X : 0 m  
Z : -1.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m

Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

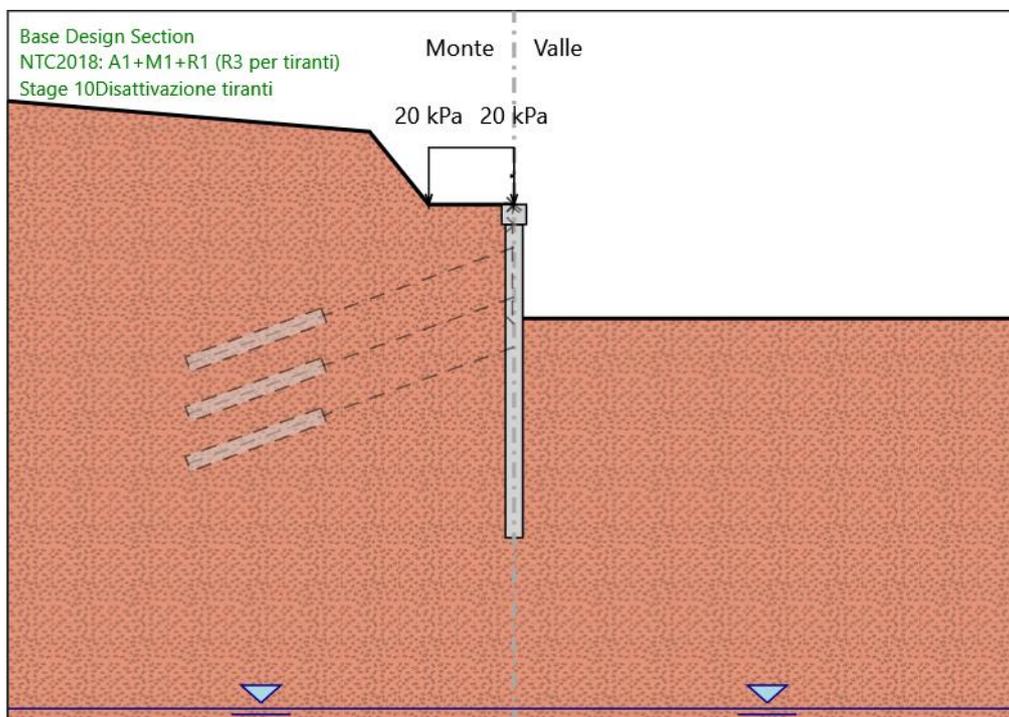
Tirante : T2

X : 0 m  
Z : -5.1 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Tirante : T3

X : 0 m  
Z : -8.6 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 14 m  
Spaziatura orizzontale : 1.4 m  
Precarico : 300 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 3 trefoli  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 10\_Disattivazione tiranti



Stage 10\_Disattivazione tiranti  
Scavo

### Muro di sinistra

Lato monte : 1.4 m  
Lato valle : -6.6 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)  
(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;1.4)  
(0;1.4)  
Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-6.6 m

### Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

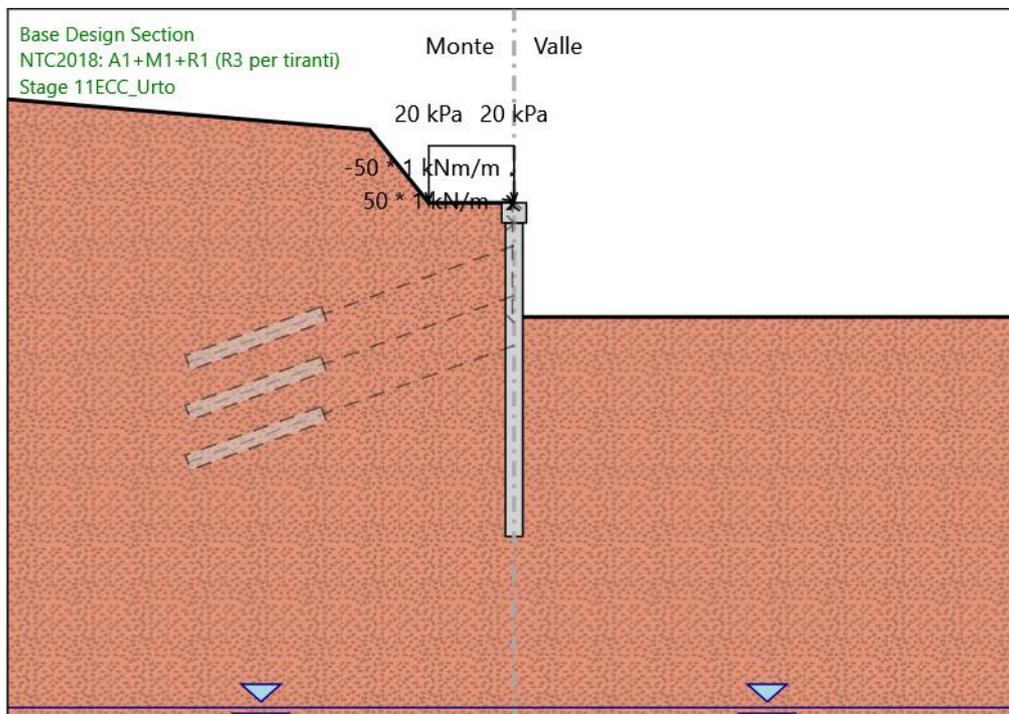
### Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge  
X iniziale : -5.9 m  
X finale : 0 m  
Pressione iniziale : 20 kPa  
Pressione finale : 20 kPa

### Elementi strutturali

Paratia : Sx  
X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m  
Paratia : Cordolo  
X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

## Stage 11\_ECC\_Urto



### Stage 11\_ECC\_Urto

#### Scavo

Muro di sinistra  
Lato monte : 1.4 m  
Lato valle : -6.6 m



Muro di sinistra

Lato monte : 1.4 m  
Lato valle : -6.6 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)  
(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;1.4)  
(0;1.4)  
Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-6.6 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

Carichi

Carico lineare sulla paratia : Inerzia\_rivestimento  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -7 m  
Pressione in alto : 17.5 kPa  
Pressione in fondo : 17.5 kPa  
X : 0 m

Elementi strutturali

Paratia : Sx  
X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m  
Paratia : Cordolo  
X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

**Descrizione Coefficienti Design Assumption**

Nome	Carichi Perma- nenti Sfavo- voli (F_dead_load_u nfavour)	Carichi Perma- nenti Favore- voli (F_dead_load_f avour)	Carichi Varia- bili Sfavo- revoli (F_live_load_u nfavour)	Carichi Varia- bili Favore- revoli (F_live_load_f avour)	Carico Si- smico (F_seism_loa d)	Pres- sioni Lato Mont e (F_Wa terDR Res)	Pres- sioni Lato Valle (F_Wa terDR Res)	Carichi Perma- nenti Destabi- lizanti (F_UPL_GDSta b)	Carichi Per- manenti Sta- bilizzanti (F_UPL_GSta b)	Carichi Varia- bili Destabiliz- zanti (F_UPL_QDSta b)	Carichi Perma- nenti Destabi- lizanti (F_HYD_GDSta b)	Carichi Per- manenti Sta- bilizzanti (F_HYD_GSta b)	Carichi Varia- bili Destabiliz- zanti (F_HYD_QDSta b)
------	--	---	---	--	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Simbolo	yG	yG	yQ	yQ	yQE	yG	yG	yGdst	yGstb	yQdst	yGdst	yGstb	yQdst
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Fre- quente/Qua- si Perma- nente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per ti- ranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(φ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	yφ	yc	ycu	yqu	YY
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	yRe	yap	yat	
Nominal	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls) yRe	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P) yap	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T) yat	Parziale elementi strutturali (F_wall)
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

## Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2_Scavo T1	Stage 3_T1	Stage 4_Scavo T2	Stage 5_T2	Stage 6-Scavo T3	Stage 7_T3	Stage 8_Fondo scavo	Stage 9_LT	Stage 10_Disattivazione tiranti	Stage 11_ECC_Urto	Stage 12_Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)												
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V		
NTC2018: A2+M2+R1												
NTC2018: SISMICA STR												
NTC2018: SISMICA GEO												

## Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

### Tabella Inviluppi Momento Sx

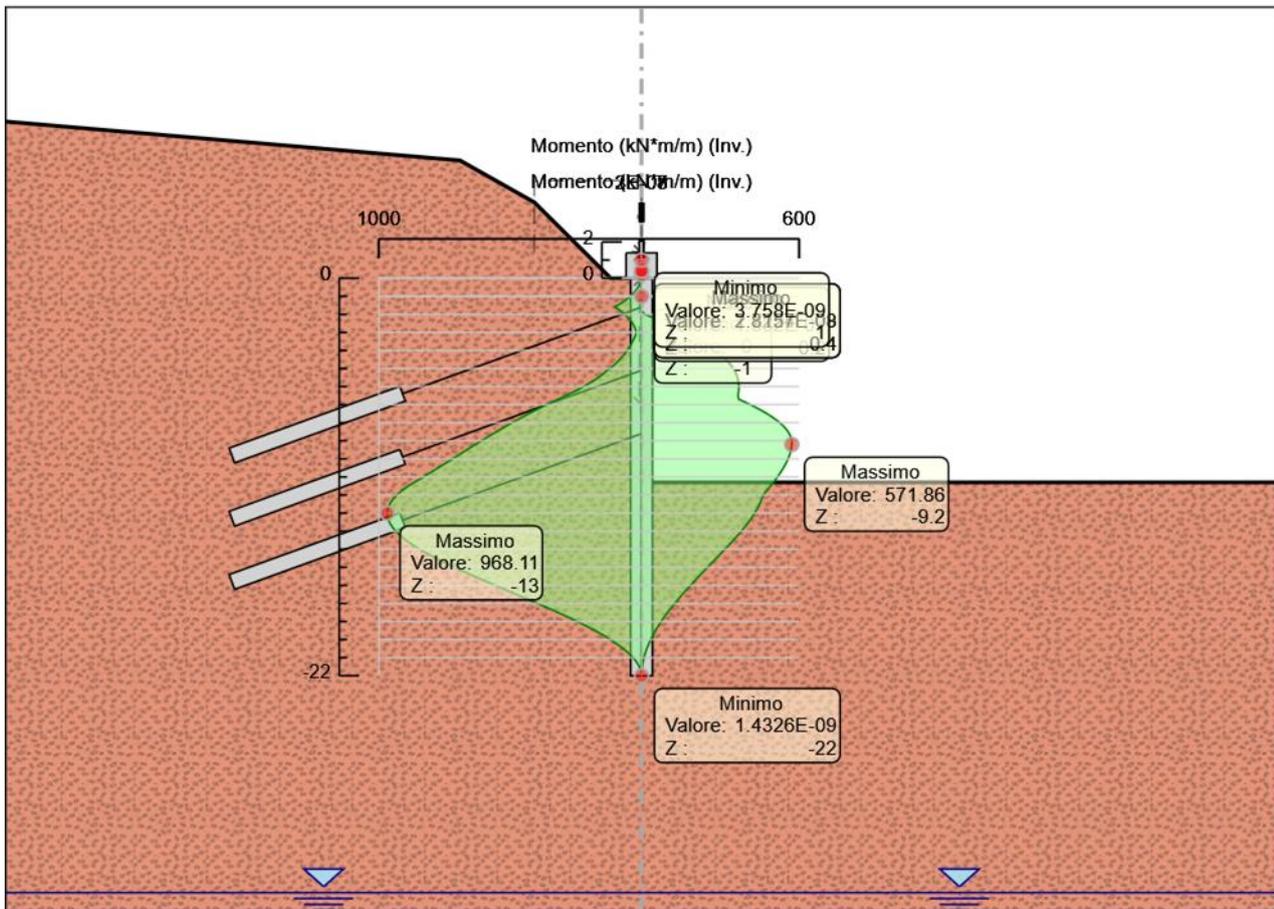
Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento		Muro: Sx
	Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	
0	0	0	0
-0.2	2.909	0	0
-0.4	8.694	0	0
-0.6	17.314	0	0
-0.8	28.729	0	0
-1	42.911	0	0
-1.2	59.871	0	0
-1.4	79.625	0	0
-1.6	102.183	0	0
-1.8	79.369	0	0
-2	63.165	12.155	12.155
-2.2	49.523	47.011	47.011
-2.4	38.434	80.143	80.143
-2.6	29.887	111.543	111.543
-2.8	23.872	141.201	141.201
-3	20.372	169.11	169.11
-3.2	24.352	195.258	195.258
-3.4	30.48	219.637	219.637
-3.6	37.559	242.234	242.234
-3.8	45.654	263.039	263.039
-4	54.837	282.04	282.04
-4.2	65.174	299.223	299.223
-4.4	76.733	314.575	314.575
-4.6	89.583	328.081	328.081
-4.8	103.788	339.725	339.725
-5	120.409	349.491	349.491
-5.1	131.706	353.663	353.663
-5.3	145.634	360.577	360.577
-5.5	165.065	365.567	365.567
-5.7	186.129	368.612	368.612
-5.9	208.888	370.085	370.085
-6.1	233.406	370.212	370.212
-6.3	259.745	369.183	369.183
-6.5	287.968	367.162	367.162
-6.7	318.14	370.108	370.108
-6.9	347.318	400.382	400.382
-7.1	375.566	428.533	428.533
-7.3	402.949	454.465	454.465
-7.5	429.53	478.083	478.083
-7.7	455.373	499.291	499.291
-7.9	480.543	517.992	517.992
-8.1	505.103	534.093	534.093
-8.3	529.116	547.496	547.496
-8.5	552.645	558.106	558.106
-8.6	564.252	562.328	562.328
-8.8	587.173	568.569	568.569
-9	609.767	571.778	571.778
-9.2	632.096	571.859	571.859
-9.4	654.222	570.268	570.268
-9.6	676.204	567.253	567.253
-9.8	698.106	562.979	562.979
-10	719.986	557.579	557.579
-10.2	741.905	551.164	551.164
-10.4	763.921	543.832	543.832
-10.6	786.093	535.673	535.673
-10.8	808.479	526.768	526.768
-11	831.136	517.192	517.192
-11.2	854.12	507.014	507.014
-11.4	877.488	496.302	496.302
-11.6	898.235	485.109	485.109
-11.8	916.339	473.488	473.488
-12	931.776	461.904	461.904
-12.2	944.522	457.781	457.781
-12.4	954.554	452.489	452.489
-12.6	961.846	446.137	446.137
-12.8	966.374	438.824	438.824

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento		Muro: Sx
	Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-13	968.115	430.64	
-13.2	967.043	421.67	
-13.4	963.133	411.993	
-13.6	956.47	401.682	
-13.8	947.196	390.808	
-14	935.451	379.438	
-14.2	921.371	367.636	
-14.4	905.093	355.463	
-14.6	886.746	342.979	
-14.8	866.464	330.24	
-15	844.375	317.3	
-15.2	820.61	304.209	
-15.4	795.309	291.009	
-15.6	768.608	277.737	
-15.8	740.668	264.432	
-16	711.652	251.13	
-16.2	681.724	237.867	
-16.4	651.043	224.678	
-16.6	619.767	211.596	
-16.8	588.045	198.655	
-17	556.003	185.889	
-17.2	523.759	173.328	
-17.4	491.434	161.004	
-17.6	459.147	148.948	
-17.8	427.015	137.191	
-18	395.154	125.763	
-18.2	363.683	114.692	
-18.4	332.727	104.008	
-18.6	302.413	93.725	
-18.8	272.865	83.862	
-19	244.202	74.443	
-19.2	216.543	65.486	
-19.4	190.004	57.014	
-19.6	164.704	49.046	
-19.8	140.758	41.604	
-20	118.283	34.706	
-20.2	97.395	28.373	
-20.4	78.211	22.624	
-20.6	60.847	17.479	
-20.8	45.418	12.958	
-21	32.041	9.08	
-21.2	20.832	5.864	
-21.4	11.907	3.329	
-21.6	5.383	1.494	
-21.8	1.375	0.378	
-22	0	0	

### Tabella Inviluppi Momento Cordolo

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento		Muro: Cordolo
	Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
1.4	0	0	
1.2	0	0	
1	0	0	
0.8	0	0	
0.6	0	0	
0.4	0	0	
0.2	0	0	
0	0	0	

## Grafico Involuppi Momento



Momento

## Tabella Involuppi Taglio Sx

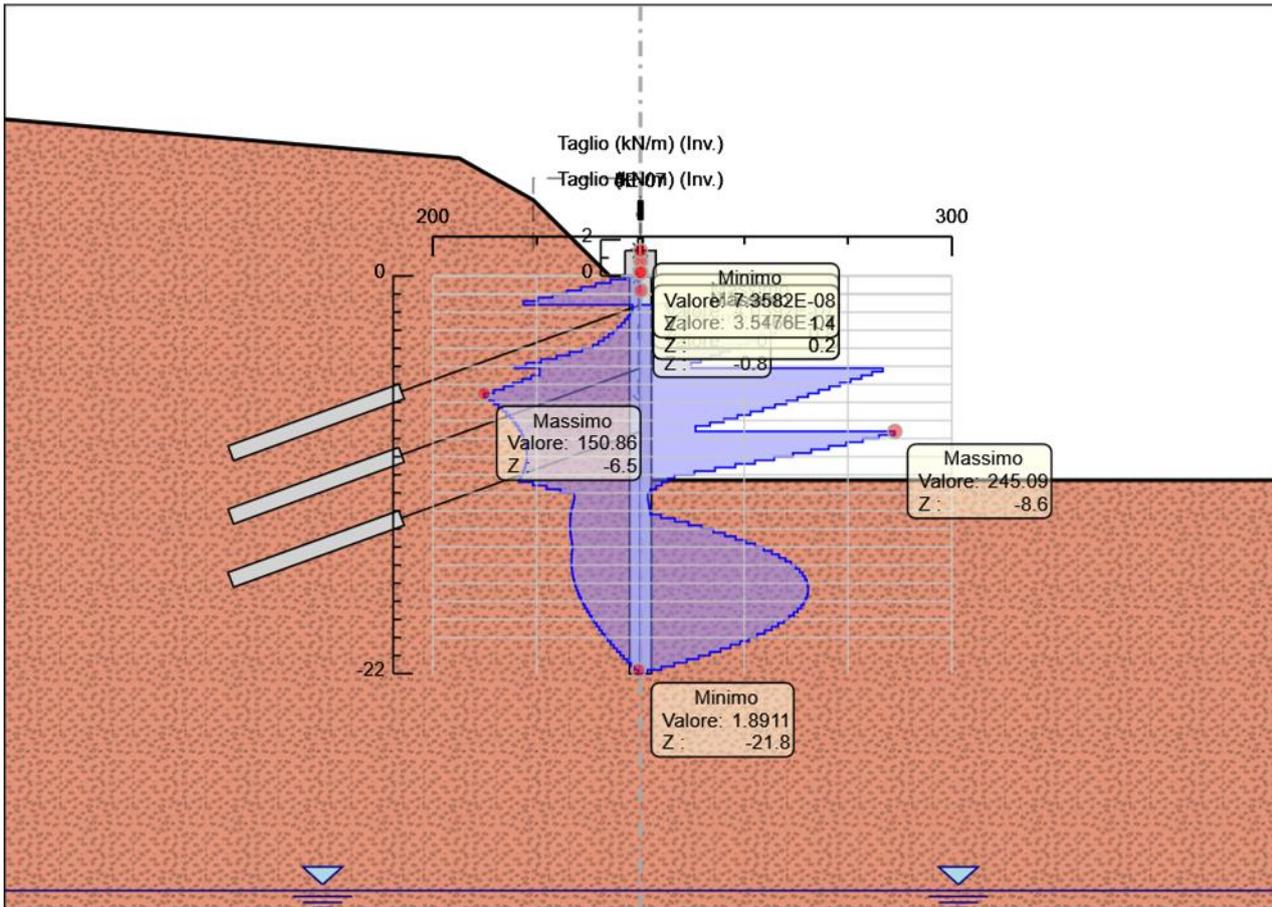
Selected Design Assumptions Z (m)	Involuppi: Taglio		Muro: Sx
	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
0	14.543	0	
-0.2	28.926	0	
-0.4	43.102	0	
-0.6	57.074	0	
-0.8	70.911	0	
-1	84.799	0	
-1.2	98.768	0	
-1.4	112.789	0	
-1.6	112.789	191.388	
-1.8	7.517	191.388	
-2	10.076	182.854	
-2.2	12.035	174.278	
-2.4	15.076	165.66	
-2.6	18.452	156.999	
-2.8	22.18	148.293	
-3	26.243	139.542	
-3.2	30.642	130.742	
-3.4	35.392	121.892	
-3.6	40.478	112.987	
-3.8	45.913	104.026	
-4	56.366	95.003	
-4.2	68.429	85.916	
-4.4	81.028	76.76	
-4.6	95.735	67.53	
-4.8	110.416	58.221	
-5	121.41	48.829	
-5.1	121.41	233.655	
-5.3	97.155	233.655	
-5.5	105.319	223.27	
-5.7	113.797	212.919	
-5.9	122.588	202.6	
-6.1	131.695	192.308	
-6.3	141.119	182.038	
-6.5	150.86	171.788	

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio		Muro: Sx
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
-6.7	150.86	161.551	
-6.9	145.889	151.371	
-7.1	141.24	140.755	
-7.3	136.913	129.661	
-7.5	132.905	118.089	
-7.7	129.218	106.038	
-7.9	125.849	93.509	
-8.1	122.799	80.501	
-8.3	120.065	67.015	
-8.5	117.646	53.05	
-8.6	116.068	245.089	
-8.8	114.607	245.089	
-9	112.97	229.929	
-9.2	111.644	214.289	
-9.4	110.627	198.172	
-9.6	109.915	181.576	
-9.8	109.507	164.502	
-10	109.593	146.949	
-10.2	110.08	128.918	
-10.4	110.86	110.408	
-10.6	111.929	91.42	
-10.8	113.284	71.954	
-11	114.922	52.009	
-11.2	116.838	32.726	
-11.4	116.838	26.429	
-11.6	103.738	20.482	
-11.8	90.521	14.871	
-12	77.185	9.585	
-12.2	63.73	7.156	
-12.4	64.357	7.759	
-12.6	65.391	8.338	
-12.8	66.231	8.896	
-13	66.885	9.435	
-13.2	67.36	19.55	
-13.4	67.662	33.313	
-13.6	67.797	46.368	
-13.8	67.797	58.726	
-14	67.771	70.399	
-14.2	67.59	81.397	
-14.4	67.257	91.732	
-14.6	66.778	101.414	
-14.8	66.157	110.444	
-15	65.452	118.823	
-15.2	66.002	126.507	
-15.4	66.358	133.502	
-15.6	66.525	139.701	
-15.8	66.525	145.077	
-16	66.51	149.642	
-16.2	66.315	153.406	
-16.4	65.947	156.379	
-16.6	65.408	158.601	
-16.8	64.702	160.212	
-17	63.834	161.217	
-17.2	62.805	161.623	
-17.4	61.619	161.623	
-17.6	60.278	161.436	
-17.8	58.785	160.661	
-18	57.143	159.304	
-18.2	55.354	157.357	
-18.4	53.419	154.778	
-18.6	51.418	151.572	
-18.8	49.311	147.741	
-19	47.098	143.312	
-19.2	44.781	138.294	
-19.4	42.36	132.69	
-19.6	39.838	126.501	
-19.8	37.214	119.729	
-20	34.489	112.374	
-20.2	31.666	104.438	
-20.4	28.743	95.921	
-20.6	25.723	86.822	
-20.8	22.605	77.144	
-21	19.391	66.885	
-21.2	16.081	56.045	
-21.4	12.675	44.624	
-21.6	9.175	32.623	
-21.8	5.58	20.039	
-22	1.891	6.874	

### Tabella Inviluppi Taglio Cordolo

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio		Muro: Cordolo
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
1.4	0	0	
1.2	0	0	
1	0	0	
0.8	0	0	
0.6	0	0	
0.4	0	0	
0.2	0	0	
0	0	0	

# Grafico Involupi Taglio



Taglio

## Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 9_LT	Left Wall	LEFT	7.19
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 8_Fondo scavo	Left Wall	RIGHT	25.76

## Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 2_Scavo T1	Left Wall	LEFT	103.57
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	212.29

SS 131 "Carlo Felice"		 GRUPPO FS ITALIANE
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i>	

## 20 ALLEGATO 6 – PARATIA DEFINITIVA VI01 – SEZIONE 2

## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 10 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	$S_u$	Modulo Elastico	$E_u$	$E_{vc}$	$E_{ur}$	$A_h$	$A_v$	$\exp$	$P_a$	$R_{ur}/R_{vc}$	$R_{vc}$	$K_u$	$K_{vc}$	$K_{ur}$
		$kN/m^3$	$kN/m^3$	$^\circ$	$^\circ$		$^\circ$	$kPa$	$kPa$		$kPa$	$kPa$	$kPa$				$kPa$		$kPa$	$kN/m^3$	$kN/m^3$	$kN/m^3$
1	LSA	17.9	17.9	31				15.8		Constant	5000	8000										

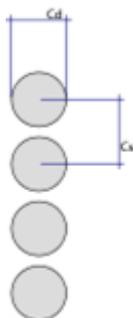
## Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -22 m

Muro di sinistra



Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

Area equivalente : 0.80783811092309 m

Inerzia equivalente : 0.0727 m<sup>4</sup>/m

Materiale calcestruzzo : CIs Magro

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.4 m

Diametro : 1.2 m

Efficacia : 1

X : 0 m

Quota in alto : 1.4 m

Quota di fondo : 0 m

Muro di sinistra

Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

Area equivalente : 1.7 m

Inerzia equivalente : 0.4094 m<sup>4</sup>/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

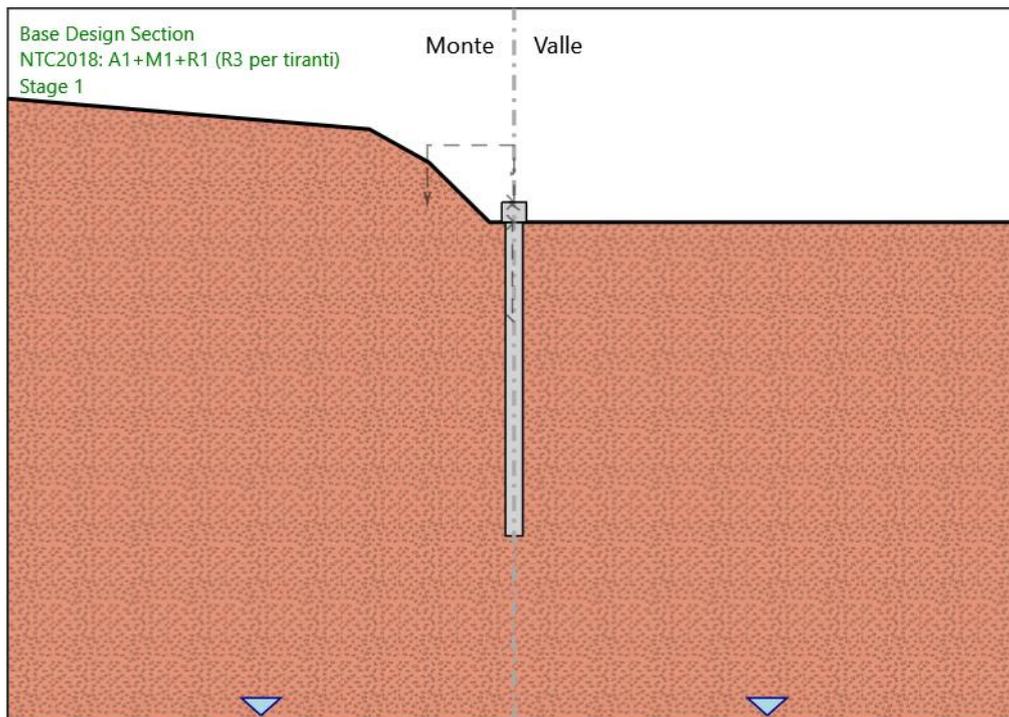
Tipo sezione : Solid

Spessore : 1.7 m

Efficacia : 1

## Fasi di Calcolo

### Stage 1



#### Stage 1

##### Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)

(-10;6.52)

(-5.9;4.2)

(-1.7;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

##### Falda acquifera

Falda di sinistra : -35 m

Falda di destra : -35 m

##### Elementi strutturali

Paratia : Sx

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -22 m

Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

Paratia : Cordolo

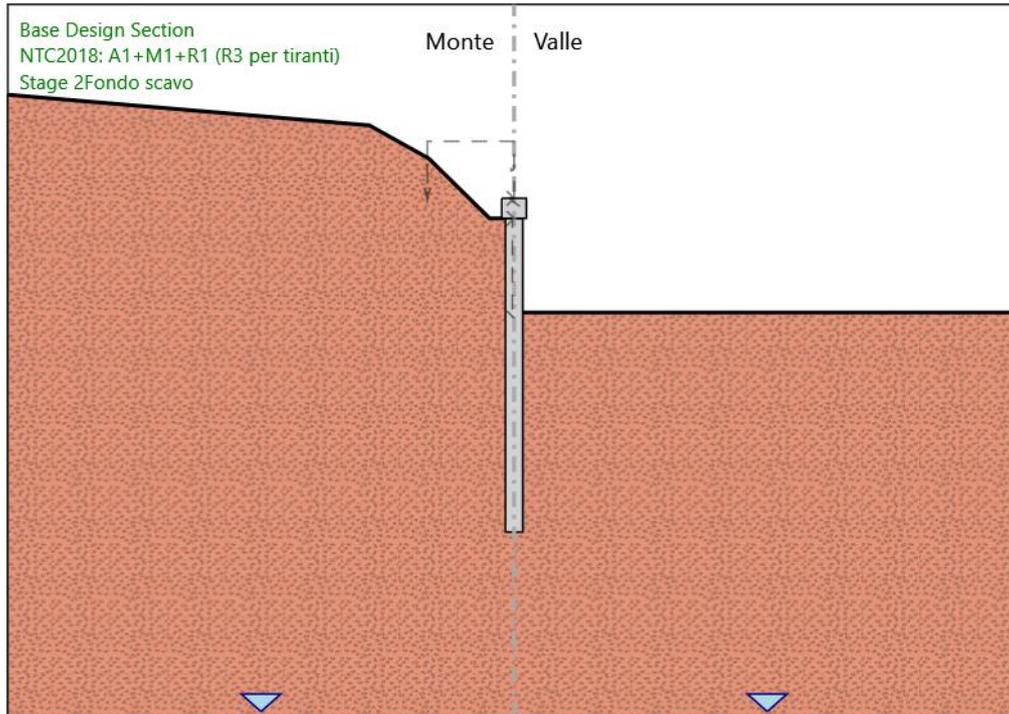
X : 0 m

Quota in alto : 1.4 m

Quota di fondo : 0 m

Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

## Stage 2\_Fondo scavo



### Stage 2\_Fondo scavo Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
Lato valle : -6.6 m

#### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;4.2)  
(-1.7;0)  
(0;0)

#### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6.6 m

### Falda acquifera

Falda di sinistra : -35 m  
Falda di destra : -35 m

### Elementi strutturali

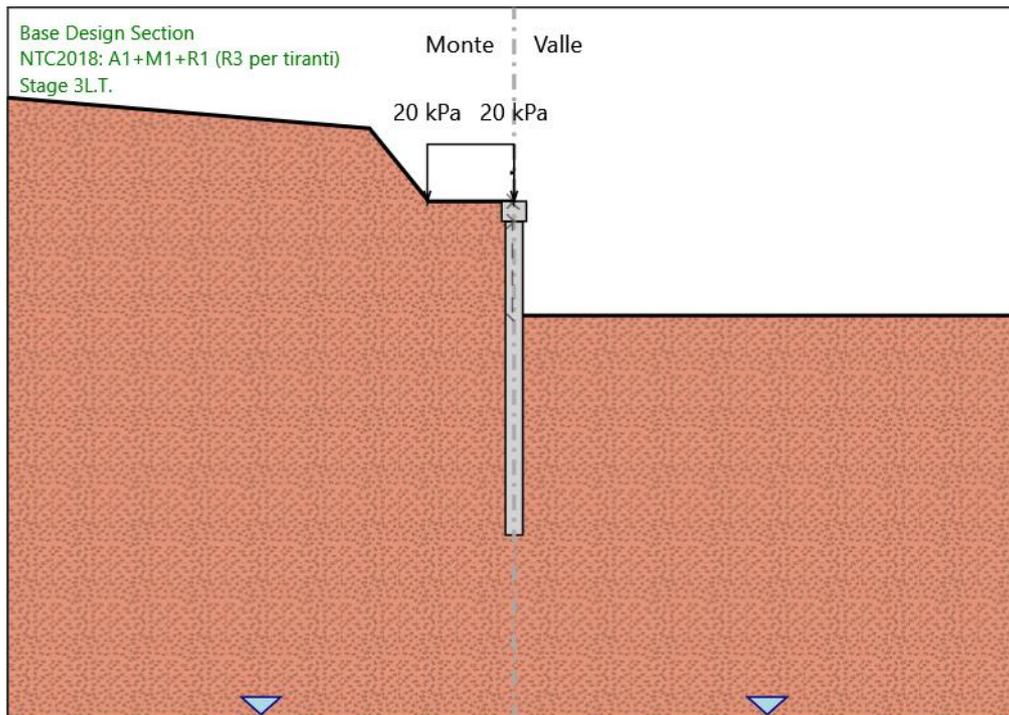
#### Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

#### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

## Stage 3\_L.T.



### Stage 3\_L.T. Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 1.4 m  
Lato valle : -6.6 m

#### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;8.67)  
(-10;6.52)  
(-5.9;1.4)  
(0;1.4)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-6.6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -35 m  
Falda di destra : -35 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -6 m  
X finale : 0 m  
Pressione iniziale : 20 kPa  
Pressione finale : 20 kPa

#### Elementi strutturali

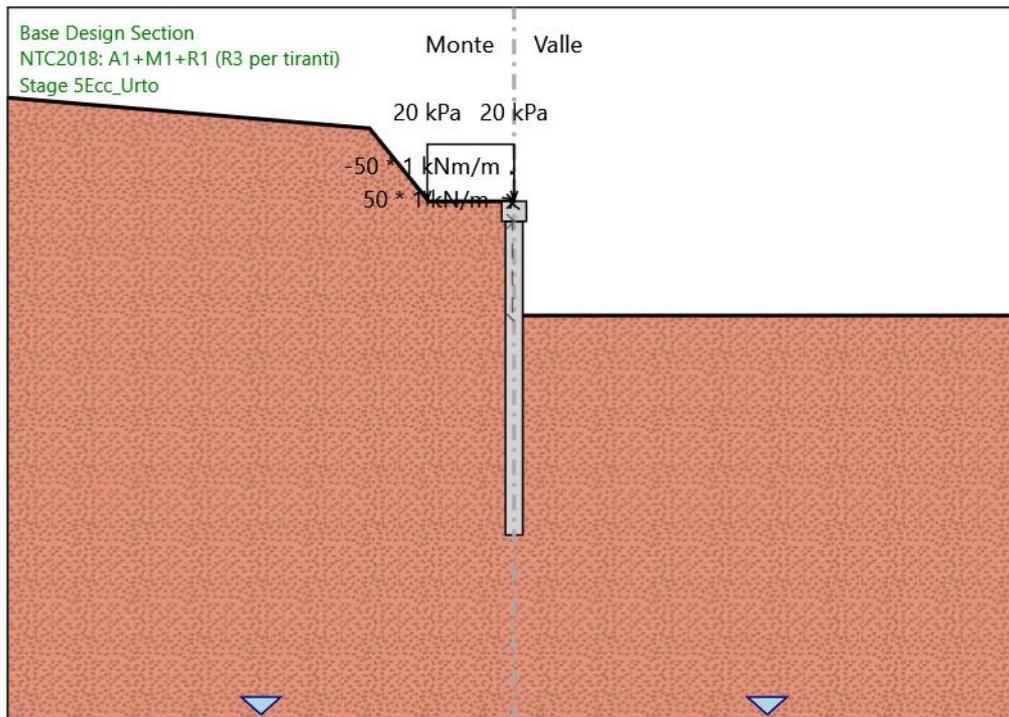
##### Paratia : Sx

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

## Stage 5\_Ecc\_Urto



### Stage 5\_Ecc\_Urto Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 1.4 m  
 Lato valle : -6.6 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)  
 (-35;8.67)  
 (-10;6.52)  
 (-5.9;1.4)  
 (0;1.4)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
 -6.6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -35 m  
 Falda di destra : -35 m

#### Carichi

##### Carico puntuale alla paratia : Urto

Quota : 1.4 m  
 Px : 50 kN/m  
 Pz : 1 kN/m  
 : -50 kNm/m  
 X : 0 m

##### Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -6 m  
 X finale : 0 m  
 Pressione iniziale : 20 kPa  
 Pressione finale : 20 kPa

#### Elementi strutturali

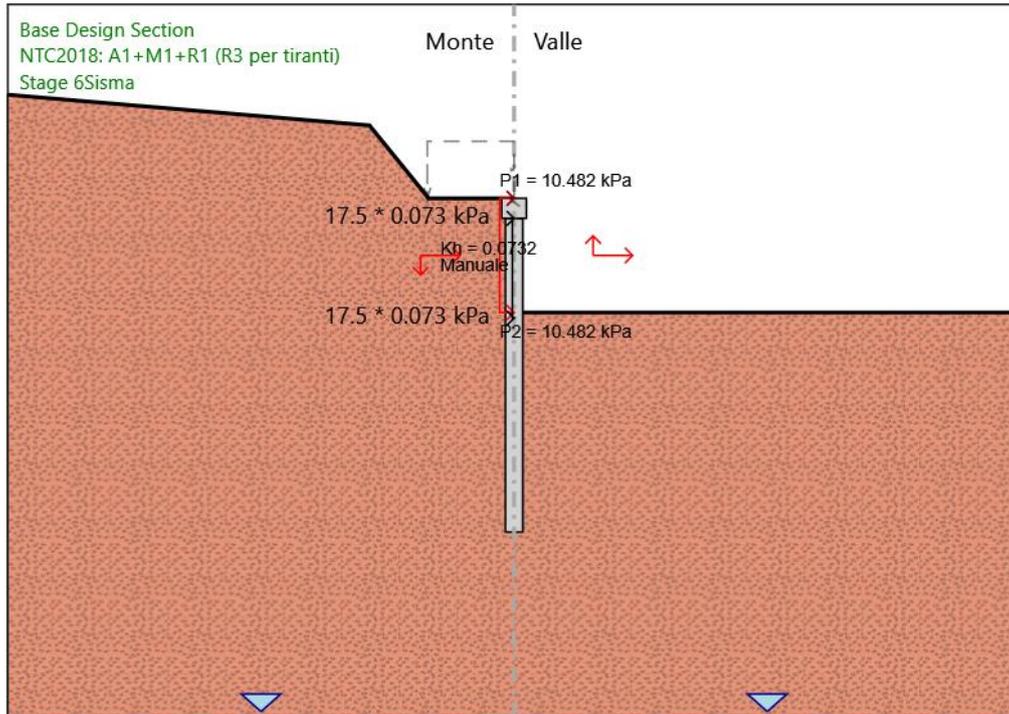
##### Paratia : Sx

X : 0 m  
 Quota in alto : 0 m  
 Quota di fondo : -22 m  
 Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
 Quota in alto : 1.4 m  
 Quota di fondo : 0 m  
 Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

## Stage 6\_Sisma



### Stage 6\_Sisma Scavo

#### Muro di sinistra

Lato monte : 1.4 m  
 Lato valle : -6.6 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)  
 (-35;8.67)  
 (-10;6.52)  
 (-5.9;1.4)  
 (0;1.4)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
 -6.6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -35 m  
 Falda di destra : -35 m

#### Carichi

##### Carico lineare sulla paratia : Inerzia\_rivestimento

Quota in alto : 0 m  
 Quota di fondo : -7 m  
 Pressione in alto : 17.5 kPa  
 Pressione in fondo : 17.5 kPa  
 X : 0 m

#### Elementi strutturali

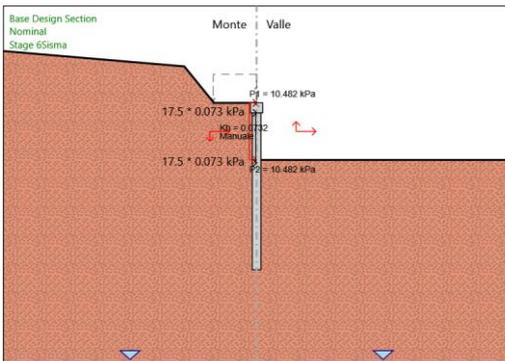
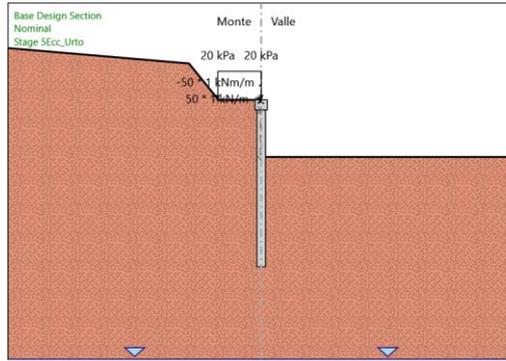
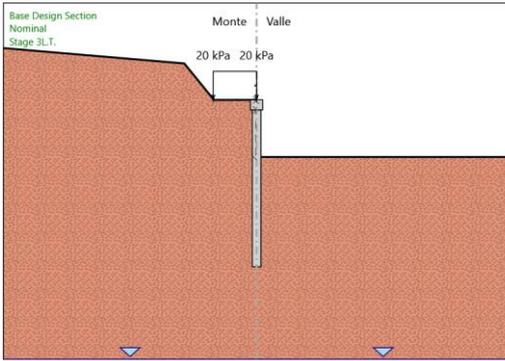
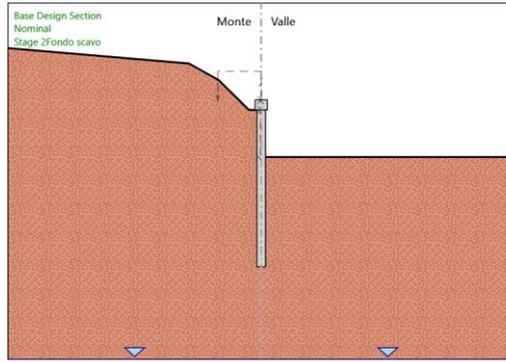
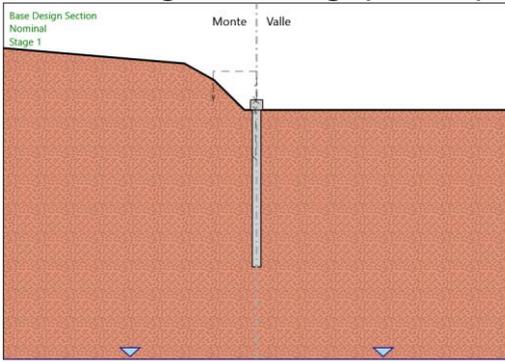
##### Paratia : Sx

X : 0 m  
 Quota in alto : 0 m  
 Quota di fondo : -22 m  
 Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

##### Paratia : Cordolo

X : 0 m  
 Quota in alto : 1.4 m  
 Quota di fondo : 0 m  
 Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

# Tabella Configurazione Stage (Nominal)



## Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Perma- nenti Sfavore- voli (F_dead_load_u nfavour)	Carichi Perma- nenti Favore- voli (F_dead_load_f avour)	Carichi Varia- bili Sfavorevoli (F_live_load_u nfavour)	Carichi Varia- bili Favorevoli (F_live_load_f avour)	Carico Si- smico (F_seism_loa d)	Pres- sioni Acqua Lato Mont (F_Wa terDR Res )	Pres- sioni Acqua Lato Valle (F_Wa terDR Res )	Carichi Perma- nenti Destabi- lizzanti (F_UPL_GDSta b)	Carichi Per- manenti Sta- bilizzanti (F_UPL_GSta b)	Carichi Varia- bili Destabiliz- zanti (F_UPL_QDSta b)	Carichi Perma- nenti Destabi- lizzanti (F_HYD_GDSta b)	Carichi Per- manenti Sta- bilizzanti (F_HYD_GSta b)	Carichi Varia- bili Destabiliz- zanti (F_HYD_QDSta b)
Simbolo	yG	yG	yQ	yQ	yQE	yG	yG	yGdst	yGstb	yQdst	yGdst	yGstb	yQdst
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Fre- quente/Qua- si Perma- nente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per ti- ranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan( $\phi$ ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	y $\phi$	yc	ycu	yqu	y $\gamma$
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	yRe	yap	yat	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

## Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2_Fondo scavo	Stage 3_L.T.	Stage 5_Ecc_Urto	Stage 6_Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)					
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V		
NTC2018: A2+M2+R1					
NTC2018: SISMICA STR					
NTC2018: SISMICA GEO					

## Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

**Tabella Inviluppi Momento Sx**

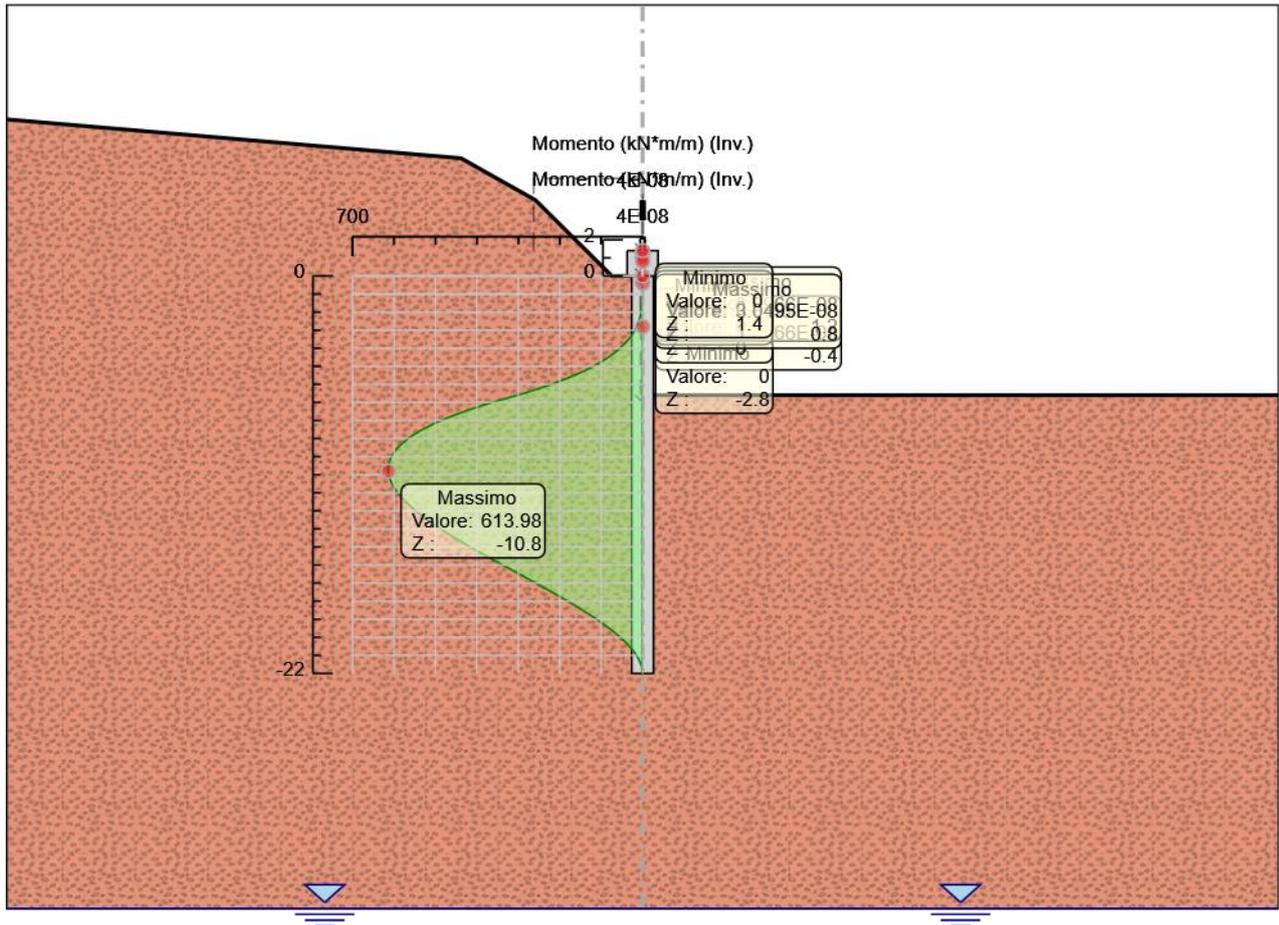
Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Momento	
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0	0
-0.6	0	0
-0.8	0	0
-1	0.06	0
-1.2	0.248	0
-1.4	0.634	0
-1.6	1.285	0
-1.8	2.269	0
-2	3.657	0
-2.2	5.515	0
-2.4	7.911	0
-2.6	10.915	0
-2.8	14.595	0
-3	19.019	0
-3.2	24.255	0
-3.4	30.372	0
-3.6	37.44	0
-3.8	45.526	0
-4	54.698	0
-4.2	65.023	0
-4.4	76.572	0
-4.6	89.411	0
-4.8	103.608	0
-5	119.225	0
-5.2	136.323	0
-5.4	154.964	0
-5.6	175.21	0
-5.8	197.124	0
-6	220.768	0
-6.2	246.205	0
-6.4	273.498	0
-6.6	302.711	0
-6.8	333.907	0
-7	366.527	0
-7.2	391.51	0
-7.4	417.817	0
-7.6	442.424	0
-7.8	465.313	0
-8	486.47	0
-8.2	505.889	0
-8.4	523.561	0
-8.6	539.501	0
-8.8	553.754	0
-9	566.366	0
-9.2	577.386	0
-9.4	586.861	0
-9.6	594.839	0
-9.8	601.369	0
-10	606.498	0
-10.2	610.276	0
-10.4	612.749	0
-10.6	613.968	0
-10.8	613.978	0
-11	612.829	0
-11.2	610.566	0
-11.4	607.237	0
-11.6	602.887	0
-11.8	597.565	0
-12	591.313	0
-12.2	584.179	0
-12.4	576.206	0
-12.6	567.439	0
-12.8	557.922	0
-13	547.697	0
-13.2	536.809	0
-13.4	525.298	0
-13.6	513.208	0
-13.8	500.58	0
-14	487.455	0
-14.2	473.874	0
-14.4	459.877	0
-14.6	445.504	0
-14.8	430.794	0
-15	415.786	0
-15.2	400.518	0
-15.4	385.029	0
-15.6	369.356	0
-15.8	353.538	0
-16	337.613	0
-16.2	321.619	0
-16.4	305.593	0
-16.6	289.572	0
-16.8	273.594	0
-17	257.696	0
-17.2	241.914	0
-17.4	226.284	0
-17.6	210.842	0
-17.8	195.624	0
-18	180.669	0

Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Momento		Muro: Sx
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)	
-18.2	166.014	0	0
-18.4	151.693	0	0
-18.6	137.743	0	0
-18.8	124.199	0	0
-19	111.099	0	0
-19.2	98.49	0	0
-19.4	86.418	0	0
-19.6	74.932	0	0
-19.8	64.076	0	0
-20	53.899	0	0
-20.2	44.446	0	0
-20.4	35.764	0	0
-20.6	27.9	0	0
-20.8	20.9	0	0
-21	14.811	0	0
-21.2	9.679	0	0
-21.4	5.565	0	0
-21.6	2.532	0	0
-21.8	0.652	0	0
-22	0	0	0

### Tabella Inviluppi Momento Cordolo

Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Momento		Muro: Cordolo
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)	
1.4	0	0	0
1.2	0	0	0
1	0	0	0
0.8	0	0	0
0.6	0	0	0
0.4	0	0	0
0.2	0	0	0
0	0	0	0

# Grafico Involuppi Momento



Momento

## Tabella Involuppi Taglio Sx

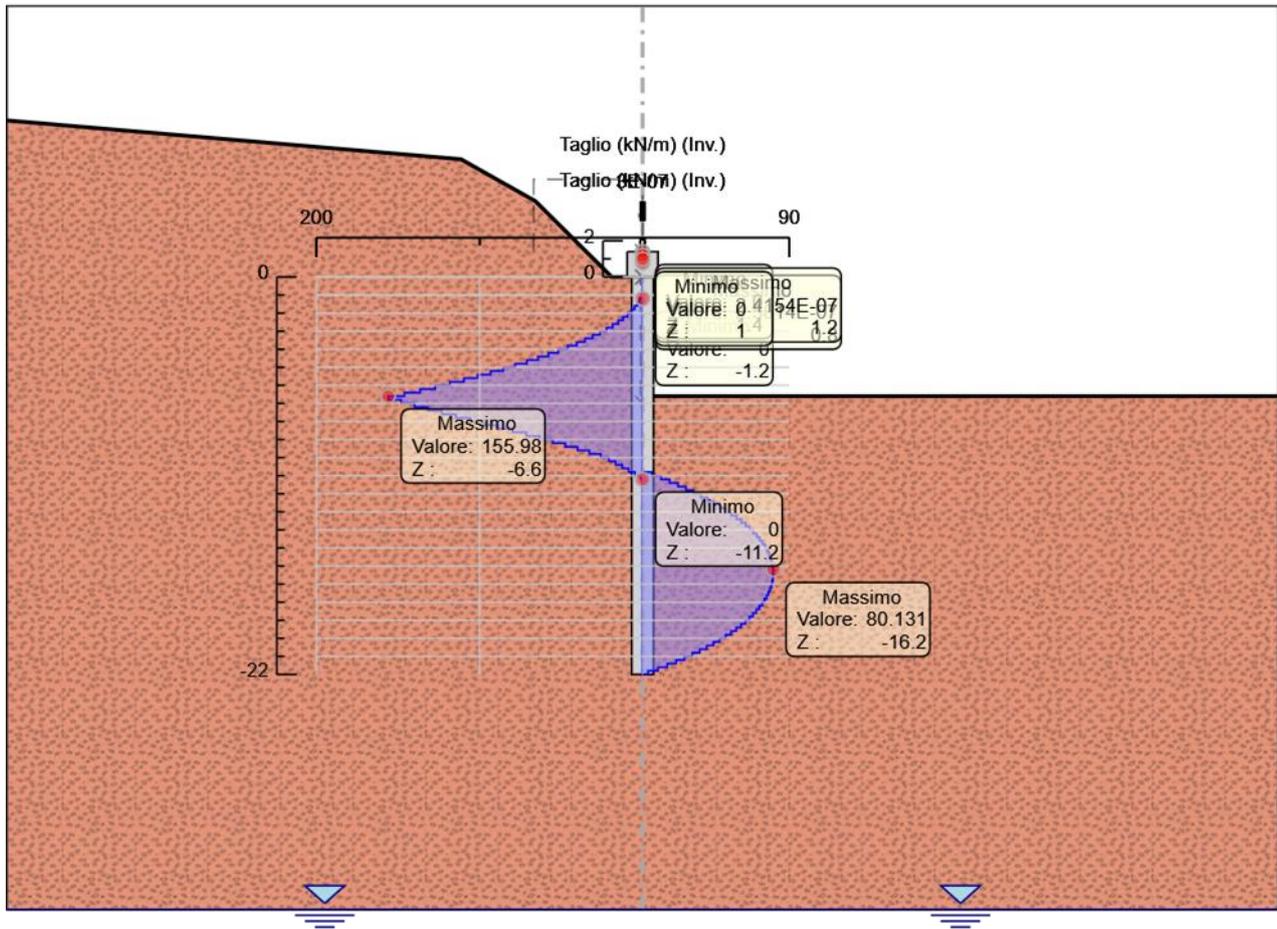
Selected Design Assumptions	Involuppi: Taglio	Muro: Sx
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0	0
-0.6	0	0
-0.8	0.302	0
-1	0.936	0
-1.2	1.93	0
-1.4	3.258	0
-1.6	4.92	0
-1.8	6.938	0
-2	9.291	0
-2.2	11.98	0
-2.4	15.022	0
-2.6	18.4	0
-2.8	22.115	0
-3	26.182	0
-3.2	30.586	0
-3.4	35.34	0
-3.6	40.431	0
-3.8	45.86	0
-4	51.626	0
-4.2	57.742	0
-4.4	64.196	0
-4.6	70.987	0
-4.8	78.085	0
-5	85.49	0
-5.2	93.205	0
-5.4	101.231	0
-5.6	109.568	0
-5.8	118.219	0
-6	127.185	0
-6.2	136.466	0
-6.4	146.064	0
-6.6	155.979	0
-6.8	155.979	0
-7	148.104	0
-7.2	139.914	0
-7.4	131.537	0
-7.6	123.034	0
-7.8	114.443	0
-8	105.789	0
-8.2	97.091	0
-8.4	88.363	0
-8.6	79.699	0
-8.8	71.264	0
-9	63.063	0
-9.2	55.099	0
-9.4	47.374	0
-9.6	39.89	0
-9.8	32.647	0
-10	25.647	0
-10.2	20.741	0
-10.4	16.546	0
-10.6	12.478	0
-10.8	8.538	5.749
-11	4.726	11.314
-11.2	1.044	16.646
-11.4	0	21.745
-11.6	0	26.615
-11.8	0	31.256
-12	0	35.672
-12.2	0	39.864
-12.4	0	43.835
-12.6	0	47.587
-12.8	0	51.122
-13	0	54.443
-13.2	0	57.553
-13.4	0	60.451
-13.6	0	63.141
-13.8	0	65.625
-14	0	67.904
-14.2	0	69.982
-14.4	0	71.865
-14.6	0	73.552
-14.8	0	75.042
-15	0	76.34
-15.2	0	77.446
-15.4	0	78.362
-15.6	0	79.089
-15.8	0	79.626
-16	0	79.972
-16.2	0	80.131
-16.4	0	80.131
-16.6	0	80.102
-16.8	0	79.889
-17	0	79.491
-17.2	0	78.911
-17.4	0	78.15
-17.6	0	77.208
-17.8	0	76.087
-18	0	74.773
-18.2	0	73.279
-18.4	0	71.604
-18.6	0	69.751

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio		Muro: Sx
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
-18.8	0		67.719
-19	0		65.5
-19.2	0		63.046
-19.4	0		60.356
-19.6	0		57.433
-19.8	0		54.277
-20	0		50.887
-20.2	0		47.264
-20.4	0		43.408
-20.6	0		39.32
-20.8	0		34.999
-21	0		30.446
-21.2	0		25.66
-21.4	0		20.571
-21.6	0		15.161
-21.8	0		9.401
-22	0		3.261

### Tabella Inviluppi Taglio Cordolo

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio		Muro: Cordolo
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
1.4	0		0
1.2	0		0
1	0		0
0.8	0		0
0.6	0		0
0.4	0		0
0.2	0		0
0	0		0

## Grafico Involuppi Taglio



Taglio

### Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 1	Left Wall	LEFT	6.25
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 3_L.T.	Left Wall	RIGHT	17.18

### Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 2_Fondo scavo	Left Wall	LEFT	100.42
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	212.29

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b><i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i></b>	

## **21 ALLEGATO 7 – PARATIA DEFINITIVA ROTATORIA – SEZIONE 3**

## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL  
Quota : 40 m  
OCR : 1

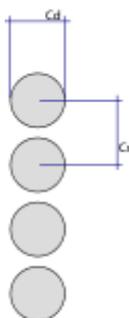
Tipo : HORIZONTAL  
Quota : -8 m  
OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL  
Quota : -14 m  
OCR : 1

## Descrizione Pareti

X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Muro di sinistra

Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m  
Area equivalente : 0.80783811092309 m  
Inerzia equivalente : 0.0727 m<sup>4</sup>/m  
Materiale calcestruzzo : Cls Magro  
Tipo sezione : Tangent  
Spaziatura : 1.4 m  
Diametro : 1.2 m  
Efficacia : 1

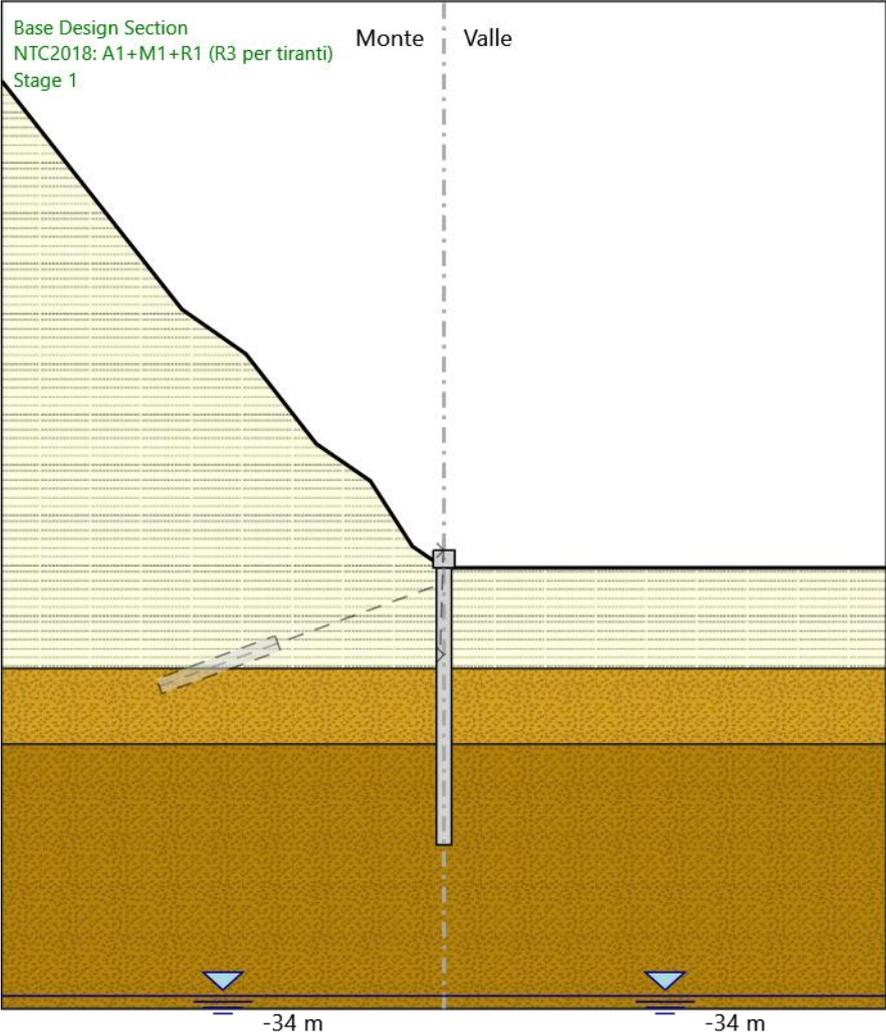


X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Muro di sinistra

Sezione : CORDOLO 1.7x1.4  
Area equivalente : 1.7 m  
Inerzia equivalente : 0.4094 m<sup>4</sup>/m  
Materiale calcestruzzo : C25/30  
Tipo sezione : Solid  
Spessore : 1.7 m  
Efficacia : 1



**Fasi di Calcolo**  
**Stage 1**



Stage 1  
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-35;38.67)

(-27.14;28.67)

(-20.75;20.54)

(-15.69;17)

(-10.12;9.86)

(-5.83;6.9)

(-2.5;1.71)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -34 m

Falda di destra : -34 m

Elementi strutturali

Paratia : Sx

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -22 m

Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m

Paratia : Cordolo

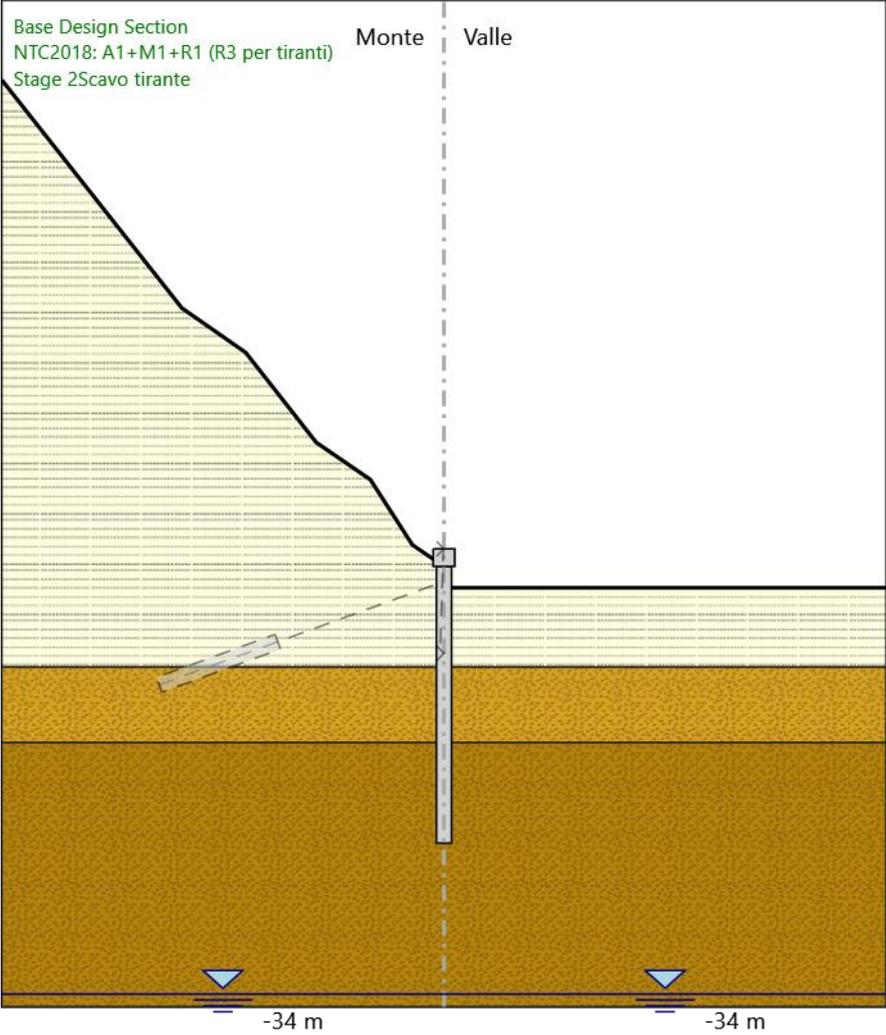
X : 0 m

Quota in alto : 1.4 m

Quota di fondo : 0 m

Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

Stage 2\_Scavo tirante

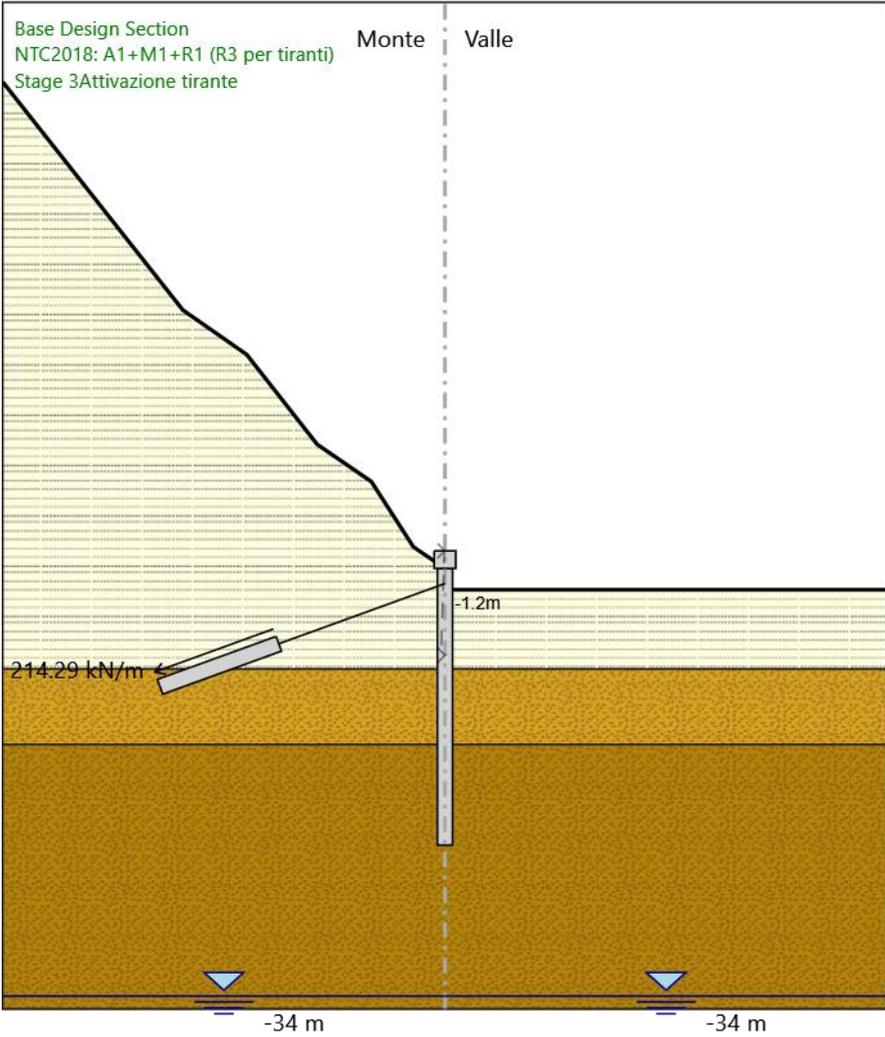


Stage 2\_Scavo tirante

Scavo



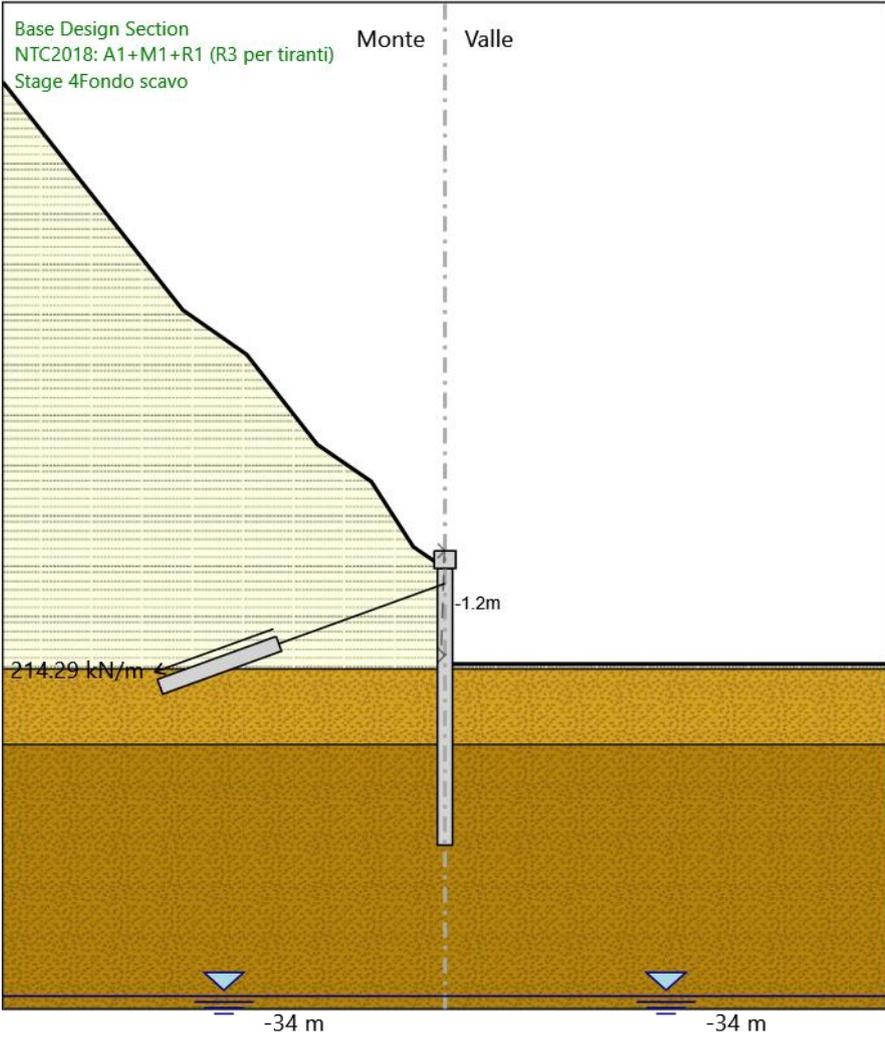
Stage 3\_Activazione tirante



Stage 3\_Activazione tirante  
Scavo



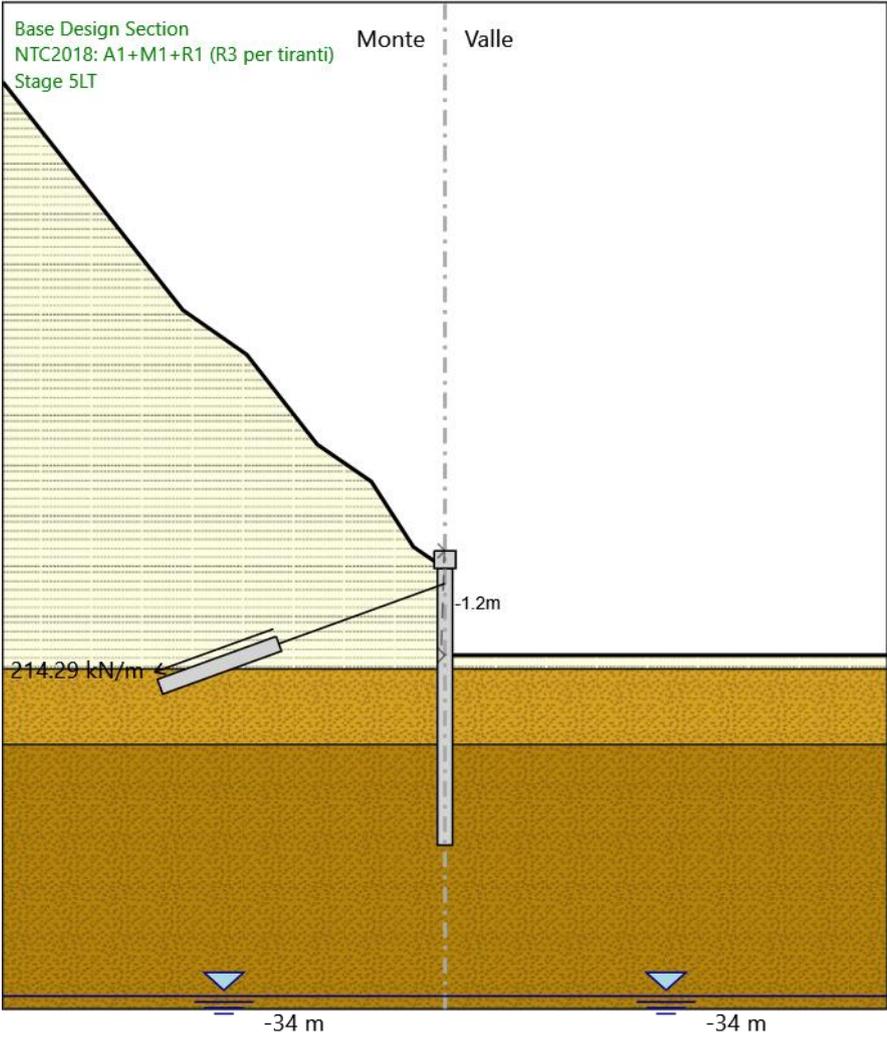
Stage 4\_Fondo scavo



Stage 4\_Fondo scavo  
Scavo



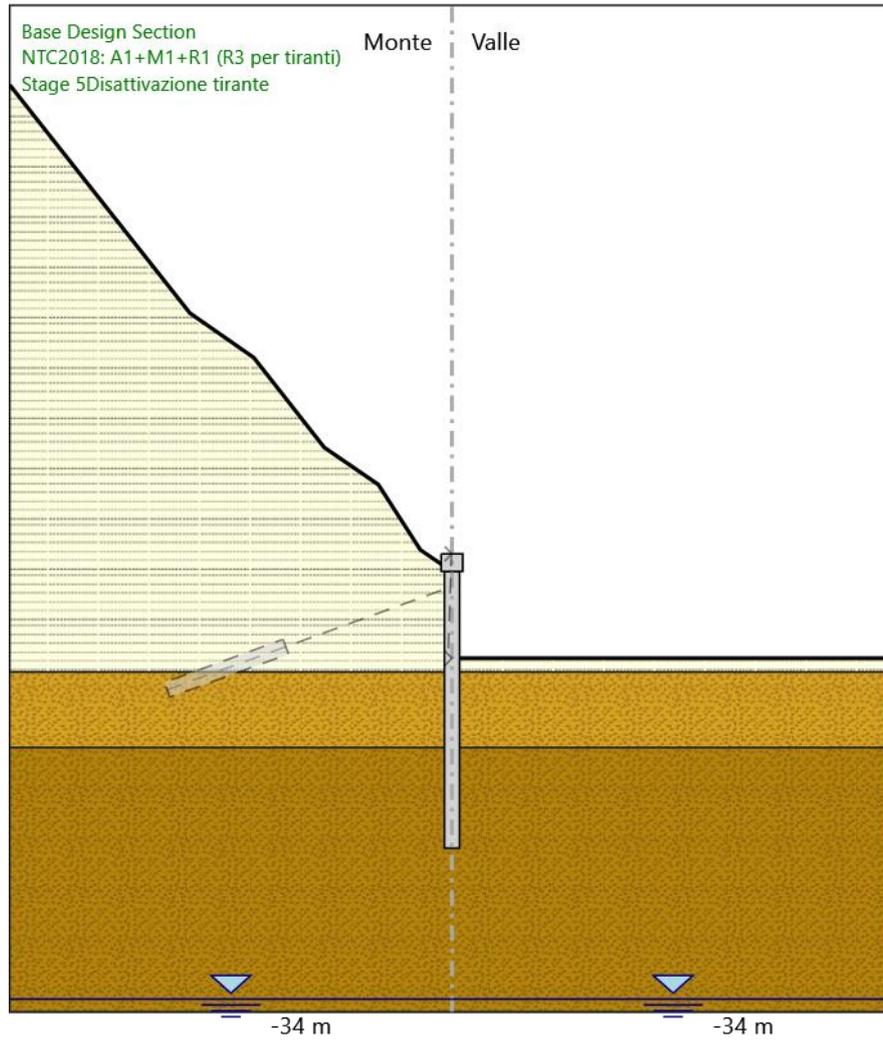
Stage 5\_LT



Stage 5\_LT  
Scavo



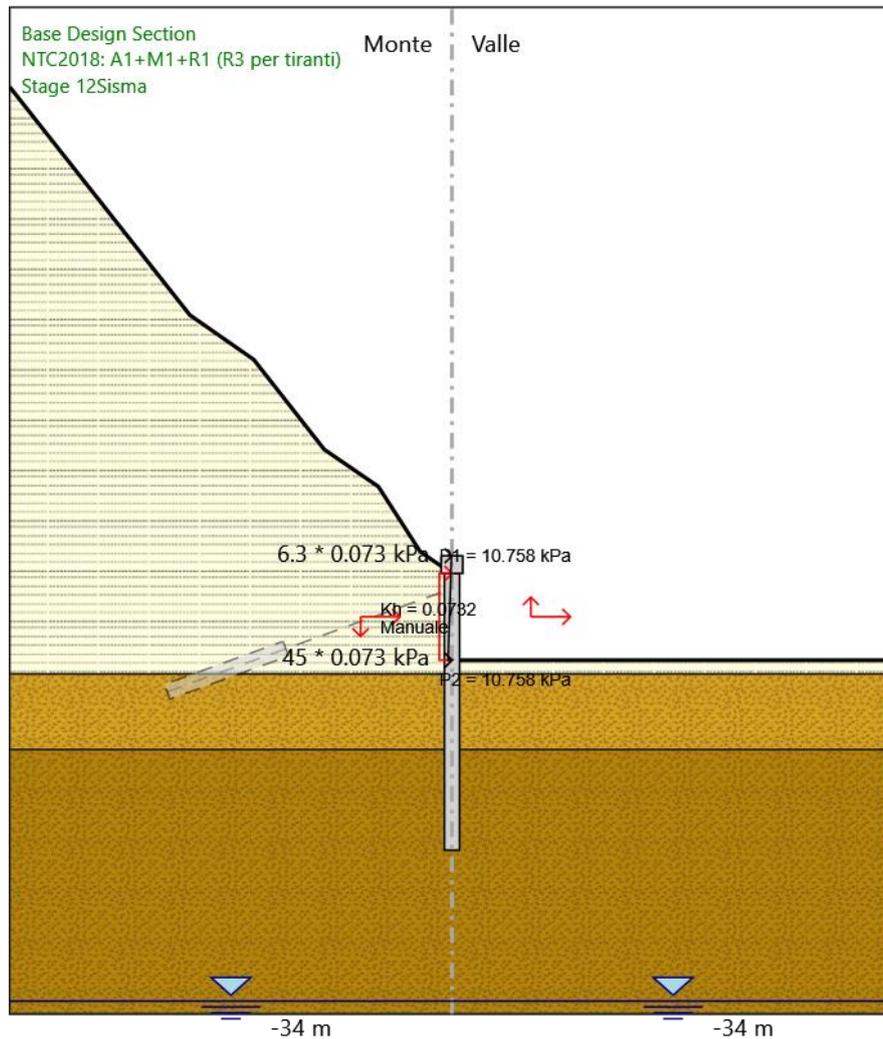
## Stage 5\_Disattivazione tirante



Stage 5\_Disattivazione tirante  
Scavo



## Stage 12\_Sisma



Stage 12\_Sisma  
 Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m  
 Lato valle : -6.9 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-35;38.67)  
 (-27.14;28.67)  
 (-20.75;20.54)  
 (-15.69;17)  
 (-10.12;9.86)  
 (-5.83;6.9)  
 (-2.5;1.71)  
 (0;0)  
 (0;0)  
 (0;0)  
 (0;0)

(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
(0;0)  
Linea di scavo di destra (Orizzontale)  
-6.9 m

**Falda acquifera**

Falda di sinistra : -34 m  
Falda di destra : -34 m

**Carichi**

Carico lineare sulla paratia : Inerzia\_rivestimento  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : -6.9 m  
Pressione in alto : 6.3 kPa  
Pressione in fondo : 45 kPa  
X : 0 m

**Elementi strutturali**

Paratia : Sx  
X : 0 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -22 m  
Sezione : PALI\_DN1200\_i1.40m  
Paratia : Cordolo  
X : 0 m  
Quota in alto : 1.4 m  
Quota di fondo : 0 m  
Sezione : CORDOLO 1.7x1.4

**Descrizione Coefficienti Design Assumption**

Nome	Carichi Perma- nenti Sfavo- voli (F_dead_load_u nfavour)	Carichi Perma- nenti Favore- voli (F_dead_load_f avour)	Carichi Varia- bili Sfavo- revoli (F_live_load_u nfavour)	Carichi Varia- bili Favore- revoli (F_live_load_f avour)	Carico Si- smico (F_seism_loa d)	Pres- sioni Lato Mont e (F_Wa terDR Res)	Pres- sioni Lato Valle (F_UPL_GDSta b)	Carichi Perma- nenti Destabi- lizanti (F_UPL_GDSta b)	Carichi Per- manenti Sta- bilizzanti (F_UPL_GSta b)	Carichi Varia- bili Destabiliz- zanti (F_UPL_QDSta b)	Carichi Perma- nenti Destabi- lizanti (F_HYD_GDSta b)	Carichi Per- manenti Sta- bilizzanti (F_HYD_GSta b)	Carichi Varia- bili Destabiliz- zanti (F_HYD_QDSta b)
Simbolo	yG	yG	yQ	yQ	yQE	yG	yG	yGdst	yGstb	yQdst	yGdst	yGstb	yQdst
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Fre- quente/Qua- si Perma- nente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per ti- ranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(φ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	yφ	yc	ycu	yqu	YY
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	yRe	yap	yat	
Nominal	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	yRe	yap	yat	
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

## Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 12
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)						
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	
NTC2018: A2+M2+R1						
NTC2018: SISMICA STR						V
NTC2018: SISMICA GEO						

## Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

### Tabella Inviluppi Momento Sx

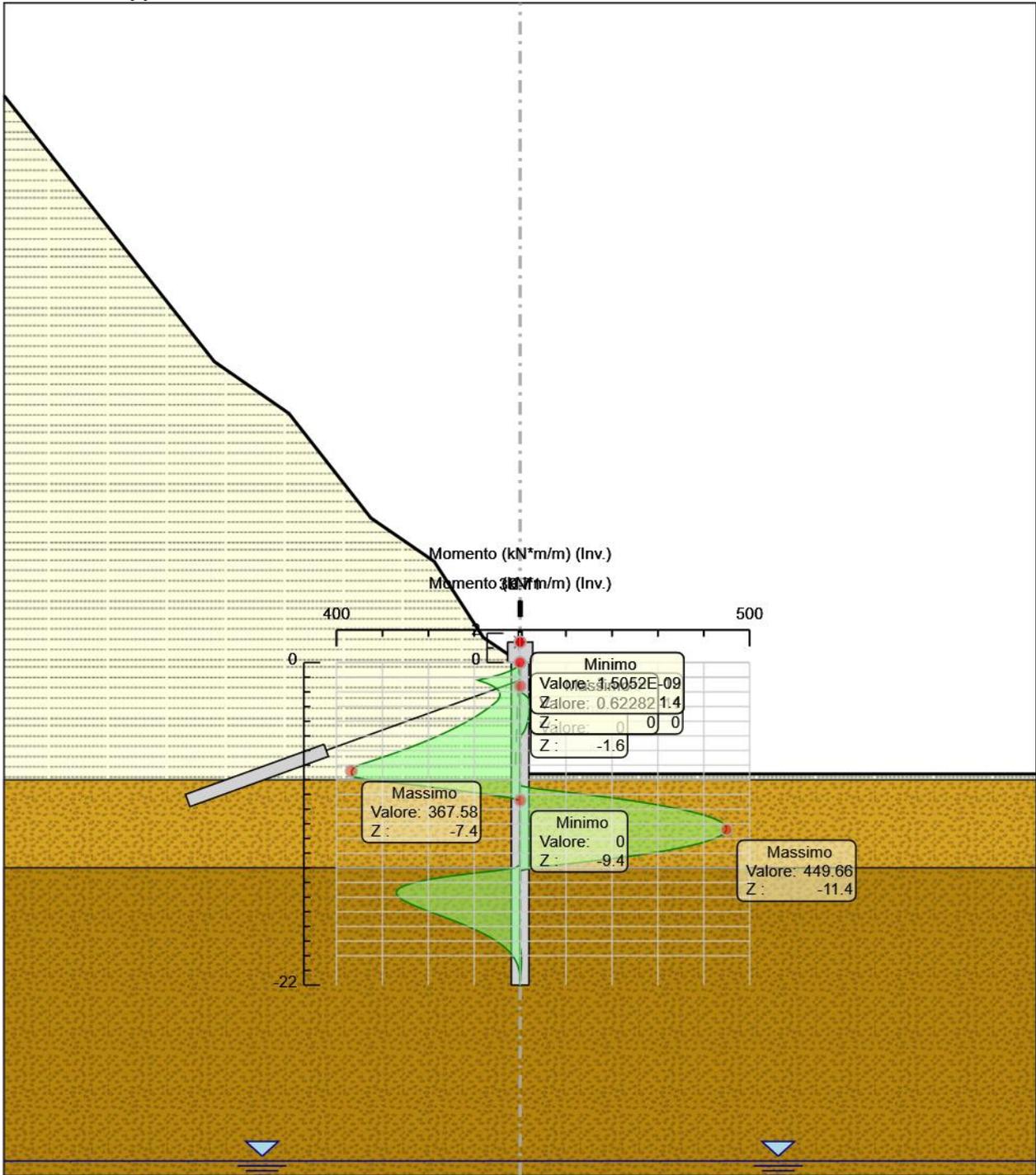
Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Momento		Muro: Sx
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)	
0	0.623	0	
-0.2	3.807	0	
-0.4	11.807	0	
-0.6	24.376	0	
-0.8	41.853	0	
-1	64.511	0	
-1.2	92.506	0	
-1.4	73.471	0.008	
-1.6	59.552	0	
-1.8	50.352	0	
-2	45.336	0.774	
-2.2	43.83	10.295	
-2.4	45.102	16.933	
-2.6	49.571	21.076	
-2.8	56.786	23.057	
-3	64.982	23.385	
-3.2	73.75	22.66	
-3.4	83.093	21.328	
-3.6	93.011	19.74	
-3.8	103.509	18.104	
-4	114.587	16.463	
-4.2	126.248	14.712	
-4.4	138.495	12.672	
-4.6	151.332	10.062	
-4.8	164.764	6.51	
-5	178.792	1.577	
-5.2	193.42	0	
-5.4	208.65	0	
-5.6	224.485	0	
-5.8	240.927	0	
-6	257.98	0	
-6.2	275.646	0	
-6.4	293.927	0	
-6.6	312.828	0	
-6.8	332.352	0	
-7	352.346	0	
-7.2	363.345	0	
-7.4	367.58	0	
-7.6	367.117	0	
-7.8	363.856	0	
-8	332.015	0	
-8.2	273.547	0	
-8.4	218.024	0	
-8.6	165.462	33.623	
-8.8	115.883	89.33	
-9	69.307	143.281	
-9.2	25.757	192.942	
-9.4	0	238.299	
-9.6	0	279.336	
-9.8	0	316.031	
-10	0	348.359	
-10.2	0	376.292	
-10.4	0	399.796	
-10.6	0	418.841	
-10.8	0	433.389	
-11	0	443.403	
-11.2	0	448.84	
-11.4	0	449.659	
-11.6	0	445.815	
-11.8	0	437.261	
-12	0	423.948	
-12.2	0	405.828	
-12.4	0	382.847	
-12.6	0	354.953	
-12.8	0	322.091	
-13	0	284.205	
-13.2	0	241.239	
-13.4	0	193.134	

Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Momento		Muro: Sx
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)	
-13.6	0		139.832
-13.8	0		81.272
-14	10.334		28.571
-14.2	52.451		0
-14.4	110.696		0
-14.6	159.559		0
-14.8	198.889		0
-15	229.097		0
-15.2	250.561		0
-15.4	263.626		0
-15.6	269.442		0
-15.8	269.239		0
-16	264.114		0
-16.2	255.039		0
-16.4	242.927		0
-16.6	228.589		0
-16.8	212.763		0
-17	196.072		0
-17.2	179.004		0
-17.4	161.949		0
-17.6	145.222		0
-17.8	129.067		0
-18	113.677		0
-18.2	99.19		0
-18.4	85.706		0
-18.6	73.287		0
-18.8	61.969		0
-19	51.76		0
-19.2	42.65		0
-19.4	34.614		0
-19.6	27.613		0.942
-19.8	21.598		2.019
-20	16.517		2.672
-20.2	12.297		2.965
-20.4	8.86		2.968
-20.6	6.127		2.747
-20.8	4.018		2.365
-21	2.452		1.883
-21.2	1.35		1.361
-21.4	0.632		0.855
-21.6	0.22		0.423
-21.8	0.036		0.12
-22	0		0

### Tabella Inviluppi Momento Cordolo

Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Momento		Muro: Cordolo
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)	
1.4	0		0
1.2	0.01		0
1	0.041		0
0.8	0.097		0
0.6	0.181		0
0.4	0.294		0
0.2	0.441		0
0	0.623		0

# Grafico Involuppi Momento



Momento

## Tabella Involuppi Taglio Sx

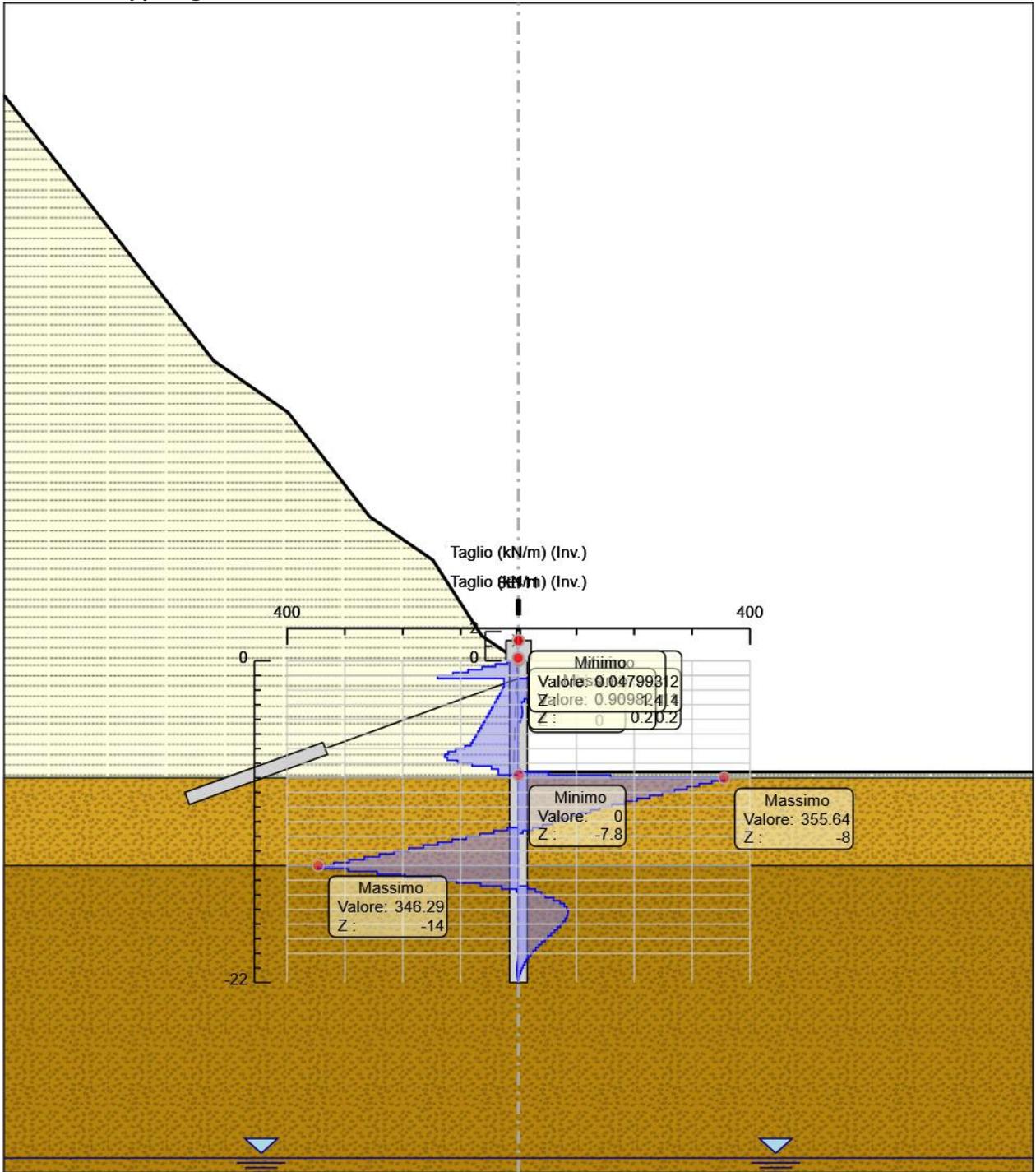
Selected Design Assumptions	Involuppi: Taglio	Muro: Sx
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	19.034	0
-0.2	40.002	0
-0.4	62.842	0
-0.6	87.385	0
-0.8	113.291	0
-1	139.977	0
-1.2	139.977	125.109
-1.4	25.165	125.109
-1.6	25.165	103.192
-1.8	26.876	82.703
-2	29.671	64.107
-2.2	32.479	47.604
-2.4	35.3	33.191
-2.6	38.134	20.712
-2.8	40.981	9.905
-3	43.84	5.854
-3.2	46.711	6.523
-3.4	49.593	6.806
-3.6	52.487	6.806
-3.8	55.392	6.501
-4	58.307	5.355
-4.2	61.232	3.061
-4.4	64.188	0
-4.6	67.158	0
-4.8	70.142	0
-5	73.139	0
-5.2	76.15	0
-5.4	79.174	0
-5.6	82.213	0
-5.8	92.604	0
-6	108.901	0
-6.2	121.567	0
-6.4	127.574	0
-6.6	127.574	0
-6.8	123.069	0
-7	105.319	0
-7.2	79.925	0
-7.4	46.649	2.315
-7.6	35.004	51.638
-7.8	35.004	159.206
-8	0	355.638
-8.2	0	355.638
-8.4	0	334.054
-8.6	0	312.588
-8.8	0	291.17
-9	0	269.754
-9.2	0	248.303
-9.4	0	226.788
-9.6	0	205.185
-9.8	0	183.474
-10	0	161.638
-10.2	0	140.049
-10.4	0	124.061
-10.6	0	107.912
-10.8	0	91.595
-11	0	75.105
-11.2	0	58.437
-11.4	19.222	41.587
-11.6	42.771	24.549
-11.8	66.563	7.319
-12	90.604	0
-12.2	114.904	0
-12.4	139.47	0
-12.6	164.309	0
-12.8	189.427	0
-13	214.83	0
-13.2	240.524	0
-13.4	266.513	0
-13.6	292.801	0
-13.8	319.392	0
-14	346.287	0
-14.2	346.287	0
-14.4	294.161	0
-14.6	244.315	0
-14.8	196.651	0
-15	151.038	0
-15.2	107.32	0
-15.4	65.323	15.682
-15.6	29.084	29.12
-15.8	3.263	39.14
-16	0	46.221
-16.2	0	60.561
-16.4	0	71.691
-16.6	0	79.129
-16.8	0	83.453
-17	0	85.343
-17.2	0	85.343
-17.4	0	85.277
-17.6	0	83.635
-17.8	0	80.766
-18	0	76.952
-18.2	0	72.434
-18.4	0	67.422
-18.6	0	62.092

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio		Muro: Sx
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
-18.8	0		56.592
-19	0		51.045
-19.2	0		45.548
-19.4	0		40.182
-19.6	0		35.007
-19.8	0		30.071
-20	0		25.408
-20.2	0		21.1
-20.4	1.106		17.183
-20.6	1.91		13.664
-20.8	2.409		10.546
-21	2.612		7.829
-21.2	2.612		5.511
-21.4	2.528		3.589
-21.6	2.162		2.06
-21.8	1.518		0.924
-22	0.598		0.178

### Tabella Inviluppi Taglio Cordolo

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio		Muro: Cordolo
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
1.4	0.048		0
1.2	0.158		0
1	0.281		0
0.8	0.418		0
0.6	0.568		0
0.4	0.732		0
0.2	0.91		0
0	0.91		0

Grafico Involuppi Taglio



Taglio

## Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 3_Activazione tirante	Left Wall	LEFT	4.15
NTC2018: SISMICA STR	Stage 12_Sisma	Left Wall	RIGHT	12.05

## Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: SISMICA STR	Stage 12_Sisma	Left Wall	LEFT	193.88
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	715.89

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b><i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i></b>	

## **22 ALLEGATO 8 – TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE MURO MSTH100\***

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10**

B plinto	9.2 m	
L concio	15 m	
d	2.6 m	distanza tra O e baricentro plinto
H plinto	1.4 m	
kh	0.028	
kv	0.014	

**Riepilogo azioni trasmesse dal muro al punto O (al metro lineare)**

Condizione di carico	Carico	HI [KN]	Ht [KN]	P [KN]	Mt [KNm]	MI [KNm]
Spinta della terra su sez R-S		243.89	0.00	0.00	0.00	813.21
Spinta del sovraccarico su S-R		54.20	0.00	0.00	0.00	271.04
Peso struttura (parete+platea)		0.00	0.00	105.10	0.00	158.44
Peso terra		0.00	0.00	842.33	0.00	102.00
Sovraccarico		0.00	0.00	102.00	0.00	260.20
Forze concentrate V9		0.00	0.00	3.00	0.00	1.35
Spinta della terra sulla fondazione		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso fondazione		0.00	0.00	0.08	0.00	0.14
Peso Plinto		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Urto U9		11.40	0.00	0.00	0.00	125.70
Spinta sismica		61.30	0.00	6.20	0.00	944.20
Spinta sismica del sovraccarico		10.90	0.00	1.10	0.00	60.20
Peso struttura (parete+platea) + inerzia		2.90	0.00	103.60	0.00	162.80
Peso terra e sovraccarico + inerzia		23.30	0.00	850.80	0.00	2370.60
Inerzia Plinto		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Riepilogo azioni trasmesse dal muro al punto O (sul concio)**

Condizione di carico	Carico	HI [KN]	Ht [KN]	P [KN]	Mt [KNm]	MI [KNm]
Spinta della terra su sez R-S	0	3658.4	0.0	0.0	0.0	12198.2
Spinta del sovraccarico su S-R	0	813.0	0.0	0.0	0.0	4065.6
Peso struttura (parete+platea)	0	0.0	0.0	1576.5	0.0	2376.6
Peso terra	0	0.0	0.0	12635.0	0.0	1530.0
Sovraccarico	0	0.0	0.0	1530.0	0.0	3903.0
Forze concentrate V9	0	0.0	0.0	45.0	0.0	20.3
Spinta della terra sulla fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso fondazione	0	0.0	0.0	1.2	0.0	2.1
Peso Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Urto U9	0	171.0	0.0	0.0	0.0	1885.5
Spinta sismica	0	919.5	0.0	93.0	0.0	14163.0
Spinta sismica del sovraccarico	0	163.5	0.0	16.5	0.0	903.0
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	0	43.5	0.0	1554.0	0.0	2442.0
Peso terra e sovraccarico + inerzia	0	349.5	0.0	12762.0	0.0	35559.0
Inerzia Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**Riepilogo azioni trasmesse dal muro al baricentro della fondazione (all'estradosso)**

Condizione di carico	Carico	HI [KN]	Ht [KN]	P [KN]	Mt [KNm]	MI [KNm]
Spinta della terra su sez R-S	0	3658.4	0.0	0.0	0.0	12198.2
Spinta del sovraccarico su S-R	0	813.0	0.0	0.0	0.0	4065.6
Peso struttura (parete+platea)	0	0.0	0.0	1576.5	0.0	6475.5
Peso terra	0	0.0	0.0	12635.0	0.0	34380.9
Sovraccarico	0	0.0	0.0	1530.0	0.0	7881.0
Forze concentrate V9	0	0.0	0.0	45.0	0.0	137.3
Spinta della terra sulla fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.2
Peso Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Urto U9	0	171.0	0.0	0.0	0.0	1885.5
Spinta sismica	0	919.5	0.0	93.0	0.0	14404.8
Spinta sismica del sovraccarico	0	163.5	0.0	16.5	0.0	945.9
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	0	43.5	0.0	1554.0	0.0	6482.4
Peso terra e sovraccarico + inerzia	0	349.5	0.0	12762.0	0.0	68740.2
Inerzia Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10****Riepilogo azioni trasmesse dal muro al baricentro della fondazione (all'intradosso)**

<b>Condizione di carico</b>	<b>Carico</b>	<b>HI [KN]</b>	<b>Ht [KN]</b>	<b>P [KN]</b>	<b>Mt [KNm]</b>	<b>MI [KNm]</b>
Spinta della terra su sez R-S	0	3658.4	0.0	0.0	0.0	17319.8
Spinta del sovraccarico su S-R	0	813.0	0.0	0.0	0.0	5203.8
Peso struttura (parete+platea)	0	0.0	0.0	1576.5	0.0	6475.5
Peso terra	0	0.0	0.0	12635.0	0.0	34380.9
Sovraccarico	0	0.0	0.0	1530.0	0.0	7881.0
Forze concentrate V9	0	0.0	0.0	45.0	0.0	137.3
Spinta della terra sulla fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.2
<b>Peso Plinto</b>	0	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>4830.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>
Urto U9	0	171.0	0.0	0.0	0.0	2124.9
Spinta sismica	0	919.5	0.0	93.0	0.0	15692.1
Spinta sismica del sovraccarico	0	163.5	0.0	16.5	0.0	1174.8
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	0	43.5	0.0	1554.0	0.0	6543.3
Peso terra e sovraccarico + inerzia	0	349.5	0.0	12762.0	0.0	69229.5
<b>Inerzia Plinto</b>	0	<b>135.2</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>94.7</b>

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10**  
**RISOLUZIONE DELLA PALIFICATA**

Allineamento: **P1-SX**

**RIEPILOGO AZIONI AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

	<b>HI</b>	<b>Ht</b>	<b>P</b>	<b>Mt</b>	<b>MI</b>
	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[kNm]</b>
Spinta della terra su sez R-S	3658	0	0	0	17320
Spinta del sovraccarico su S-R	813	0	0	0	5204
Peso struttura (parete+platea)	0	0	1577	0	6476
Peso terra	0	0	12635	0	34381
Sovraccarico	0	0	1530	0	7881
Forze concentrate V9	0	0	45	0	137
Spinta della terra sulla fondazione	0	0	0	0	0
Peso fondazione	0	0	0	0	5
Peso Plinto	0	0	4830	0	0
Urto U9	171	0	0	0	2125
Spinta sismica	920	0	93	0	15692
Spinta sismica del sovraccarico	164	0	17	0	1175
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	44	0	1554	0	6543
Peso terra e sovraccarico + inerzia	350	0	12762	0	69230
Inerzia Plinto	135	0	0	0	95
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

**COMBINAZIONI DI CARICO**

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	<b>SLU</b>	<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	<b>SLE</b>	<b>SLE</b>	<b>SLE</b>
	<b>A1+M1+R3</b>	<b>URTO</b>		<b>RARA</b>	<b>FREQ</b>	<b>QP</b>
Spinta della terra su sez R-S	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Spinta del sovraccarico su S-R	1.50	1.00	0.00	1.00	0.75	0.00
Peso struttura (parete+platea)	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Peso terra	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	1.50	1.00	0.00	1.00	0.75	0.00
Forze concentrate V9	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta della terra sulla fondazione	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso fondazione	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso Plinto	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Urto U9	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sismica	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sismica del sovraccarico	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) + i	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Peso terra e sovraccarico + iner	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia Plinto	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10**  
**RISOLUZIONE DELLA PALIFICATA**

**SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA NELLE COMBINAZIONI DI CARICO**

	SLU A1+M1+R3	SLU URTO	SLV 0	SLE RARA	SLE FREQ	SLE QP		
HI	5975	4642	1611	4471	4268	3658	0	0
Ht	0	0	0	0	0	0	0	0
P	27116	20616	19301	20616	20234	19086	0	0
MI	0	0	0	0	0	0	0	0
My	95469	73528	92877	71403	68132	58319	0	0

**CALCOLO AZIONI SUI PALI**

Geometria della palificata			trasv	long		trasv	long				
PALO	Xp	Yp	Jxi	Jyi		Yp/SJxi	Xp/SJyi		Plinto	X	Y
1	-3.60	-6.00	36.0000	12.9600		-0.022	-0.028			-4.60	7.50
2	-3.60	-3.00	9.0000	12.96		-0.011	-0.028			4.60	7.50
3	-3.60	0.00	0.0000	12.96		0.000	-0.028			4.60	-7.50
4	-3.60	3.00	9.0000	12.96		0.011	-0.028			-4.60	-7.50
5	-3.60	6.00	36.0000	12.96		0.022	-0.028			-4.60	7.50
6	0.00	-6.00	36.0000	0.00		-0.022	0.000				
7	0.00	-3.00	9.0000	0.00		-0.011	0.000				
8	0.00	0.00	0.0000	0.00		0.000	0.000				
9	0.00	3.00	9.0000	0.00		0.011	0.000				
10	0.00	6.00	36.0000	0.00		0.022	0.000				
11	3.60	-6.00	36.0000	12.96		-0.022	0.028				
12	3.60	-3.00	9.0000	12.96		-0.011	0.028				
13	3.60	0.00	0.0000	12.96		0.000	0.028				
14	3.60	3.00	9.0000	12.96		0.011	0.028				
15	3.60	6.00	36.0000	12.96		0.022	0.028				
<b>15</b>			<b>270.00</b>	<b>129.60</b>							

CARICO ASSIALE	SLU	SLU	SLV	SLE	SLE	SLE		
PALO	A1+M1+R3	URTO		RARA	FREQ	QP		
1	-844	-668	-1293	-609	-544	-348	0	0
2	-844	-668	-1293	-609	-544	-348	0	0
3	-844	-668	-1293	-609	-544	-348	0	0
4	-844	-668	-1293	-609	-544	-348	0	0
5	-844	-668	-1293	-609	-544	-348	0	0
6	1808	1374	1287	1374	1349	1272	0	0
7	1808	1374	1287	1374	1349	1272	0	0
8	1808	1374	1287	1374	1349	1272	0	0
9	1808	1374	1287	1374	1349	1272	0	0
10	1808	1374	1287	1374	1349	1272	0	0
11	4460	3417	3867	3358	3241	2892	0	0
12	4460	3417	3867	3358	3241	2892	0	0

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10**  
**RISOLUZIONE DELLA PALIFICATA**

13	4460	3417	3867	3358	3241	2892	0	0
14	4460	3417	3867	3358	3241	2892	0	0
15	4460	3417	3867	3358	3241	2892	0	0
<b>Nmax</b>	<b>4460</b>	<b>3417</b>	<b>3867</b>	<b>3358</b>	<b>3241</b>	<b>2892</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Nmin</b>	<b>-844</b>	<b>-668</b>	<b>-1293</b>	<b>-609</b>	<b>-544</b>	<b>-348</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>TAGLIO</b>								
taglio Vx	398	309	107	298	285	244	0	0
taglio Vy	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>V</b>	<b>398</b>	<b>309</b>	<b>107</b>	<b>298</b>	<b>285</b>	<b>244</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

**RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI**

			<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	<b>SLE-CAR</b>	<b>SLE-FR</b>	<b>SLE-QP</b>
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	<b>4460</b>	4460	3867	3358	3241	2892
Azione assiale minima	Nmin	<b>-1293</b>	-844	-1293	-609	-544	-348
Azione trasversale massima	Vmax	<b>398</b>	<b>398</b>	<b>107</b>	<b>298</b>	<b>285</b>	<b>244</b>

**LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE**

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	<b>33346</b>
Modulo di Poisson del terreno	v		<b>0.30</b>
Diametro del palo	Dp	m	<b>1.20</b>
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	Ip	m4	<b>0.1018</b>
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	<b>8000</b>
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	<b>5.54</b>

**RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SU**

			<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	<b>SLE-CAR</b>	<b>SLE-FR</b>	<b>SLE-QP</b>
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	4460	3867	3358	3241	2892
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	-844	-1293	-609	-544	-348
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	1104	298	826	788	676
<b>Sforzo di taglio massimo</b>	<b>Vmax</b>	<b>kN</b>	<b>398</b>	<b>107</b>	<b>298</b>	<b>285</b>	<b>244</b>

**RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA**

	<b>SLU</b>	<b>SLV</b>
Carico verticale massimo agente sulla palificata	27116	19301
Carico verticale medio agente sui pali	1808	1287

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10****Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Dati	Var	unità	
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	9.20
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. trasversale	St	m	1.50
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. longitudinale	Sl	m	1.00
Altezza del plinto	Hp	m	1.40
Altezza rinterro	Hrin	m	0.00

**VERIFICA IN DIREZIONE TRASVERSALE**

Lunghezza della mensola di calcolo	L	m	2.10
Distanza asse palo bordo - sezione di calcolo	D1	m	1.10
Distanza asse palo 2 - sezione di calcolo	D2	m	
Larghezza sezione di calcolo	B	m	3.00
resistenza di calcolo acciaio armatura	f <sub>yd</sub>	MPa	391.3

Armatura inferiore dir. Trasversale al m	passo cm	n.barre bt/passi	φ mm	c m	As mmq
primo strato dal basso	10	10	26	0.079	5309
secondo strato dal basso	10	10	26	0.145	5309
terzo strato dal basso	0	0	26	0.211	0
quarto strato dal basso	0	0	26	0.277	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.112	10619

**Verifiche SLU-STR**

Azioni trasmesse dai pali	Palo 1	Palo 2	Risultanti	
	Nmax (kN)	Nmax (kN)	V (kN)	Md (kNm)
	4460	0	4459.7	4905.6
Azioni stabilizzanti	fac		V (kN/m)	Md (kNm)
Peso proprio plinto di fondazione	1.35		-297.7	-312.6
Peso rinterro	1.35		0.0	0.0
Peso muro	1.35		-141.9	-156.1
			V (kN)	Md (kNm)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B			4020.1	4437.0
			V (kN/m)	Md (kNm/m)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria			1340.0	1479.0

Area d'armatura minima	As <sub>min</sub>	mmq/ml	3261	
Armatura effettivamente adottata	A <sub>seff</sub>	mmq/ml	10619	OK
Momento Resistente SLU	M <sub>Rd</sub>	kNm	4817	
coefficiente di utilizzo	c.u.		31%	OK!

**Verifiche SLU-SIS**

Azioni trasmesse dai pali	Palo 1	Palo 2	Risultanti	
	Nmax (kN)	Nmax (kN)	V (kN)	Md (kNm)
	3867	0	3866.6	4253.3
Azioni stabilizzanti	fac		V (kN/m)	Md (kNm)
Peso proprio plinto di fondazione	1.0		-220.5	-231.5
Peso rinterro	1.0		0	0.0
Peso muro	1.0		-213.8	-235.1
			V (kN)	Md (kNm)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B			3646.1	3786.6
			V (kN/m)	Md (kNm/m)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria			1215.4	1262.2

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10****Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Momento Resistente SLU	MRd	kNm	<b>4817</b>	
coefficiente di utilizzo	c.u.		<b>26%</b>	<b>OK!</b>

**Verifiche SLE-CARATTERISTICA**

Azioni trasmesse dai pali	Palo 1	Palo 2	Risultanti	
	Nmax (kN)	Nmax (kN)	V (kN)	Md (kNm)
	3358	0	3357.9	3693.6
Azioni stabilizzanti	fac		V (kN/m)	Md (kNm)
Peso proprio plinto di fondazione	1.0		-220.5	-231.5
Peso rinterro	1.0		0	0.0
Peso muro	1.0		-213.8	-235.1
				<b>Md (kNm)</b>
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B				3227.0
				<b>Md (kNm/m)</b>
<b>Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria</b>				<b>1075.7</b>

Tensione massima acciaio	$\sigma_{s,max}$	Mpa	<b>87.4</b>	
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		<b>24%</b>	<b>OK!</b>

**Verifiche SLE-FREQUENTE**

Azioni trasmesse dai pali	Palo 1	Palo 2	Risultanti	
DESCRIZIONE COMBINAZIONE	Nmax (kN)	Nmax (kN)	V (kN)	Md (kNm)
	3241	0	3241.5	3565.6
Azioni stabilizzanti	fac		V (kN/m)	Md (kNm)
Peso proprio plinto di fondazione	1.0		-220.5	-231.5
Peso rinterro	1.0		0	0.0
Peso muro	1.0		-213.8	-235.1
				<b>Md (kNm)</b>
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B				3099.0
				<b>Md (kNm/m)</b>
<b>Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria</b>				<b>1033.0</b>

Tensione massima acciaio	$\sigma_{s,max}$	Mpa	<b>83.9</b>	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	<b>0.3</b>	w2
Tensione limite ammissibile per barre f fi26	$\sigma_{slim}$	MPa	<b>194.3</b>	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		<b>43%</b>	<b>OK!</b>

**Verifiche SLE-QP**

Azioni trasmesse dai pali	Palo 1	Palo 2	Risultanti	
	Nmax (kN)	Nmax (kN)	V (kN)	Md (kNm)
	2892	0	2892.4	3181.6
Azioni stabilizzanti	fac		V (kN/m)	Md (kNm)
Peso proprio plinto di fondazione	1.0		-220.5	-231.5
Peso rinterro	1.0		0	0.0
Peso muro	1.0		-213.8	-235.1
				<b>Md (kNm)</b>
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B				2715.0
				<b>Md (kNm/m)</b>
<b>Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria</b>				<b>905.0</b>

Tensione massima acciaio	$\sigma_{s,max}$	Mpa	<b>73.5</b>	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{slim}$	MPa	<b>155.6</b>	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		<b>47%</b>	<b>OK!</b>

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H10****Calcolo e verifica zattera di fondazione****Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti**

<b>Taglio di calcolo</b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>kN</b>	<b>1340.0</b>
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R <sub>ck</sub>	Mpa	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	Mpa	32
Coefficiente parziale $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
Resistenza a compressione di calcolo	f <sub>cd</sub>	Mpa	18.1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	f <sub>yk</sub>	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	f <sub>ywd</sub>	Mpa	391.3

**Caratteristiche geometriche sezione**

Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	1.40
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00
Area calcestruzzo	A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	1.40
Larghezza anima	b <sub>w</sub>	m	1.00
copriferro	c	m	0.11
altezza utile della sezione	d	m	1.29

**Compressione agente nella sezione**

Sforzo normale di calcolo	N <sub>Ed</sub>	kN	0.0
---------------------------	-----------------	----	-----

**Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio**

Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata	A <sub>sl</sub>	mmq	10619
Coefficiente k	k	m	1.39
v <sub>min</sub>	v <sub>min</sub>		0.3
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_1$		0.00824
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	Mpa	0.00

<b>Resistenza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>641.4</b>
			<b>N.V.</b>

**Elementi con armature trasversali resistenti al taglio**

<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	V <sub>Rcd</sub>	kN	7006.7
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	f <sub>sw</sub>	mm	24
passo staffe	s <sub>cp</sub>	m	1.20
numero di bracci	n <sub>b</sub>		5
Armatura a taglio (staffe)	A <sub>sw</sub>	mmq	2262
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	deg	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	$\theta$	deg	21.8
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	kPa	0
coefficiente alpha	$\alpha_c$		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V <sub>Rsd</sub>	kN	2137.7
Resistenza a "taglio compressione"	V <sub>Rcd</sub>	kN	3624.0

<b>Resistenza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>2137.7</b>
			<b>OK!</b>

SS 131 "Carlo Felice"		
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA-357	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i>	

## **23 ALLEGATO 9 – TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE MURO MSTH50\***

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H5**

B plinto	5.6 m	
L concio	15 m	
d	1.8 m	distanza tra O e baricentro plinto
H plinto	1.4 m	
kh	0.028	
kv	0.014	

**Riepilogo azioni trasmesse dal muro al punto O (al metro lineare)**

Condizione di carico	Carico	HI [KN]	Ht [KN]	P [KN]	Mt [KNm]	MI [KNm]
Spinta della terra su sez R-S		60.97	0.00	0.00	0.00	101.68
Spinta del sovraccarico su S-R		27.10	0.00	0.00	0.00	67.77
Peso struttura (parete+platea)		0.00	0.00	39.78	0.00	34.02
Peso terra		0.00	0.00	232.30	0.00	354.22
Sovraccarico		0.00	0.00	58.00	0.00	84.16
Forze concentrate V9		0.00	0.00	3.00	0.00	1.35
Spinta della terra sulla fondazione		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso fondazione		0.00	0.00	0.04	0.00	0.04
Peso Plinto		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Urto U9		11.40	0.00	0.00	0.00	68.60
Spinta sismica		61.30	0.00	6.20	0.00	120.30
Spinta sismica del sovraccarico		5.40	0.00	0.60	0.00	15.20
Peso struttura (parete+platea) + inerzia		1.10	0.00	39.20	0.00	33.50
Peso terra e sovraccarico + inerzia		6.40	0.00	240.60	0.00	383.10
Inerzia Plinto		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Riepilogo azioni trasmesse dal muro al punto O (sul concio)**

Condizione di carico	Carico	HI [KN]	Ht [KN]	P [KN]	Mt [KNm]	MI [KNm]
Spinta della terra su sez R-S	0	914.6	0.0	0.0	0.0	1525.2
Spinta del sovraccarico su S-R	0	406.5	0.0	0.0	0.0	1016.6
Peso struttura (parete+platea)	0	0.0	0.0	596.7	0.0	510.3
Peso terra	0	0.0	0.0	3484.5	0.0	5313.3
Sovraccarico	0	0.0	0.0	870.0	0.0	1262.4
Forze concentrate V9	0	0.0	0.0	45.0	0.0	20.3
Spinta della terra sulla fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso fondazione	0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.6
Peso Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Urto U9	0	171.0	0.0	0.0	0.0	1029.0
Spinta sismica	0	919.5	0.0	93.0	0.0	1804.5
Spinta sismica del sovraccarico	0	81.0	0.0	9.0	0.0	228.0
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	0	16.5	0.0	588.0	0.0	502.5
Peso terra e sovraccarico + inerzia	0	96.0	0.0	3609.0	0.0	5746.5
Inerzia Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**Riepilogo azioni trasmesse dal muro al baricentro della fondazione (all'estradosso)**

Condizione di carico	Carico	HI [KN]	Ht [KN]	P [KN]	Mt [KNm]	MI [KNm]
Spinta della terra su sez R-S	0	914.6	0.0	0.0	0.0	1525.2
Spinta del sovraccarico su S-R	0	406.5	0.0	0.0	0.0	1016.6
Peso struttura (parete+platea)	0	0.0	0.0	596.7	0.0	1584.4
Peso terra	0	0.0	0.0	3484.5	0.0	11585.4
Sovraccarico	0	0.0	0.0	870.0	0.0	2828.4
Forze concentrate V9	0	0.0	0.0	45.0	0.0	101.3
Spinta della terra sulla fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7
Peso Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Urto U9	0	171.0	0.0	0.0	0.0	1029.0
Spinta sismica	0	919.5	0.0	93.0	0.0	1971.9
Spinta sismica del sovraccarico	0	81.0	0.0	9.0	0.0	244.2
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	0	16.5	0.0	588.0	0.0	1560.9
Peso terra e sovraccarico + inerzia	0	96.0	0.0	3609.0	0.0	12242.7
Inerzia Plinto	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

## LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H5

## Riepilogo azioni trasmesse dal muro al baricentro della fondazione (all'intradosso)

Condizione di carico	Carico	HI [KN]	Ht [KN]	P [KN]	Mt [KNm]	MI [KNm]
Spinta della terra su sez R-S	0	914.6	0.0	0.0	0.0	2805.6
Spinta del sovraccarico su S-R	0	406.5	0.0	0.0	0.0	1585.7
Peso struttura (parete+platea)	0	0.0	0.0	596.7	0.0	1584.4
Peso terra	0	0.0	0.0	3484.5	0.0	11585.4
Sovraccarico	0	0.0	0.0	870.0	0.0	2828.4
Forze concentrate V9	0	0.0	0.0	45.0	0.0	101.3
Spinta della terra sulla fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso fondazione	0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7
Peso Plinto	0	0.0	0.0	2940.0	0.0	0.0
Urto U9	0	171.0	0.0	0.0	0.0	1268.4
Spinta sismica	0	919.5	0.0	93.0	0.0	3259.2
Spinta sismica del sovraccarico	0	81.0	0.0	9.0	0.0	357.6
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	0	16.5	0.0	588.0	0.0	1584.0
Peso terra e sovraccarico + inerzia	0	96.0	0.0	3609.0	0.0	12377.1
Inerzia Plinto	0	82.3	0.0	0.0	0.0	57.6

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H5**  
**RISOLUZIONE DELLA PALIFICATA**

Allineamento: P1-SX

**RIEPILOGO AZIONI AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

	HI [kN]	Ht [kN]	P [kN]	Mt [kNm]	MI [kNm]
Spinta della terra su sez R-S	915	0	0	0	2806
Spinta del sovraccarico su S-R	407	0	0	0	1586
Peso struttura (parete+platea)	0	0	597	0	1584
Peso terra	0	0	3485	0	11585
Sovraccarico	0	0	870	0	2828
Forze concentrate V9	0	0	45	0	101
Spinta della terra sulla fondazione	0	0	0	0	0
Peso fondazione	0	0	0	0	2
Peso Plinto	0	0	2940	0	0
Urto U9	171	0	0	0	1268
Spinta sismica	920	0	93	0	3259
Spinta sismica del sovraccarico	81	0	9	0	358
Peso struttura (parete+platea) + inerzia	17	0	588	0	1584
Peso terra e sovraccarico + inerzia	96	0	3609	0	12377
Inerzia Plinto	82	0	0	0	58

**COMBINAZIONI DI CARICO**

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	SLU A1+M1+R3	SLU URTO	SLV	SLE RARA	SLE FREQ	SLE QP
Spinta della terra su sez R-S	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Spinta del sovraccarico su S-R	1.50	1.00	0.00	1.00	0.75	0.00
Peso struttura (parete+platea)	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Peso terra	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	1.50	1.00	0.00	1.00	0.75	0.00
Forze concentrate V9	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta della terra sulla fondazion	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso fondazione	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso Plinto	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Urto U9	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sismica	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sismica del sovraccarico	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) + i	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Peso terra e sovraccarico + iner	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia Plinto	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

**SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA NELLE COMBINAZIONI DI CARICO**

	SLU A1+M1+R3	SLU URTO	SLV	SLE RARA	SLE FREQ	SLE QP			
HI	1799	1492	1195	1321	1219	915	0	0	
Ht	0	0	0	0	0	0	0	0	
P	10500	7936	7284	7936	7719	7066	0	0	
MI	0	0	0	0	0	0	0	0	
My	27543	21761	17738	20492	19389	16078	0	0	

**CALCOLO AZIONI SUI PALI****Geometria della palificata**

PALO	Xp	Yp	trasm Jxi	long Jyi	trasm Yp/Sjxi	long Xp/Sjyi	Plinto	X	Y
1	-1.80	-6.00	36.0000	3.2400	-0.033	-0.056		-2.80	7.50
2	-1.80	-3.00	9.0000	3.24	-0.017	-0.056		2.80	7.50
3	-1.80	0.00	0.0000	3.24	0.000	-0.056		2.80	-7.50
4	-1.80	3.00	9.0000	3.24	0.017	-0.056		-2.80	-7.50
5	-1.80	6.00	36.0000	3.24	0.033	-0.056		-2.80	7.50
6	1.80	-6.00	36.0000	3.24	-0.033	0.056			
7	1.80	-3.00	9.0000	3.24	-0.017	0.056			
8	1.80	0.00	0.0000	3.24	0.000	0.056			
9	1.80	3.00	9.0000	3.24	0.017	0.056			
10	1.80	6.00	36.0000	3.24	0.033	0.056			
<b>10</b>			<b>180.00</b>	<b>32.40</b>					

**CARICO ASSIALE**

PALO	SLU A1+M1+R3	SLU URTO	SLV	SLE RARA	SLE FREQ	SLE QP			
1	-480	-415	-257	-345	-305	-187	0	0	
2	-480	-415	-257	-345	-305	-187	0	0	
3	-480	-415	-257	-345	-305	-187	0	0	
4	-480	-415	-257	-345	-305	-187	0	0	
5	-480	-415	-257	-345	-305	-187	0	0	
6	2580	2003	1714	1932	1849	1600	0	0	
7	2580	2003	1714	1932	1849	1600	0	0	
8	2580	2003	1714	1932	1849	1600	0	0	
9	2580	2003	1714	1932	1849	1600	0	0	
10	2580	2003	1714	1932	1849	1600	0	0	
<b>Nmin</b>	<b>-480</b>	<b>-415</b>	<b>-257</b>	<b>-345</b>	<b>-305</b>	<b>-187</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	
<b>TAGLIO</b>									
taglio Vx	180	149	120	132	122	91	0	0	
taglio Vy	0	0	0	0	0	0	0	0	
<b>V</b>	<b>180</b>	<b>149</b>	<b>120</b>	<b>132</b>	<b>122</b>	<b>91</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	

**RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI**

	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP	
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	2580	1714	1932	1849	1600
Azione assiale minima	Nmin	-480	-480	-345	-305	-187
Azione trasversale massima	Vmax	180	180	132	122	91

**LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE**

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	33346
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	Ip	m4	0.1018
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	40000
Lunghezza libera d'inflessione	LO	m	3.71

**RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SU**

	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP		
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	2580	1714	1932	1849	1600
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	-480	-257	-345	-305	-187
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	333	221	245	226	169
<b>Sforzo di taglio massimo</b>	<b>Vmax</b>	<b>kN</b>	<b>180</b>	<b>120</b>	<b>132</b>	<b>122</b>	<b>91</b>

**RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA**

	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	10500	7284
Carico verticale medio agente sui pali	1050	728

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H5****Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Dati	Var	unità	
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	5.60
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. trasversale	St	m	1.50
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. longitudinale	Sl	m	1.00
Altezza del plinto	Hp	m	1.40
Altezza rinterro	Hrin	m	0.00

**VERIFICA IN DIREZIONE TRASVERSALE**

Lunghezza della mensola di calcolo	L	m	1.70
Distanza asse palo bordo - sezione di calcolo	D1	m	0.70
Distanza asse palo 2 - sezione di calcolo	D2	m	
Larghezza sezione di calcolo	B	m	3.00
resistenza di calcolo acciaio armatura	f <sub>yd</sub>	MPa	391.3

Armatura inferiore dir. Trasversale al m	passo cm	n.barre bt/passi	φ mm	c m	As mmq
primo strato dal basso	10	10	26	0.079	5309
secondo strato dal basso	0	0	26	0.145	0
terzo strato dal basso	0	0	26	0.211	0
quarto strato dal basso	0	0	26	0.277	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.079	5309

**Verifiche SLU-STR**

Azioni trasmesse dai pali	Palo 1	Palo 2	Risultanti	
	Nmax (kN)	Nmax (kN)	V (kN)	Md (kNm)
	2580	0	2580.2	1806.1
Azioni stabilizzanti	fac		V (kN/m)	Md (kNm)
Peso proprio plinto di fondazione	1.35		-241.0	-204.8
Peso rinterro	1.35		0.0	0.0
Peso muro	1.35		-53.7	-37.6
			V (kN)	Md (kNm)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B			2285.5	1563.7
			V (kN/m)	Md (kNm/m)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria			761.8	521.2

Area d'armatura minima	As <sub>min</sub>	mmq/ml	1120	
Armatura effettivamente adottata	A <sub>seff</sub>	mmq/ml	5309	OK
Momento Resistente SLU	M <sub>Rd</sub>	kNm	2470	
coefficiente di utilizzo	c.u.		21%	OK!

**Verifiche SLU-SIS**

Azioni trasmesse dai pali	Palo 1	Palo 2	Risultanti	
	Nmax (kN)	Nmax (kN)	V (kN)	Md (kNm)
	1714	0	1713.9	1199.7
Azioni stabilizzanti	fac		V (kN/m)	Md (kNm)
Peso proprio plinto di fondazione	1.0		-178.5	-151.7
Peso rinterro	1.0		0	0.0
Peso muro	1.0		-213.8	-149.6
			V (kN)	Md (kNm)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B			1535.4	898.4
			V (kN/m)	Md (kNm/m)
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria			511.8	299.5

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H5****Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Momento Resistente SLU	MRd	kNm	<b>2470</b>	
coefficiente di utilizzo	c.u.		<b>12%</b>	<b>OK!</b>

**Verifiche SLE-CARATTERISTICA****Azioni trasmesse dai pali**

	<b>Palo 1</b>	<b>Palo 2</b>	<b>Risultanti</b>	
	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Nmax (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>Md (kNm)</b>
	<b>1932</b>	<b>0</b>	1932.1	1352.5

**Azioni stabilizzanti**

	<b>fac</b>	<b>V (kN/m)</b>	<b>Md (kNm)</b>
Peso proprio plinto di fondazione	<b>1.0</b>	-178.5	-151.7
Peso rinterro	<b>1.0</b>	0	0.0
Peso muro	<b>1.0</b>	-213.8	-149.6
			<b>Md (kNm)</b>
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B			1051.1

**Md (kNm/m)**

Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria	<b>350.4</b>
---	--------------

Tensione massima acciaio	$\sigma_{s,max}$	Mpa	<b>55.5</b>	
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		<b>15%</b>	<b>OK!</b>

**Verifiche SLE-FREQUENTE****Azioni trasmesse dai pali**

	<b>Palo 1</b>	<b>Palo 2</b>	<b>Risultanti</b>	
	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Nmax (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>Md (kNm)</b>
DESCRIZIONE COMBINAZIONE	<b>1849</b>	<b>0</b>	1849.0	1294.3

**Azioni stabilizzanti**

	<b>fac</b>	<b>V (kN/m)</b>	<b>Md (kNm)</b>
Peso proprio plinto di fondazione	<b>1.0</b>	-178.5	-151.7
Peso rinterro	<b>1.0</b>	0	0.0
Peso muro	<b>1.0</b>	-213.8	-149.6
			<b>Md (kNm)</b>
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B			993.0

**Md (kNm/m)**

Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria	<b>331.0</b>
---	--------------

Tensione massima acciaio	$\sigma_{s,max}$	Mpa	<b>52.4</b>	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	<b>0.3</b>	<b>w2</b>
Tensione limite ammissibile per barre f fi26	$\sigma_{slim}$	MPa	<b>194.3</b>	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		<b>27%</b>	<b>OK!</b>

**Verifiche SLE-QP****Azioni trasmesse dai pali**

	<b>Palo 1</b>	<b>Palo 2</b>	<b>Risultanti</b>	
	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Nmax (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>Md (kNm)</b>
	<b>1600</b>	<b>0</b>	1599.9	1119.9

**Azioni stabilizzanti**

	<b>fac</b>	<b>V (kN/m)</b>	<b>Md (kNm)</b>
Peso proprio plinto di fondazione	<b>1.0</b>	-178.5	-151.7
Peso rinterro	<b>1.0</b>	0	0.0
Peso muro	<b>1.0</b>	-213.8	-149.6
			<b>Md (kNm)</b>
Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza B			818.5

**Md (kNm/m)**

Sollecitazioni di calcolo per sezione di larghezza unitaria	<b>272.8</b>
---	--------------

**LAVORO: SS131 - MURO TENSITER SU PALI H5****Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Tensione massima acciaio	$\sigma_{s,max}$	Mpa	<b>43.2</b>	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{lim}$	MPa	<b>155.6</b>	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		<b>28%</b>	<b>OK!</b>

**Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti**

Taglio di calcolo	$V_{Ed}$	kN	761.8
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	32
Coefficiente parziale $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18.1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3

**Caratteristiche geometriche sezione**

Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	1.40
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00
Area calcestruzzo	Ac	m <sup>2</sup>	1.40
Larghezza anima	bw	m	1.00
copriferro	c	m	0.08
altezza utile della sezione	d	m	1.32

**Compressione agente nella sezione**

Sforzo normale di calcolo	$N_{Ed}$	kN	0.0
---------------------------	----------	----	-----

**Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio**

Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si innesci nella sezione considerata	Asl	mmq	5309
Coefficiente k	k	m	1.39
vmin	vmin		0.3
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_1$		0.00402
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	Mpa	0.00

Resistenza a taglio	$V_{Rd}$	kN	515.9
			<b>N.V.</b>

**Elementi con armature trasversali resistenti al taglio**

<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	$V_{Rcd}$	kN	7186.2
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	fsw	mm	24
passo staffe	scp	m	1.20
numero di bracci	nb		2.5
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	1131
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	deg	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	$\theta$	deg	21.8
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	kPa	0
coefficiente alpha	$\alpha_c$		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	kN	1096.2
Resistenza a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	kN	3716.8

Resistenza a taglio	$V_{Rd}$	kN	1096.2
			<b>OK!</b>

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b><i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i></b>	

**24 ALLEGATO 10 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO  
 PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER  
 CARICHI ASSIALI**

**LAVORO: SS131 OSSI**      **OPERA: MURI TENSITER SU PALI**      **ALLINEAMENTI: MURO H10**  
**RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE**      **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:  
**Rcd = Rbd + Rsd - Wp**  
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:  
**Rtd = 0.7 Rsd + Wp**  
 in cui:  
 Rbd = Rbk / γb: Resistenza alla base di progetto  
 Rsd = Rsk / γs: Resistenza laterale di progetto  
 Rbk = Min [(Rbc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rbc,cal)<sub>min</sub> / ξ4] Resistenza alla punta caratteristica  
 Rsk = Min [(Rsc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rsc,cal)<sub>min</sub> / ξ4] Resistenza laterale caratteristica  
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo  
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo  
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γ <sub>R</sub>	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ <sub>b</sub>	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Peso del palo**  
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:  
 Wp(z) = (γ<sub>cls</sub> - γ<sub>nat</sub>) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:  
 Qb = qb x Ab  
 dove:  
 Ab: Area della superficie di base del palo  
 qb: resistenza unitaria alla base appresso specificata per terreni coesivi e granulari  
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:  
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)  
 dove:  
 As: Area della superficie laterale del palo  
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato  
 dzi: altezza dell'iesimo strato

**Terreni coesivi (c>0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali

**Resistenza unitaria alla base**  
 La resistenza alla base viene espressa come:  
 qb = σv + 9 cu

**Resistenza laterale unitaria**  
 qs = α cu      con:  
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:  
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

**Terreni granulari (c' = 0, φ' <= 0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci

**Resistenza unitaria alla base**  
 In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(\*)</sup>:  
 qb = Nq\* x σ'v      con:  
 Nq\*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)

In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:  
 qbmax1 = Nspt x α<sub>N</sub>      con:  
 α<sub>N</sub> = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella

Ghiaie: qb,max = 7500 kPa  
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa  
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa

**Resistenza laterale unitaria**  
 ql = β σ'v      con:  
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z<sup>0.34</sup> >= 0.25 per i depositi sabbiosi  
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z<sup>0.75</sup> >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi

In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):

qsmax = 3 x Nspt      per Nspt <= 53  
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt      per Nspt > 53

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO**

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m <sup>2</sup>	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	γp	25.00

**LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)**

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	0.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

**SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO**

	kPa	σ <sub>v</sub> i	
Tensione totale in testa palo			35.8
Tensione efficace in testa palo			16.2

**COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE**

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

	MEDI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ	1.70

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)**      **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m <sup>3</sup>	Nspt side	ql,max kPa	α <sub>N</sub>	Nspt*α <sub>N</sub>	qp,max kPa	Nspt base
1	LSA2	0.0	8.0	C	140		1.00	1.00	140.0	0.0	17.9		100			4000	
2	LSA2 + Si	8.0	50.0	C	189		1.00	1.00	189.0	0.0	17.9		100			4000	
3																	
4																	
5																	
6																	

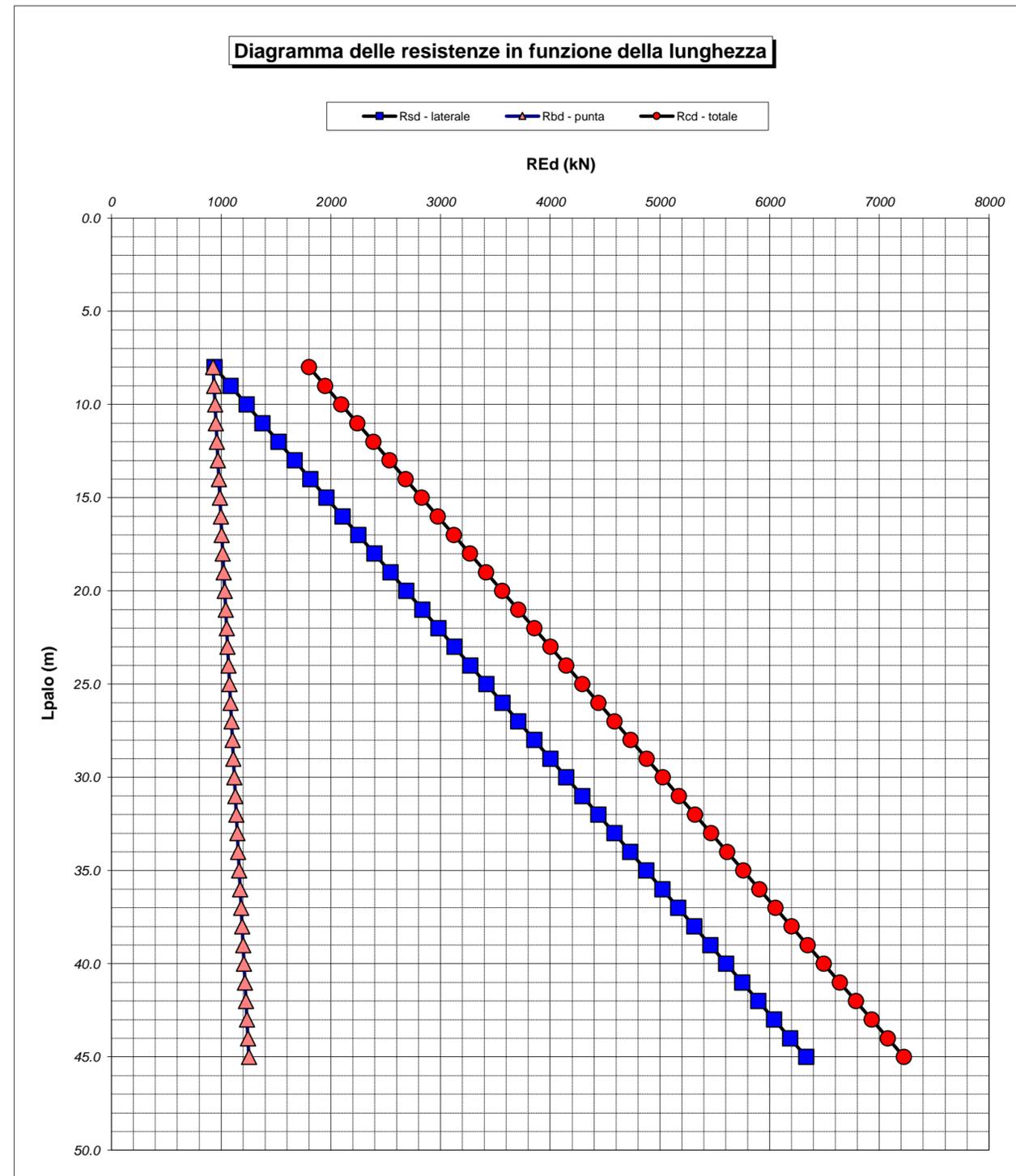
Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

**LAVORO: SS131 OSSI****OPERA: MURI TENSITER SU PALI****ALLINEAMENTI:****MURO H10****RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE****VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:****MEDI**

Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud - qud kPa	φ'd deg	γ kN/m <sup>3</sup>	γ' kN/m <sup>3</sup>	qa kPa	σv kPa	σv' kPa	β	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9°cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	C	2.0	0.0			17.9	8.1		35.8	16.2											0			
1	C	3.0	1.0	140.0	0.0	17.9	8.1	56.0	53.7	24.3		100	56.0	211		1260.0	4000	1313.7	1486	108	647	8	747	84
1	C	4.0	2.0	140.0	0.0	17.9	8.1	56.0	71.6	32.4		100	56.0	422		1260.0	4000	1331.6	1506	216	656	16	856	167
1	C	5.0	3.0	140.0	0.0	17.9	8.1	56.0	89.5	40.5		100	56.0	633		1260.0	4000	1349.5	1526	324	665	24	965	251
1	C	6.0	4.0	140.0	0.0	17.9	8.1	56.0	107.4	48.5		100	56.0	844		1260.0	4000	1367.4	1546	432	674	32	1074	334
1	C	7.0	5.0	140.0	0.0	17.9	8.1	56.0	125.3	56.6		100	56.0	1056		1260.0	4000	1385.3	1567	540	683	40	1182	418
1	C	8.0	6.0	140.0	0.0	17.9	8.1	56.0	143.2	64.7		100	56.0	1267		1260.0	4000	1403.2	1587	648	691	48	1291	502
2	C	9.0	7.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	161.1	72.8		100	75.6	1552		1701.0	4000	1862.1	2106	794	918	56	1655	612
2	C	10.0	8.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	179.0	80.9		100	75.6	1837		1701.0	4000	1880.0	2126	939	926	64	1802	722
2	C	11.0	9.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	196.9	89.0		100	75.6	2122		1701.0	4000	1897.9	2146	1085	935	72	1948	832
2	C	12.0	10.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	214.8	97.1		100	75.6	2407		1701.0	4000	1915.8	2167	1231	944	80	2095	942
2	C	13.0	11.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	232.7	105.2		100	75.6	2692		1701.0	4000	1933.7	2187	1377	953	88	2241	1052
2	C	14.0	12.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	250.6	113.3		100	75.6	2977		1701.0	4000	1951.6	2207	1523	962	96	2388	1162
2	C	15.0	13.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	268.5	121.4		100	75.6	3262		1701.0	4000	1969.5	2227	1668	971	104	2535	1272
2	C	16.0	14.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	286.4	129.4		100	75.6	3547		1701.0	4000	1987.4	2248	1814	979	112	2681	1382
2	C	17.0	15.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	304.3	137.5		100	75.6	3832		1701.0	4000	2005.3	2268	1960	988	120	2828	1492
2	C	18.0	16.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	322.2	145.6		100	75.6	4117		1701.0	4000	2023.2	2288	2106	997	128	2974	1603
2	C	19.0	17.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	340.1	153.7		100	75.6	4402		1701.0	4000	2041.1	2308	2252	1006	137	3121	1713
2	C	20.0	18.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	358.0	161.8		100	75.6	4687		1701.0	4000	2059.0	2329	2397	1015	145	3267	1823
2	C	21.0	19.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	375.9	169.9		100	75.6	4972		1701.0	4000	2076.9	2349	2543	1023	153	3414	1933
2	C	22.0	20.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	393.8	178.0		100	75.6	5257		1701.0	4000	2094.8	2369	2689	1032	161	3561	2043
2	C	23.0	21.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	411.7	186.1		100	75.6	5542		1701.0	4000	2112.7	2389	2835	1041	169	3707	2153
2	C	24.0	22.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	429.6	194.2		100	75.6	5827		1701.0	4000	2130.6	2410	2980	1050	177	3854	2263
2	C	25.0	23.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	447.5	202.3		100	75.6	6112		1701.0	4000	2148.5	2430	3126	1059	185	4000	2373
2	C	26.0	24.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	465.4	210.3		100	75.6	6397		1701.0	4000	2166.4	2450	3272	1068	193	4147	2483
2	C	27.0	25.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	483.3	218.4		100	75.6	6682		1701.0	4000	2184.3	2470	3418	1076	201	4293	2593
2	C	28.0	26.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	501.2	226.5		100	75.6	6967		1701.0	4000	2202.2	2491	3564	1085	209	4440	2703
2	C	29.0	27.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	519.1	234.6		100	75.6	7252		1701.0	4000	2220.1	2511	3709	1094	217	4587	2813
2	C	30.0	28.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	537.0	242.7		100	75.6	7537		1701.0	4000	2238.0	2531	3855	1103	225	4733	2923
2	C	31.0	29.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	554.9	250.8		100	75.6	7822		1701.0	4000	2255.9	2551	4001	1112	233	4880	3034
2	C	32.0	30.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	572.8	258.9		100	75.6	8107		1701.0	4000	2273.8	2572	4147	1121	241	5026	3144
2	C	33.0	31.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	590.7	267.0		100	75.6	8392		1701.0	4000	2291.7	2592	4292	1129	249	5173	3254
2	C	34.0	32.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	608.6	275.1		100	75.6	8677		1701.0	4000	2309.6	2612	4438	1138	257	5319	3364
2	C	35.0	33.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	626.5	283.2		100	75.6	8962		1701.0	4000	2327.5	2632	4584	1147	265	5466	3474
2	C	36.0	34.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	644.4	291.2		100	75.6	9247		1701.0	4000	2345.4	2653	4730	1156	273	5613	3584
2	C	37.0	35.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	662.3	299.3		100	75.6	9532		1701.0	4000	2363.3	2673	4876	1165	281	5759	3694
2	C	38.0	36.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	680.2	307.4		100	75.6	9817		1701.0	4000	2381.2	2693	5021	1173	289	5906	3804
2	C	39.0	37.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	698.1	315.5		100	75.6	10102		1701.0	4000	2399.1	2713	5167	1182	297	6052	3914
2	C	40.0	38.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	716.0	323.6		100	75.6	10387		1701.0	4000	2417.0	2734	5313	1191	305	6199	4024
2	C	41.0	39.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	733.9	331.7		100	75.6	10672		1701.0	4000	2434.9	2754	5459	1200	313	6346	4134
2	C	42.0	40.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	751.8	339.8		100	75.6	10957		1701.0	4000	2452.8	2774	5605	1209	321	6492	4244
2	C	43.0	41.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	769.7	347.9		100	75.6	11242		1701.0	4000	2470.7	2794	5750	1218	329	6639	4354
2	C	44.0	42.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	787.6	356.0		100	75.6	11527		1701.0	4000	2488.6	2815	5896	1226	337	6785	4465
2	C	45.0	43.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	805.5	364.1		100	75.6	11812		1701.0	4000	2506.5	2835	6042	1235	345	6932	4575
2	C	46.0	44.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	823.4	372.1		100	75.6	12097		1701.0	4000	2524.4	2855	6188	1244	353	7078	4685
2	C	47.0	45.0	189.0	0.0	17.9	8.1	75.6	841.3	380.2		100	75.6	12382		1701.0	4000	2542.3	2875	6333	1253	361	7225	4795

LAVORO: SS131 OSSI OPERA: MURI TENSITER SU PALI  
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI: MURO H10  
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ecd (kN)	c.u.c	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
MURO H10	34.0	4730	1156	5613	4460	79%	3584	1268	35%

**RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA**

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo Rcd,gr viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = npali \times \eta \times R_{cd}$$

in cui:

npali:

$\eta$

Rcd

è il numero complessivo di pali presenti nella palificata  
 efficienza della palificata

L'efficienza della palificata è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione

Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$$

nella quale:

i

d

m

n

interasse tra i pali

diametro dei pali

numero di file

numero massimo di pali in ciascuna fila

**RESISTENZA DELLA PALIFICATA**

ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	$\eta$	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
MURO H10	1.20	3.60	15	3	5	0.70	58897	27116	46%

**LAVORO: SS131 OSSI**      **OPERA: MURI TENSITER SU PALI**      **ALLINEAMENTI: VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:**      **MURO H10**  
**RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:  
**Rcd = Rbd + Rsd - Wp**  
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:  
**Rtd = 0.7 Rsd + Wp**  
 in cui:  
 Rbd = Rbk / γb: Resistenza alla base di progetto  
 Rsd = Rsk / γs: Resistenza laterale di progetto  
 Rbk = Min [(Rbc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rbc,cal)<sub>min</sub> / ξ4] Resistenza alla punta caratteristica  
 Rsk = Min [(Rsc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rsc,cal)<sub>min</sub> / ξ4] Resistenza laterale caratteristica  
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo  
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo  
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γ <sub>R</sub>	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ <sub>b</sub>	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Peso del palo**  
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:  
 Wp(z) = (γ<sub>cls</sub> - γ<sub>nat</sub>) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:  
 Qb = qb x Ab  
 dove:  
 Ab: Area della superficie di base del palo  
 qb: resistenza unitaria alla base appresso specificata per terreni coesivi e granulari  
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:  
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)  
 dove:  
 As: Area della superficie laterale del palo  
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato  
 dzi: altezza dell'iesimo strato

**Terreni coesivi (c<0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali  
**Resistenza unitaria alla base**  
 La resistenza alla base viene espressa come:  
 qb = σv + 9 cu  
**Resistenza laterale unitaria**  
 qs = α cu      con:  
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:  
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

**Terreni granulari (c' = 0, φ' < 0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci  
**Resistenza unitaria alla base**  
 In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:  
 qb = Nq\* x σ'v      con:  
 Nq\*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)  
 In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:  
 qbmax1 = Nspt x α<sub>N</sub>      con:  
 α<sub>N</sub> = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella  
 Ghiaie: qb,max = 7500 kPa  
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa  
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa  
**Resistenza laterale unitaria**  
 ql = β σ'v      con:  
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z<sup>0.34</sup> >= 0.25 per i depositi sabbiosi  
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z<sup>0.75</sup> >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi  
 In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):  
 qsmax = 3 x Nspt      per Nspt <= 53  
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt      per Nspt > 53

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO**

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m <sup>2</sup>	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	γp	25.00

**SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO**

	kPa	σ <sub>vi</sub>	
Tensione totale in testa palo			30.8
Tensione efficace in testa palo			11.2

**LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)**

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	0.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

**COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE**      **R3**

Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γ <sub>b</sub>	1.35
coefficiente γ <sub>s</sub>	1.15

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	MINIMI
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ	1.70

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)**      **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m <sup>3</sup>	Nspt side	ql,max kPa	α <sub>N</sub>	Nspt*α <sub>N</sub>	qp,max kPa	Nspt base
1	LSA2	0.0	8.0	C	120		1.00	1.00	120.0	0.0	15.4		100			4000	
2	LSA2 + Si	8.0	50.0	C	162		1.00	1.00	162.0	0.0	15.4		100			4000	
3																	
4																	
5																	
6																	

Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

LAVORO: SS131 OSSI

OPERA: MURI TENSITER SU PALI

ALLINEAMENTI:

MURO H10

RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE

VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

MINIMI

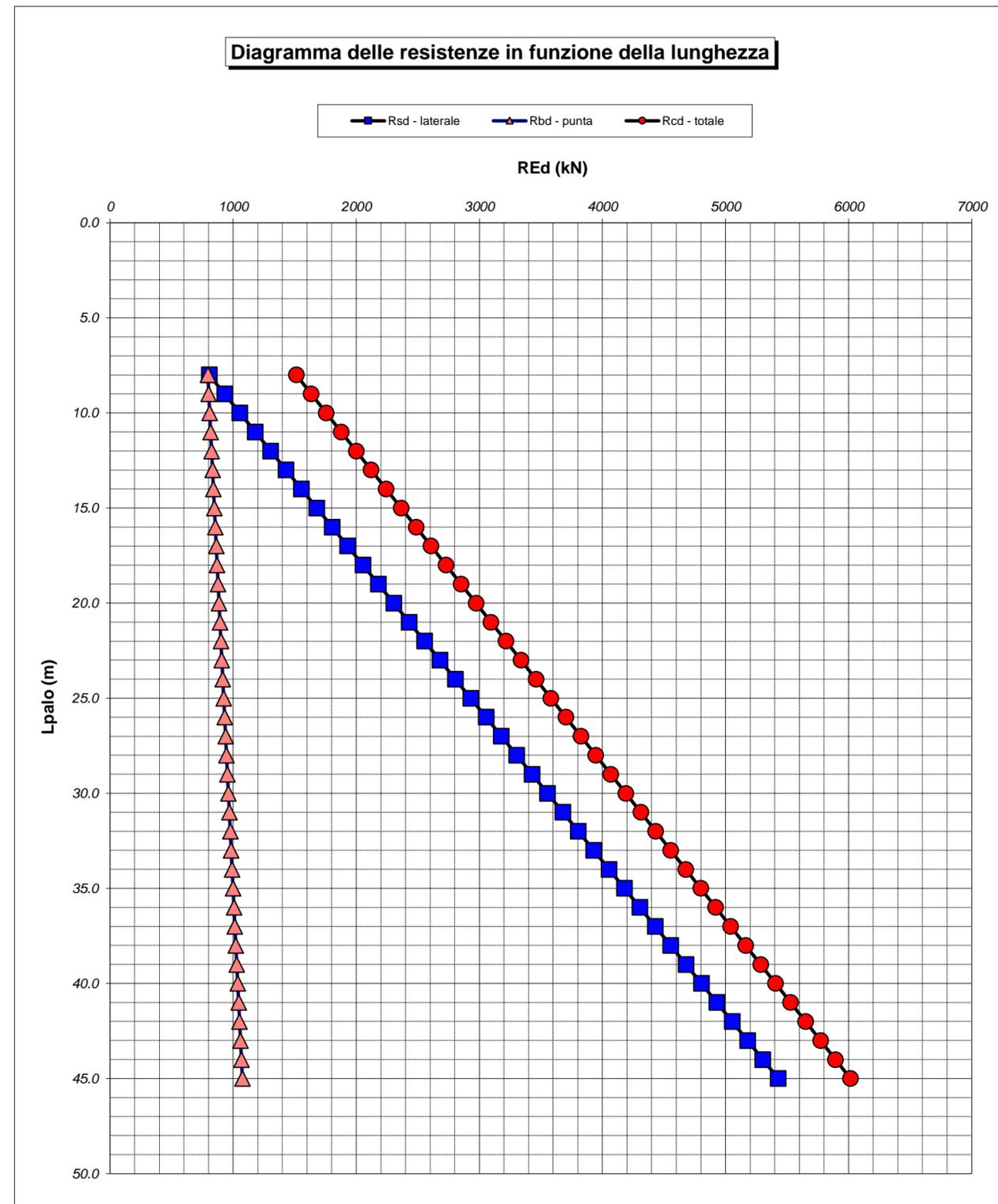
Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud kPa	$\phi^d$ deg	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	qa kPa	$\sigma_v$ kPa	$\sigma_v'$ kPa	$\beta$	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9*cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	C	2.0	0.0			15.4	5.6		30.8	11.2														0
1	C	3.0	1.0	120.0	0.0	15.4	5.6	48.0	46.2	16.8		100	48.0	181		1080.0	4000	1126.2	1274	93	555	11	637	76
1	C	4.0	2.0	120.0	0.0	15.4	5.6	48.0	61.6	22.4		100	48.0	362		1080.0	4000	1141.6	1291	185	563	22	726	151
1	C	5.0	3.0	120.0	0.0	15.4	5.6	48.0	77.0	28.0		100	48.0	543		1080.0	4000	1157.0	1309	278	570	33	815	227
1	C	6.0	4.0	120.0	0.0	15.4	5.6	48.0	92.4	33.5		100	48.0	724		1080.0	4000	1172.4	1326	370	578	43	905	303
1	C	7.0	5.0	120.0	0.0	15.4	5.6	48.0	107.8	39.1		100	48.0	905		1080.0	4000	1187.8	1343	463	585	54	994	378
1	C	8.0	6.0	120.0	0.0	15.4	5.6	48.0	123.2	44.7		100	48.0	1086		1080.0	4000	1203.2	1361	555	593	65	1083	454
2	C	9.0	7.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	138.6	50.3		100	64.8	1330		1458.0	4000	1596.6	1806	680	787	76	1391	552
2	C	10.0	8.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	154.0	55.9		100	64.8	1574		1458.0	4000	1612.0	1823	805	794	87	1513	651
2	C	11.0	9.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	169.4	61.5		100	64.8	1819		1458.0	4000	1627.4	1841	930	802	98	1634	749
2	C	12.0	10.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	184.8	67.1		100	64.8	2063		1458.0	4000	1642.8	1858	1055	810	109	1756	847
2	C	13.0	11.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	200.2	72.7		100	64.8	2307		1458.0	4000	1658.2	1875	1180	817	119	1878	946
2	C	14.0	12.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	215.6	78.3		100	64.8	2551		1458.0	4000	1673.6	1893	1305	825	130	2000	1044
2	C	15.0	13.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	231.0	83.9		100	64.8	2796		1458.0	4000	1689.0	1910	1430	832	141	2121	1142
2	C	16.0	14.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	246.4	89.4		100	64.8	3040		1458.0	4000	1704.4	1928	1555	840	152	2243	1241
2	C	17.0	15.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	261.8	95.0		100	64.8	3284		1458.0	4000	1719.8	1945	1680	848	163	2365	1339
2	C	18.0	16.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	277.2	100.6		100	64.8	3529		1458.0	4000	1735.2	1962	1805	855	174	2486	1437
2	C	19.0	17.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	292.6	106.2		100	64.8	3773		1458.0	4000	1750.6	1980	1930	863	185	2608	1535
2	C	20.0	18.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	308.0	111.8		100	64.8	4017		1458.0	4000	1766.0	1997	2055	870	195	2730	1634
2	C	21.0	19.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	323.4	117.4		100	64.8	4262		1458.0	4000	1781.4	2015	2180	878	206	2851	1732
2	C	22.0	20.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	338.8	123.0		100	64.8	4506		1458.0	4000	1796.8	2032	2305	885	217	2973	1830
2	C	23.0	21.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	354.2	128.6		100	64.8	4750		1458.0	4000	1812.2	2050	2430	893	228	3095	1929
2	C	24.0	22.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	369.6	134.2		100	64.8	4994		1458.0	4000	1827.6	2067	2555	901	239	3216	2027
2	C	25.0	23.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	385.0	139.8		100	64.8	5239		1458.0	4000	1843.0	2084	2680	908	250	3338	2125
2	C	26.0	24.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	400.4	145.3		100	64.8	5483		1458.0	4000	1858.4	2102	2805	916	261	3460	2224
2	C	27.0	25.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	415.8	150.9		100	64.8	5727		1458.0	4000	1873.8	2119	2930	923	271	3582	2322
2	C	28.0	26.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	431.2	156.5		100	64.8	5972		1458.0	4000	1889.2	2137	3054	931	282	3703	2420
2	C	29.0	27.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	446.6	162.1		100	64.8	6216		1458.0	4000	1904.6	2154	3179	939	293	3825	2519
2	C	30.0	28.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	462.0	167.7		100	64.8	6460		1458.0	4000	1920.0	2171	3304	946	304	3947	2617
2	C	31.0	29.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	477.4	173.3		100	64.8	6704		1458.0	4000	1935.4	2189	3429	954	315	4068	2715
2	C	32.0	30.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	492.8	178.9		100	64.8	6949		1458.0	4000	1950.8	2206	3554	961	326	4190	2814
2	C	33.0	31.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	508.2	184.5		100	64.8	7193		1458.0	4000	1966.2	2224	3679	969	337	4312	2912
2	C	34.0	32.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	523.6	190.1		100	64.8	7437		1458.0	4000	1981.6	2241	3804	977	347	4433	3010
2	C	35.0	33.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	539.0	195.7		100	64.8	7682		1458.0	4000	1997.0	2259	3929	984	358	4555	3109
2	C	36.0	34.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	554.4	201.2		100	64.8	7926		1458.0	4000	2012.4	2276	4054	992	369	4677	3207
2	C	37.0	35.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	569.8	206.8		100	64.8	8170		1458.0	4000	2027.8	2293	4179	999	380	4798	3305
2	C	38.0	36.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	585.2	212.4		100	64.8	8414		1458.0	4000	2043.2	2311	4304	1007	391	4920	3404
2	C	39.0	37.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	600.6	218.0		100	64.8	8659		1458.0	4000	2058.6	2328	4429	1014	402	5042	3502
2	C	40.0	38.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	616.0	223.6		100	64.8	8903		1458.0	4000	2074.0	2346	4554	1022	413	5163	3600
2	C	41.0	39.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	631.4	229.2		100	64.8	9147		1458.0	4000	2089.4	2363	4679	1030	423	5285	3699
2	C	42.0	40.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	646.8	234.8		100	64.8	9392		1458.0	4000	2104.8	2380	4804	1037	434	5407	3797
2	C	43.0	41.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	662.2	240.4		100	64.8	9636		1458.0	4000	2120.2	2398	4929	1045	445	5529	3895
2	C	44.0	42.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	677.6	246.0		100	64.8	9880		1458.0	4000	2135.6	2415	5054	1052	456	5650	3994
2	C	45.0	43.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	693.0	251.6		100	64.8	10124		1458.0	4000	2151.0	2433	5179	1060	467	5772	4092
2	C	46.0	44.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	708.4	257.1		100	64.8	10369		1458.0	4000	2166.4	2450	5304	1068	478	5894	4190
2	C	47.0	45.0	162.0	0.0	15.4	5.6	64.8	723.8	262.7		100	64.8	10613		1458.0	4000	2181.8	2468	5429	1075	489	6015	4289

LAVORO: SS131 OSSI  
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE

OPERA: MURI TENSITER SU PALI

ALLINEAMENTI:  
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

MURO H10  
 MINIMI



RESISTENZA A COMPRESSIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
MURO H10	34.0	4054	992	4677	4460	95%	3207	1268	40%

**RESISTENZA A COMPRESSIONE A COMPRESSIONE DELLA PALIFICATA**

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo  $R_{cd,gr}$  viene determinata in base alla seguente espressione:  
 $R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$   
 in cui:  
 $n_{pali}$ :  
 $\eta$   
 $R_{cd}$  è il numero complessivo di pali presenti nella palificata  
 efficienza della palificata

L'efficienza della palificata  $\eta$  è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione. Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

nella quale:  
 $i$ : interasse tra i pali  
 $d$ : diametro dei pali  
 $m$ : numero di file  
 $n$ : numero massimo di pali in ciascuna fila

RESISTENZA DELLA PALIFICATA									
ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	$\eta$	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
MURO H10	1.20	3.60	15	3	5	0.70	49076	27116	55%

**LAVORO: SS131 OSSI**      **OPERA: MURI TENSITER SU PALI**      **ALLINEAMENTI: MURO H5**  
**RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE**      **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI**

<p>Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:  <b>Rcd = Rbd + Rsd - Wp</b>                  Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:  <b>Rtd = 0.7 Rsd + Wp</b>                  in cui:                  Rbd = Rbk / γb:      Resistenza alla base di progetto                  Rsd = Rsk / γs:      Resistenza laterale di progetto                  Rbk = Min [(Rbc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rbc,cal)<sub>min</sub> / ξ4      Resistenza alla punta caratteristica                  Rsk = Min [(Rsc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rsc,cal)<sub>min</sub> / ξ4      Resistenza laterale caratteristica                  Rsc,calc = Qb:      Resistenza alla base di calcolo                  Rsc,calc = Qs:      Resistenza laterale di calcolo                  Wp:      peso proprio del palo alleggerito</p>	<p>La Resistenza alla base di calcolo è pari a:                  Qb = qb x Ab                  dove:                  Ab: Area della superficie di base del palo                  qb: resistenza unitaria alla base appresso specificata per terreni coesivi e granulari                  La Resistenza laterale di calcolo è pari a:                  Qs = As x Σ (qsi x dzi)                  dove:                  As: Area della superficie laterale del palo                  qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato                  dzi: altezza dell'iesimo strato</p>	<p><b>Terreni granulari (c' = 0, φ' &lt;&gt; 0)</b>                  Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci  <b>Resistenza unitaria alla base</b>                  In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:                  qb = Nq* x σ'v      con:                  Nq*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)                  In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:                  qbmax1 = Nspt x αN      con:                  αN = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese &amp; O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella                  Ghiaie:      qb,max = 7500 kPa                  Sabbie:      qb,max = 5800 kPa                  Sabbie limose:      qb,max = 4300 kPa  <b>Resistenza laterale unitaria</b>                  ql = β σ'v      con:                  1,20 &gt;= β = 1,50 - 0,42 z<sup>0,34</sup> &gt;= 0,25      per i depositi sabbiosi                  1,80 &gt;= β = 2,0 - 0,15 z<sup>0,75</sup> &gt;= 0,25      per i depositi sabbioso-gliaiosi e ghiaiosi                  In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&amp;Wright 1977):                  qsmax = 3 x Nspt      per Nspt &lt;= 53                  qsmax = 142 + 0,32 x Nspt      per Nspt &gt; 53</p>																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:</th> <th>γR</th> <th>Pali infissi (R3)</th> <th>Pali trivellati (R3)</th> <th>Pali ad elica continua (R3)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Base</td> <td>γb</td> <td>1.15</td> <td>1.35</td> <td>1.30</td> </tr> <tr> <td>Laterale in compressione</td> <td>γs</td> <td>1.15</td> <td>1.15</td> <td>1.15</td> </tr> <tr> <td>Totale (*)</td> <td>γ</td> <td>1.15</td> <td>1.30</td> <td>1.25</td> </tr> <tr> <td>Laterale in trazione</td> <td>γst</td> <td>1.25</td> <td>1.25</td> <td>1.25</td> </tr> </tbody> </table> <p>I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>n. Vert.</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>7</th> <th>10</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ξ3</td> <td>1.70</td> <td>1.65</td> <td>1.60</td> <td>1.55</td> <td>1.50</td> <td>1.45</td> <td>1.40</td> </tr> <tr> <td>ξ4</td> <td>1.70</td> <td>1.55</td> <td>1.48</td> <td>1.42</td> <td>1.34</td> <td>1.28</td> <td>1.21</td> </tr> </tbody> </table> <p><b>Peso del palo</b>                  Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:                  Wp(z) = (γcls - γnat) Ap Δz</p>	I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)	Base	γb	1.15	1.35	1.30	Laterale in compressione	γs	1.15	1.15	1.15	Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25	Laterale in trazione	γst	1.25	1.25	1.25	n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10	ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	<p><b>Terreni coesivi (c &gt; 0)</b>                  Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali  <b>Resistenza unitaria alla base</b>                  La resistenza alla base viene espressa come:                  qb = σv + 9 cu  <b>Resistenza laterale unitaria</b>                  qs = α cu      con:                  α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>cu (kPa)</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>&lt;=25</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>da 26 a 50</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>da 50 a 75</td> <td>0.6</td> </tr> <tr> <td>&gt;75</td> <td>0.4</td> </tr> </tbody> </table> <p>In ogni caso non viene superato il valore limite di:                  qs,max = 100 kPa (AGI 1984).</p>	cu (kPa)	α	<=25	0.9	da 26 a 50	0.8	da 50 a 75	0.6	>75	0.4
I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)																																																								
Base	γb	1.15	1.35	1.30																																																								
Laterale in compressione	γs	1.15	1.15	1.15																																																								
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25																																																								
Laterale in trazione	γst	1.25	1.25	1.25																																																								
n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10																																																					
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40																																																					
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21																																																					
cu (kPa)	α																																																											
<=25	0.9																																																											
da 26 a 50	0.8																																																											
da 50 a 75	0.6																																																											
>75	0.4																																																											

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m <sup>2</sup>	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	γp	25.00

LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	2.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO			
Tensione totale in testa palo	kPa	σvi	37.8
Tensione efficace in testa palo	kPa	σv'i	37.8

COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE		R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)		2
coefficiente γb		1.35
coefficiente γs		1.15

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA		MEDI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)		1
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali		1
coefficiente ξ		1.70

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)					COMBINAZIONE M1												
Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m <sup>3</sup>	Nspt side	ql,max kPa	αN	Nspt*αN	qp,max kPa	Nspt base
1	AM	0.0	7.5	C	256.0		1.00	1.00	256.0	0.0	18.9		100			4000	0
2	Si	7.5	50.0	R	5500.0		1.00	1.00	5500.0	0.0	19.1		494			3300	
3																	
4																	
5																	
6																	

Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

LAVORO: SS131 OSSI

OPERA: MURI TENSITER SU PALI

ALLINEAMENTI:

MURO H5

RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

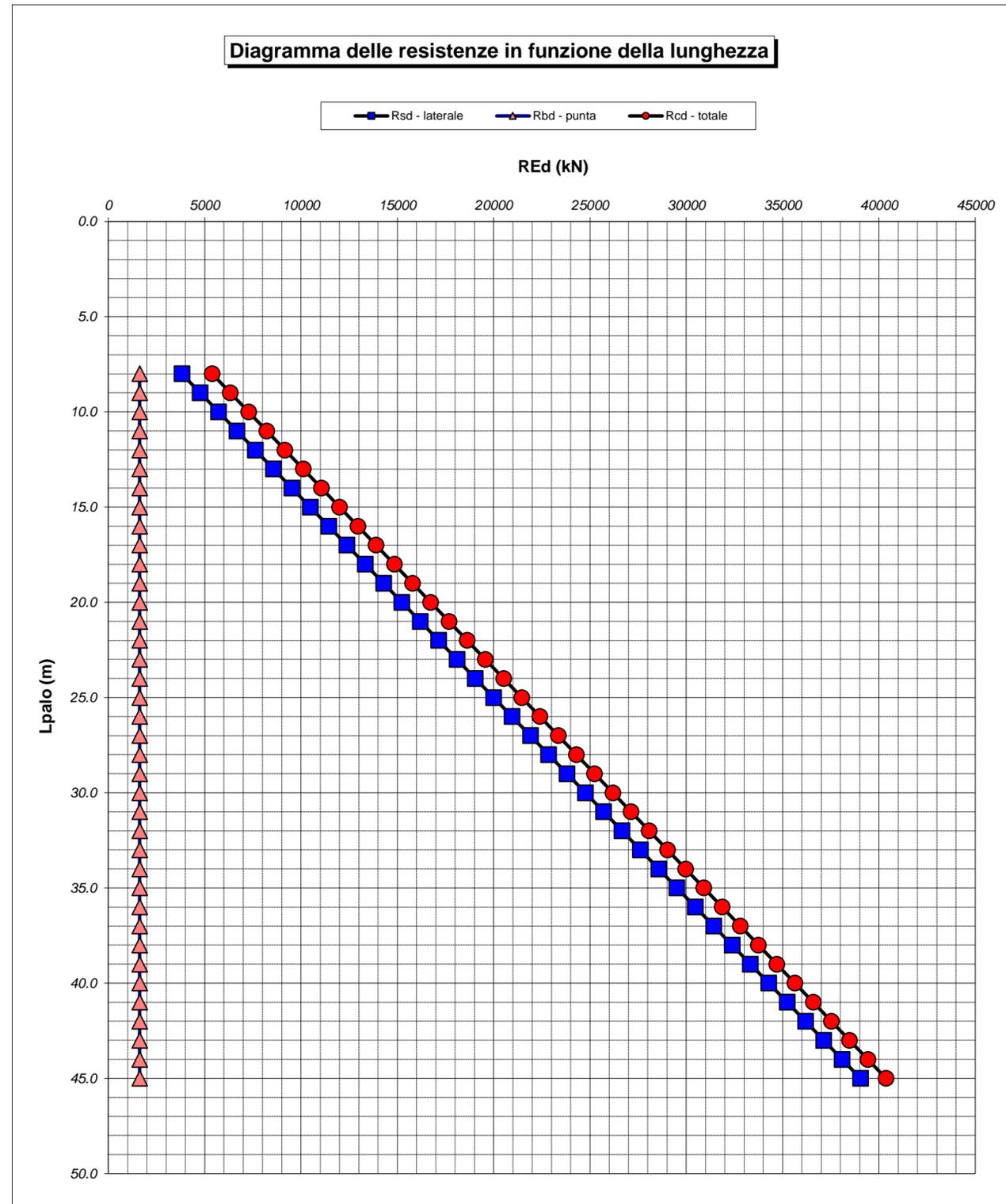
VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

MEDI

Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud kPa	$\phi^d$ deg	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	qa kPa	$\sigma_v$ kPa	$\sigma_v'$ kPa	$\beta$	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9*cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	C	2.0	0.0			18.9	18.9		37.8	37.8												0		
1	C	3.0	1.0	256.0	0.0	18.9	9.1	102.4	56.7	46.9		100	100.0	377		2304.0	4000	2360.7	2670	193	1163	7	1349	142
1	C	4.0	2.0	256.0	0.0	18.9	9.1	102.4	75.6	56.0		100	100.0	754		2304.0	4000	2379.6	2691	386	1173	14	1545	284
1	C	5.0	3.0	256.0	0.0	18.9	9.1	102.4	94.5	65.1		100	100.0	1131		2304.0	4000	2398.5	2713	579	1182	21	1740	426
1	C	6.0	4.0	256.0	0.0	18.9	9.1	102.4	113.4	74.2		100	100.0	1508		2304.0	4000	2417.4	2734	771	1191	28	1935	568
1	C	7.0	5.0	256.0	0.0	18.9	9.1	102.4	132.3	83.3		100	100.0	1885		2304.0	4000	2436.3	2755	964	1201	34	2130	709
2	R	8.0	6.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	151.4	92.5	0.648	494	493.6	3746		3300.0	3300	3300.0	3732	1916	1626	41	3501	1382
2	R	9.0	7.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	170.5	101.8	0.613	494	493.6	5607		3300.0	3300	3300.0	3732	2868	1626	48	4446	2055
2	R	10.0	8.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	189.6	111.1	0.581	494	493.6	7468		3300.0	3300	3300.0	3732	3820	1626	55	5392	2728
2	R	11.0	9.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	208.7	120.4	0.551	494	493.6	9329		3300.0	3300	3300.0	3732	4772	1626	61	6337	3401
2	R	12.0	10.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	227.8	129.7	0.522	494	493.6	11190		3300.0	3300	3300.0	3732	5724	1626	68	7282	4074
2	R	13.0	11.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	246.9	139.0	0.495	494	493.6	13050		3300.0	3300	3300.0	3732	6675	1626	75	8227	4747
2	R	14.0	12.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	266.0	148.3	0.470	494	493.6	14911		3300.0	3300	3300.0	3732	7627	1626	81	9172	5420
2	R	15.0	13.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	285.1	157.6	0.445	494	493.6	16772		3300.0	3300	3300.0	3732	8579	1626	88	10118	6093
2	R	16.0	14.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	304.2	166.9	0.422	494	493.6	18633		3300.0	3300	3300.0	3732	9531	1626	95	11063	6766
2	R	17.0	15.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	323.3	176.2	0.399	494	493.6	20494		3300.0	3300	3300.0	3732	10483	1626	101	12008	7439
2	R	18.0	16.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	342.4	185.4	0.378	494	493.6	22355		3300.0	3300	3300.0	3732	11435	1626	108	12953	8112
2	R	19.0	17.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	361.5	194.7	0.357	494	493.6	24216		3300.0	3300	3300.0	3732	12387	1626	115	13898	8785
2	R	20.0	18.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	380.6	204.0	0.337	494	493.6	26077		3300.0	3300	3300.0	3732	13339	1626	121	14844	9458
2	R	21.0	19.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	399.7	213.3	0.317	494	493.6	27938		3300.0	3300	3300.0	3732	14290	1626	128	15789	10131
2	R	22.0	20.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	418.8	222.6	0.299	494	493.6	29799		3300.0	3300	3300.0	3732	15242	1626	135	16734	10804
2	R	23.0	21.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	437.9	231.9	0.280	494	493.6	31660		3300.0	3300	3300.0	3732	16194	1626	141	17679	11477
2	R	24.0	22.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	457.0	241.2	0.263	494	493.6	33520		3300.0	3300	3300.0	3732	17146	1626	148	18624	12150
2	R	25.0	23.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	476.1	250.5	0.250	494	493.6	35381		3300.0	3300	3300.0	3732	18098	1626	155	19570	12823
2	R	26.0	24.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	495.2	259.8	0.250	494	493.6	37242		3300.0	3300	3300.0	3732	19050	1626	161	20515	13496
2	R	27.0	25.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	514.3	269.1	0.250	494	493.6	39103		3300.0	3300	3300.0	3732	20002	1626	168	21460	14169
2	R	28.0	26.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	533.4	278.3	0.250	494	493.6	40964		3300.0	3300	3300.0	3732	20954	1626	175	22405	14842
2	R	29.0	27.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	552.5	287.6	0.250	494	493.6	42825		3300.0	3300	3300.0	3732	21905	1626	181	23350	15515
2	R	30.0	28.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	571.6	296.9	0.250	494	493.6	44686		3300.0	3300	3300.0	3732	22857	1626	188	24296	16188
2	R	31.0	29.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	590.7	306.2	0.250	494	493.6	46547		3300.0	3300	3300.0	3732	23809	1626	195	25241	16861
2	R	32.0	30.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	609.8	315.5	0.250	494	493.6	48408		3300.0	3300	3300.0	3732	24761	1626	201	26186	17534
2	R	33.0	31.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	628.9	324.8	0.250	494	493.6	50269		3300.0	3300	3300.0	3732	25713	1626	208	27131	18207
2	R	34.0	32.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	648.0	334.1	0.250	494	493.6	52130		3300.0	3300	3300.0	3732	26665	1626	215	28076	18880
2	R	35.0	33.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	667.1	343.4	0.250	494	493.6	53990		3300.0	3300	3300.0	3732	27617	1626	221	29022	19553
2	R	36.0	34.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	686.2	352.7	0.250	494	493.6	55851		3300.0	3300	3300.0	3732	28568	1626	228	29967	20226
2	R	37.0	35.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	705.3	362.0	0.250	494	493.6	57712		3300.0	3300	3300.0	3732	29520	1626	235	30912	20899
2	R	38.0	36.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	724.4	371.2	0.250	494	493.6	59573		3300.0	3300	3300.0	3732	30472	1626	241	31857	21572
2	R	39.0	37.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	743.5	380.5	0.250	494	493.6	61434		3300.0	3300	3300.0	3732	31424	1626	248	32802	22245
2	R	40.0	38.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	762.6	389.8	0.250	494	493.6	63295		3300.0	3300	3300.0	3732	32376	1626	255	33748	22918
2	R	41.0	39.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	781.7	399.1	0.250	494	493.6	65156		3300.0	3300	3300.0	3732	33328	1626	261	34693	23591
2	R	42.0	40.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	800.8	408.4	0.250	494	493.6	67017		3300.0	3300	3300.0	3732	34280	1626	268	35638	24264
2	R	43.0	41.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	819.9	417.7	0.250	494	493.6	68878		3300.0	3300	3300.0	3732	35232	1626	275	36583	24937
2	R	44.0	42.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	839.0	427.0	0.250	494	493.6	70739		3300.0	3300	3300.0	3732	36183	1626	281	37528	25610
2	R	45.0	43.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	858.1	436.3	0.250	494	493.6	72600		3300.0	3300	3300.0	3732	37135	1626	288	38474	26283
2	R	46.0	44.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	877.2	445.6	0.250	494	493.6	74461		3300.0	3300	3300.0	3732	38087	1626	295	39419	26956
2	R	47.0	45.0	5500.0	0.0	19.1	9.3	493.6	896.3	454.9	0.250	494	493.6	76321		3300.0	3300	3300.0	3732	39039	1626	301	40364	27629

LAVORO: SS131 OSSI  
 OPERA: MURI TENSITER SU PALI  
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI: MURO H5  
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI



RESISTENZA A COMPRESSIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
MURO H5	34.0	28568	1626	29967	2580	9%	20226	0	0%

**RESISTENZA A COMPRESSIONE A COMPRESSIONE DELLA PALIFICATA**

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo Rcd,gr viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$$

in cui:

$n_{pali}$ :

$\eta$

$R_{cd}$  è il numero complessivo di pali presenti nella palificata  
 efficienza della palificata

L'efficienza della palificata  $\eta$  è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione

Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$$

nella quale:

$i$

interasse tra i pali

$d$

diametro dei pali

$m$

numero di file

$n$

numero massimo di pali in ciascuna fila

**RESISTENZA DELLA PALIFICATA**

ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	$\eta$	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
MURO H5	1.20	3.60	10	2	5	0.73	219871	10500	5%

**LAVORO: SS131 OSSI**      **OPERA: MURI TENSITER SU PALI**      **ALLINEAMENTI: VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:**      **MURO H5**  
**RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:  
**Rcd = Rbd + Rsd - Wp**  
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:  
**Rtd = 0.7 Rsd + Wp**  
 in cui:  
 Rbd = Rbk / γb: Resistenza alla base di progetto  
 Rsd = Rsk / γs: Resistenza laterale di progetto  
 Rbk = Min [(Rbc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rbc,cal)<sub>min</sub> / ξ4] Resistenza alla punta caratteristica  
 Rsk = Min [(Rsc,cal)<sub>media</sub> / ξ3; (Rsc,cal)<sub>min</sub> / ξ4] Resistenza laterale caratteristica  
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo  
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo  
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γb	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γs	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γst	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Peso del palo**  
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:  
 Wp(z) = (γcls - γnat) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:  
 Qb = qb x Ab  
 dove:  
 Ab: Area della superficie di base del palo  
 qb: resistenza unitaria alla base appresso specificata per terreni coesivi e granulari  
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:  
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)  
 dove:  
 As: Area della superficie laterale del palo  
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato  
 dzi: altezza dell'iesimo strato

**Terreni coesivi (c<0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali  
**Resistenza unitaria alla base**  
 La resistenza alla base viene espressa come:  
 qb = σv + 9 cu  
**Resistenza laterale unitaria**  
 qs = α cu      con:  
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:  
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

**Terreni granulari (c' = 0, φ' < 0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci  
**Resistenza unitaria alla base**  
 In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:  
 qb = Nq\* x σ'v      con:  
 Nq\*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)  
 In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:  
 qbmax1 = Nspt x αN      con:  
 αN = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella  
 Ghiaie: qb,max = 7500 kPa  
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa  
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa  
**Resistenza laterale unitaria**  
 ql = β σ'v      con:  
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z<sup>0.34</sup> >= 0.2 per i depositi sabbiosi  
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z<sup>0.75</sup> >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi  
 In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):  
 qsmax = 3 x Nspt      per Nspt <= 53  
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt      per Nspt > 53

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO**

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m <sup>2</sup>	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	γp	25.00

**LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)**

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	2.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

**SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO**

	kPa	σvi	
Tensione totale in testa palo			32.2
Tensione efficace in testa palo		σ'v	32.2

**COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE**      **R3**

Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

	MINIMI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ	1.70

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)**      **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m <sup>3</sup>	Nspt side	ql,max kPa	αN	Nspt*αN	qp,max kPa	Nspt base
1	AM	0.0	7.5	C	80.0		1.00	1.00	80.0	0.0	16.1		100			4000	
2	Si	7.5	50.0	R	2600.0		1.00	1.00	2600.0	0.0	18.5		339			1560	
3																	
4																	
5																	
6																	

Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

LAVORO: SS131 OSSI

OPERA: MURI TENSITER SU PALI

ALLINEAMENTI:

MURO H5

RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

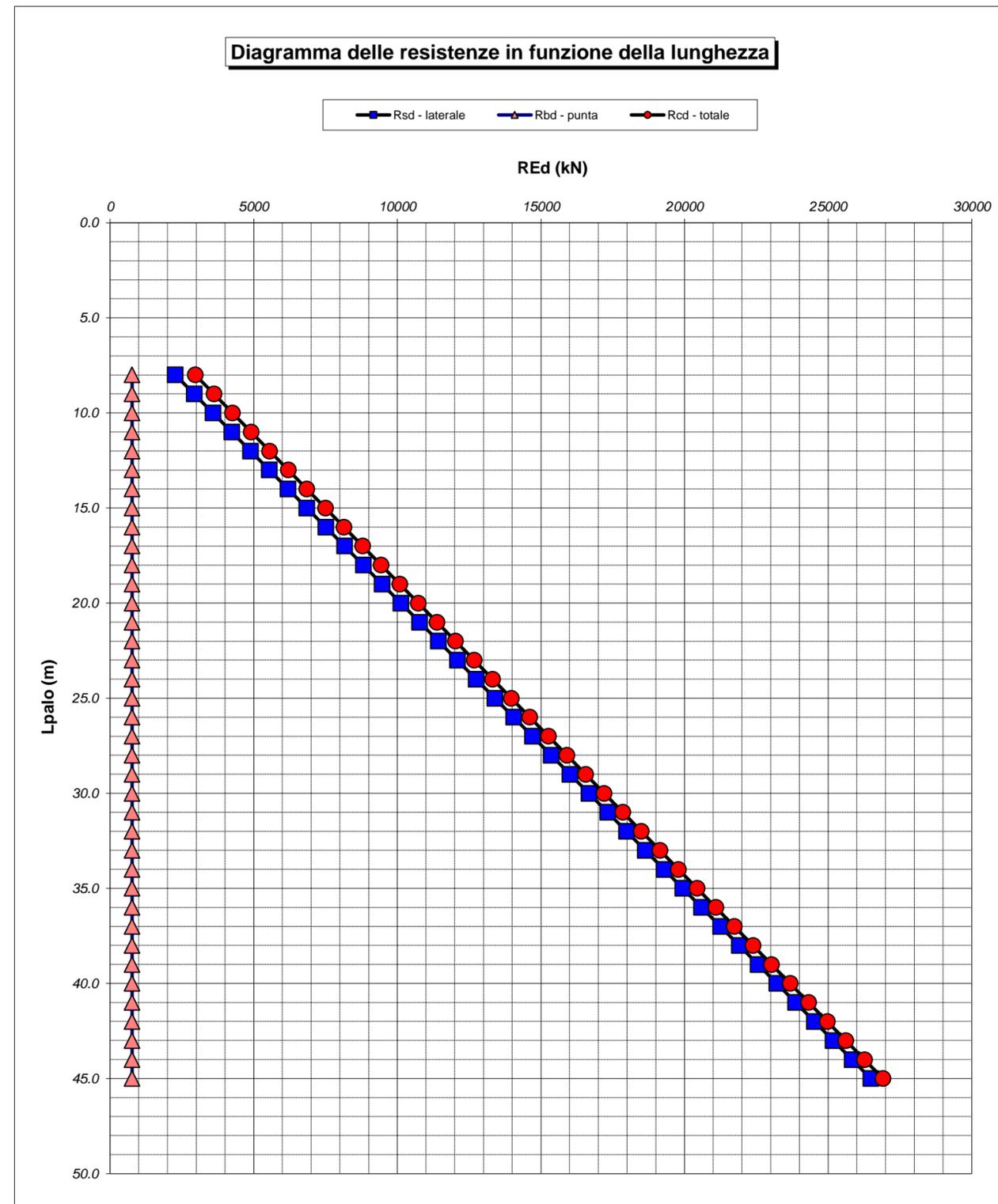
MINIMI

Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud kPa	$\phi^d$ deg	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	qa kPa	$\sigma_v$ kPa	$\sigma_v'$ kPa	$\beta$	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9*cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	C	2.0	0.0			16.1	16.1		32.2	32.2												0		
1	C	3.0	1.0	80.0	0.0	16.1	6.3	32.0	48.3	38.5		100	32.0	121		720.0	4000	768.3	869	62	379	10	430	53
1	C	4.0	2.0	80.0	0.0	16.1	6.3	32.0	64.4	44.8		100	32.0	241		720.0	4000	784.4	887	123	387	20	490	107
1	C	5.0	3.0	80.0	0.0	16.1	6.3	32.0	80.5	51.1		100	32.0	362		720.0	4000	800.5	905	185	394	30	549	160
1	C	6.0	4.0	80.0	0.0	16.1	6.3	32.0	96.6	57.4		100	32.0	483		720.0	4000	816.6	924	247	402	40	609	213
1	C	7.0	5.0	80.0	0.0	16.1	6.3	32.0	112.7	63.7		100	32.0	603		720.0	4000	832.7	942	309	410	50	669	266
2	R	8.0	6.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	131.2	72.3	0.648	339	339.4	1883		1560.0	1560	1560.0	1764	963	769	58	1674	732
2	R	9.0	7.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	149.7	81.0	0.613	339	339.4	3162		1560.0	1560	1560.0	1764	1617	769	65	2321	1197
2	R	10.0	8.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	168.2	89.7	0.581	339	339.4	4442		1560.0	1560	1560.0	1764	2272	769	72	2968	1663
2	R	11.0	9.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	186.7	98.4	0.551	339	339.4	5721		1560.0	1560	1560.0	1764	2926	769	80	3615	2128
2	R	12.0	10.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	205.2	107.1	0.522	339	339.4	7001		1560.0	1560	1560.0	1764	3581	769	87	4263	2594
2	R	13.0	11.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	223.7	115.8	0.495	339	339.4	8280		1560.0	1560	1560.0	1764	4235	769	94	4910	3059
2	R	14.0	12.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	242.2	124.5	0.470	339	339.4	9559		1560.0	1560	1560.0	1764	4890	769	102	5557	3525
2	R	15.0	13.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	260.7	133.2	0.445	339	339.4	10839		1560.0	1560	1560.0	1764	5544	769	109	6204	3990
2	R	16.0	14.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	279.2	141.9	0.422	339	339.4	12118		1560.0	1560	1560.0	1764	6199	769	116	6851	4456
2	R	17.0	15.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	297.7	150.6	0.399	339	339.4	13398		1560.0	1560	1560.0	1764	6853	769	124	7498	4921
2	R	18.0	16.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	316.2	159.2	0.378	339	339.4	14677		1560.0	1560	1560.0	1764	7508	769	131	8145	5387
2	R	19.0	17.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	334.7	167.9	0.357	339	339.4	15957		1560.0	1560	1560.0	1764	8162	769	139	8792	5852
2	R	20.0	18.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	353.2	176.6	0.337	339	339.4	17236		1560.0	1560	1560.0	1764	8817	769	146	9439	6317
2	R	21.0	19.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	371.7	185.3	0.317	339	339.4	18516		1560.0	1560	1560.0	1764	9471	769	153	10087	6783
2	R	22.0	20.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	390.2	194.0	0.299	339	339.4	19795		1560.0	1560	1560.0	1764	10125	769	161	10734	7248
2	R	23.0	21.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	408.7	202.7	0.280	339	339.4	21075		1560.0	1560	1560.0	1764	10780	769	168	11381	7714
2	R	24.0	22.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	427.2	211.4	0.263	339	339.4	22354		1560.0	1560	1560.0	1764	11434	769	175	12028	8179
2	R	25.0	23.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	445.7	220.1	0.250	339	339.4	23634		1560.0	1560	1560.0	1764	12089	769	183	12675	8645
2	R	26.0	24.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	464.2	228.8	0.250	339	339.4	24913		1560.0	1560	1560.0	1764	12743	769	190	13322	9110
2	R	27.0	25.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	482.7	237.5	0.250	339	339.4	26193		1560.0	1560	1560.0	1764	13398	769	197	13969	9576
2	R	28.0	26.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	501.2	246.1	0.250	339	339.4	27472		1560.0	1560	1560.0	1764	14052	769	205	14616	10041
2	R	29.0	27.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	519.7	254.8	0.250	339	339.4	28752		1560.0	1560	1560.0	1764	14707	769	212	15263	10507
2	R	30.0	28.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	538.2	263.5	0.250	339	339.4	30031		1560.0	1560	1560.0	1764	15361	769	219	15911	10972
2	R	31.0	29.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	556.7	272.2	0.250	339	339.4	31311		1560.0	1560	1560.0	1764	16016	769	227	16558	11438
2	R	32.0	30.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	575.2	280.9	0.250	339	339.4	32590		1560.0	1560	1560.0	1764	16670	769	234	17205	11903
2	R	33.0	31.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	593.7	289.6	0.250	339	339.4	33869		1560.0	1560	1560.0	1764	17325	769	241	17852	12369
2	R	34.0	32.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	612.2	298.3	0.250	339	339.4	35149		1560.0	1560	1560.0	1764	17979	769	249	18499	12834
2	R	35.0	33.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	630.7	307.0	0.250	339	339.4	36428		1560.0	1560	1560.0	1764	18633	769	256	19146	13300
2	R	36.0	34.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	649.2	315.7	0.250	339	339.4	37708		1560.0	1560	1560.0	1764	19288	769	264	19793	13765
2	R	37.0	35.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	667.7	324.4	0.250	339	339.4	38987		1560.0	1560	1560.0	1764	19942	769	271	20440	14231
2	R	38.0	36.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	686.2	333.0	0.250	339	339.4	40267		1560.0	1560	1560.0	1764	20597	769	278	21087	14696
2	R	39.0	37.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	704.7	341.7	0.250	339	339.4	41546		1560.0	1560	1560.0	1764	21251	769	286	21735	15161
2	R	40.0	38.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	723.2	350.4	0.250	339	339.4	42826		1560.0	1560	1560.0	1764	21906	769	293	22382	15627
2	R	41.0	39.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	741.7	359.1	0.250	339	339.4	44105		1560.0	1560	1560.0	1764	22560	769	300	23029	16092
2	R	42.0	40.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	760.2	367.8	0.250	339	339.4	45385		1560.0	1560	1560.0	1764	23215	769	308	23676	16558
2	R	43.0	41.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	778.7	376.5	0.250	339	339.4	46664		1560.0	1560	1560.0	1764	23869	769	315	24323	17023
2	R	44.0	42.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	797.2	385.2	0.250	339	339.4	47944		1560.0	1560	1560.0	1764	24524	769	322	24970	17489
2	R	45.0	43.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	815.7	393.9	0.250	339	339.4	49223		1560.0	1560	1560.0	1764	25178	769	330	25617	17954
2	R	46.0	44.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	834.2	402.6	0.250	339	339.4	50503		1560.0	1560	1560.0	1764	25833	769	337	26264	18420
2	R	47.0	45.0	2600.0	0.0	18.5	8.7	339.4	852.7	411.3	0.250	339	339.4	51782		1560.0	1560	1560.0	1764	26487	769	344	26911	18885

LAVORO: SS131 OSSI  
 OPERA: MURI TENSITER SU PALI  
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI:  
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

MURO H5  
 MINIMI



RESISTENZA A COMPRESSIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
MURO H5	34.0	19288	769	19793	2580	13%	13765	0	0%

**RESISTENZA A COMPRESSIONE A COMPRESSIONE DELLA PALIFICATA**

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo **Rcd,gr** viene determinata in base alla seguente espressione:  
**Rcd,gr = npali x η x Rcd**  
 in cui:  
 npali: è il numero complessivo di pali presenti nella palificata  
 η: efficienza della palificata  
 Rcd: Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione

L'efficienza della palificata η, relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 m n}$$

nella quale:  
 i: interasse tra i pali  
 d: diametro dei pali  
 m: numero di file  
 n: numero massimo di pali in ciascuna fila

RESISTENZA DELLA PALIFICATA									
ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
MURO H5	1.20	3.60	10	2	5	0.73	145226	10500	7%

SS 131 "Carlo Felice"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 - 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
<b>CA-357</b>	<b><i>Relazione Tecnica e di Calcolo - Opere di Sostegno</i></b>	

**25 ALLEGATO 11 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO  
 PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER  
 CARICHI TRASVERSALI**

**LAVORO: SS131 OSSI** **OPERA: MURI TENSITER SU PALI**  
**RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI** **ALLINEAMENTI: H10**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi trasversali  $R_{tr,d}$  è pari a:

$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$$

Resistenza ai carichi trasversali di progetto

$$R_{tr,k} = \text{Min} [(R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4]$$

Resistenza ai carichi trasversali caratteristica

$$R_{tr,calc} = H_{lim}$$

Resistenza ai carichi trasversali di calcolo

Il coefficiente parziale  $\gamma_T$  per verifiche SLU di pali soggetti ad azioni trasversali è pari a:

Coefficiente parziale (R3)	$\gamma_T$	1.30
----------------------------	------------	------

La resistenza ai carichi trasversali di calcolo è valutata in accordo a Broms (1984):

Terreni coesivi:	
palo corto:	$H_{lim} = 9 cu D (L - 1.5 D)$
palo intermedio:	$H_{lim} = -9 cu D^2 (L/D + 1.5) + 9 cu D^2 (2 (L/D)^2 + 4/9 My / (cu D^3) + 4.5)^{0.5}$
palo lungo:	$H_{lim} = -13.5 cu D^2 + cu D^2 (182.25 + 36 My / (cu D^3))^{0.5}$

Terreni incoerenti:	
palo corto:	$H_{lim} = 1.5 L^2 Kp \gamma' D$
palo intermedio:	$H_{lim} = 0.5 L^2 Kp \gamma' D + My / L$
palo lungo:	$H_{lim} = Kp \gamma' D^3 ((3.681 My / (Kp \gamma' D^4))^2)^{1/3}$

I Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO**

Diametro del palo	D	m	<b>1.20</b>
Lunghezza minima del palo	L	m	<b>34.00</b>

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	<b>1</b>
coefficiente $\xi_3$	1.70
coefficiente $\xi_4$	1.70

**PARAMETRI GEOTECNICI**

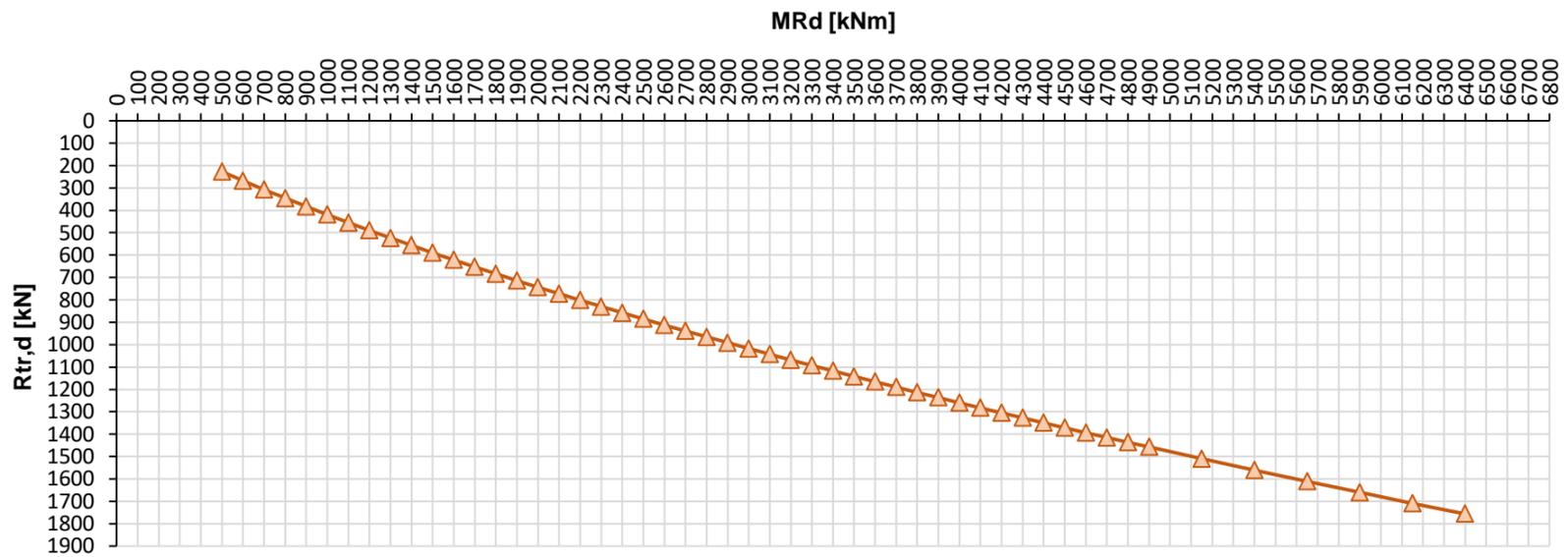
DESCRIZIONE	TERRENI COESIVI		TERRENI INCOERENTI					
	cu,med kPa	cu,min kPa	$\gamma',med$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi',med$ deg	kp,med	$\gamma',min$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi',min$ deg	kp,min
LSA 2	140.0	120.0			1.00			1.00

\* Per terreni incoerenti impostare  $cu,med = cu,min = ""$

My=MRd (kNm)	PARAMETRI MEDI					PARAMETRI MINIMI					Rtr,d (kN)
	palo corto	palo intermedio	palo lungo	$H_{lim}$	$R_{tr,d,med}$	palo corto	palo intermedio	palo lungo	$H_{lim}$	$R_{tr,d,min}$	
	$H_{lim1,med}$ (kN)	$H_{lim2,med}$ (kN)	$H_{lim3,med}$ (kN)	$H_{lim}$ (kN)	$R_{tr,d,med}$ (kN)	$H_{lim1,min}$ (kN)	$H_{lim2,min}$ (kN)	$H_{lim3,min}$ (kN)	$H_{lim}$ (kN)	$R_{tr,d,min}$ (kN)	$R_{tr,d}$ (kN)
500	48686	18695	508	508	230	41731	16027	502	502	227	227
600	48686	18699	600	600	272	41731	16031	592	592	268	268
700	48686	18703	690	690	312	41731	16035	679	679	307	307
800	48686	18707	778	778	352	41731	16040	764	764	346	346
900	48686	18711	863	863	391	41731	16044	846	846	383	383
1000	48686	18716	947	947	428	41731	16048	927	927	419	419
1100	48686	18720	1028	1028	465	41731	16052	1006	1006	455	455
1200	48686	18724	1108	1108	501	41731	16056	1082	1082	490	490
1300	48686	18728	1186	1186	537	41731	16060	1157	1157	524	524
1400	48686	18732	1263	1263	571	41731	16064	1231	1231	557	557
1500	48686	18736	1338	1338	605	41731	16069	1303	1303	590	590
1600	48686	18741	1412	1412	639	41731	16073	1373	1373	621	621
1700	48686	18745	1484	1484	672	41731	16077	1443	1443	653	653
1800	48686	18749	1555	1555	704	41731	16081	1511	1511	684	684
1900	48686	18753	1626	1626	736	41731	16085	1578	1578	714	714
2000	48686	18757	1695	1695	767	41731	16089	1643	1643	744	744
2100	48686	18761	1763	1763	798	41731	16094	1708	1708	773	773
2200	48686	18765	1830	1830	828	41731	16098	1772	1772	802	802
2300	48686	18770	1895	1895	858	41731	16102	1834	1834	830	830
2400	48686	18774	1961	1961	887	41731	16106	1896	1896	858	858
2500	48686	18778	2025	2025	916	41731	16110	1957	1957	885	885
2600	48686	18782	2088	2088	945	41731	16114	2017	2017	913	913
2700	48686	18786	2150	2150	973	41731	16118	2076	2076	939	939
2800	48686	18790	2212	2212	1001	41731	16123	2135	2135	966	966
2900	48686	18794	2273	2273	1029	41731	16127	2192	2192	992	992
3000	48686	18799	2333	2333	1056	41731	16131	2249	2249	1018	1018
3100	48686	18803	2393	2393	1083	41731	16135	2305	2305	1043	1043
3200	48686	18807	2451	2451	1109	41731	16139	2361	2361	1068	1068
3300	48686	18811	2510	2510	1136	41731	16143	2416	2416	1093	1093
3400	48686	18815	2567	2567	1162	41731	16147	2470	2470	1118	1118
3500	48686	18819	2624	2624	1187	41731	16152	2524	2524	1142	1142

LAVORO: SS131 OSSI RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI						OPERA: ALLINEAMENTI:		MURI TENSITER SU PALI H10			
3600	48686	18823	2680	2680	1213	41731	16156	2577	2577	1166	1166
3700	48686	18828	2736	2736	1238	41731	16160	2629	2629	1190	1190
3800	48686	18832	2791	2791	1263	41731	16164	2681	2681	1213	1213
3900	48686	18836	2846	2846	1288	41731	16168	2733	2733	1237	1237
4000	48686	18840	2900	2900	1312	41731	16172	2784	2784	1260	1260
4100	48686	18844	2953	2953	1336	41731	16176	2834	2834	1282	1282
4200	48686	18848	3006	3006	1360	41731	16181	2884	2884	1305	1305
4300	48686	18852	3059	3059	1384	41731	16185	2933	2933	1327	1327
4400	48686	18857	3111	3111	1408	41731	16189	2982	2982	1350	1350
4500	48686	18861	3163	3163	1431	41731	16193	3031	3031	1371	1371
4600	48686	18865	3214	3214	1454	41731	16197	3079	3079	1393	1393
4700	48686	18869	3264	3264	1477	41731	16201	3127	3127	1415	1415
4800	48686	18873	3315	3315	1500	41731	16205	3174	3174	1436	1436
4900	48686	18877	3365	3365	1522	41731	16210	3221	3221	1457	1457
5150	48686	18888	3488	3488	1578	41731	16220	3336	3336	1510	1510
5400	48686	18898	3608	3608	1633	41731	16230	3450	3450	1561	1561
5650	48686	18908	3727	3727	1686	41731	16241	3561	3561	1611	1611
5900	48686	18919	3843	3843	1739	41731	16251	3669	3669	1660	1660
6150	48686	18929	3957	3957	1790	41731	16261	3777	3777	1709	1709
6400	48686	18939	4069	4069	1841	41731	16272	3882	3882	1756	1756

Resistenza di progetto del palo singolo alle azioni trasversali  
Palo impedito di ruotare in testa (incastro)



ALLINEAMENTO	PALO SINGOLO				PALIFICATA						
	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	η (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
H10	2771.4	939	398.0	42%	3574.7	1142	15.0	80%	13704	5970.0	44%