

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri Dott. Ing. F. Durastanti Dott. Ing. V. Truffini Dott. Arch. A. Bracchini Dott. Ing. L. Nani	Dott. Ing. M. Abram Dott. Ing. F. Pambianco Dott. Ing. M. Briganti Botta Dott. Ing. L. Gagliardini Dott. Geol. G. Cerquiglini
---	--	---

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci Dott. Ing. A. Signorelli Dott. Ing. E. Moscatelli Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Lucibello Dott. Arch. G. Guastella Dott. Geol. M. Leonardi Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi Dott. Ing. M. Panfili Dott. Arch. P. Ghirelli Dott. Ing. D. Pelle	Dott. Ing. L. Ragnacci Dott. Arch. A. Strati Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Carlacchini Dott. Ing. S. Sacconi Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. F. Aloe Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. V. Rotisciani Dott. Ing. G. Pulli Dott. Ing. F. Macchioni	Dott. Ing. G. Verini Supplizi Dott. Ing. V. Piunno Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**LOTTO 4
SOTTOVIA
SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82
RELAZIONE DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04ST01STRRE01A			
L0408Z	E	2101	T04ST01STRRE01		B	-
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS - SET 2021		SET 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI
A	EMISSIONE		GIU 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
3	MATERIALI.....	9
3.1	CALCESTRUZZO	9
3.1.1	Magrone.....	9
3.1.2	Fondazione.....	9
3.1.3	Elevazione	9
3.2	ACCIAIO.....	9
3.2.1	Acciaio di armatura.....	9
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
5	SCATOLARE.....	11
5.1	TERRENI.....	11
5.2	GEOMETRIA.....	12
5.3	METODI DI CALCOLO	12
5.3.1	Calcolo del carico sulla calotta: pressione geostatica.....	12
5.3.2	Spinta sui piedritti.....	12
5.3.3	Strategia di soluzione.....	13
5.4	CONDIZIONI DI CARICO	14
5.5	AZIONE SISMICA	16
5.6	COMBINAZIONI DI CARICO	17
5.7	IMPOSTAZIONI DI PROGETTO	20
5.7.1	Stato limite ultimo	20
5.7.2	Stato limite di esercizio.....	22
5.8	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	23

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

5.9	INVILUPPO PRESSIONI TERRENO	24
5.10	VERIFICHE GEOTECNICHE	26
5.11	SCHEMA ARMATURE.....	29
5.12	VERIFICHE STRUTTURALI	29
	5.12.1Fondazione.....	30
	5.12.2Traverso	31
	5.12.3Piedritti	33
6	MURI AD U	36
6.1	TERRENI.....	36
6.2	GEOMETRIA.....	37
6.3	METODI DI CALCOLO	37
	6.3.1 Spinta sui piedritti.....	37
	6.3.2 Strategia di soluzione.....	38
6.4	CONDIZIONI DI CARICO	39
6.5	AZIONE SISMICA	40
6.6	COMBINAZIONI DI CARICO	41
6.7	IMPOSTAZIONI DI PROGETTO	44
	6.7.1 Stato limite ultimo	44
	6.7.2 Stato limite di esercizio.....	46
6.8	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	46
6.9	INVILUPPO PRESSIONI TERRENO	48
6.10	VERIFICHE GEOTECNICHE	49
6.11	SCHEMA ARMATURE.....	52
6.12	VERIFICHE STRUTTURALI	52
	6.12.1Fondazione.....	53

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

6.12.2	Piedritti	54
7	MURO AD L TIPO 1.....	57
7.1	TERRENI.....	57
7.2	GEOMETRIA.....	58
7.3	METODI DI CALCOLO.....	59
7.3.1	Metodo di Culmann	59
7.3.2	Spinta in presenza di sisma.....	60
7.3.3	Verifica a ribaltamento	60
7.3.4	Verifica a scorrimento.....	61
7.3.5	Verifica al carico limite.....	62
7.3.6	Verifica alla stabilità globale.....	63
7.4	NORMATIVA.....	64
7.5	CONDIZIONI DI CARICO	65
7.6	AZIONE SISMICA	66
7.7	COMBINAZIONI DI CARICO	66
7.8	IMPOSTAZIONI DI ANALISI	69
7.9	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	70
7.9.1	Paramento	70
7.9.2	Fondazione.....	72
7.10	SCHEMA ARMATURE.....	74
7.11	VERIFICHE STRUTTURALI	74
7.11.1	Paramento	74
7.11.2	Fondazione.....	76
7.12	VERIFICHE GEOTECNICHE	79
8	MURO AD L TIPO 2.....	81

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

8.1	TERRENI	81
8.2	GEOMETRIA	82
8.3	METODI DI CALCOLO	83
	8.3.1 Metodo di Culmann	83
	8.3.2 Spinta in presenza di sisma.....	84
	8.3.3 Verifica a ribaltamento	84
	8.3.4 Verifica a scorrimento.....	85
	8.3.5 Verifica al carico limite.....	86
	8.3.6 Verifica alla stabilità globale.....	87
8.4	NORMATIVA	88
8.5	CONDIZIONI DI CARICO	89
8.6	AZIONE SISMICA	90
8.7	COMBINAZIONI DI CARICO	90
8.8	IMPOSTAZIONI DI ANALISI	93
8.9	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	94
	8.9.1 Paramento	94
	8.9.2 Fondazione.....	96
8.10	SCHEMA ARMATURE	98
8.11	VERIFICHE STRUTTURALI	98
	8.11.1Paramento	98
	8.11.2Fondazione.....	100
8.12	VERIFICHE GEOTECNICHE	103
9	INCIDENZE	105
10	DICHIARAZIONI SECONDO §10.2 DELLE NTC2008	106
11	ALLEGATI	108

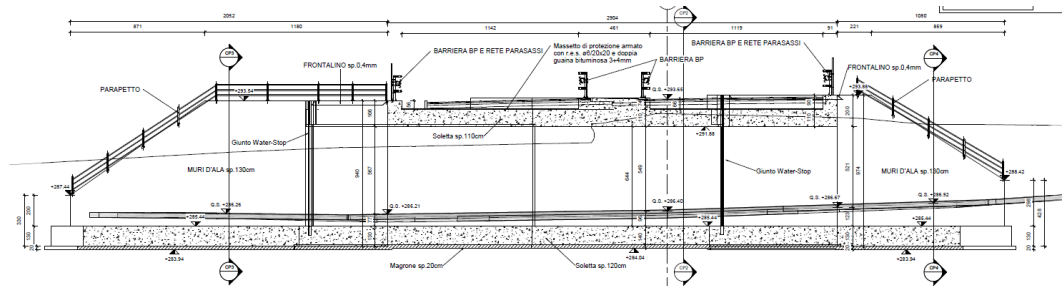
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

11.1 SCATOLARE.....	108
11.2 MURI AD U	166
11.3 MURO AD L TIPO 1.....	203
11.4 MURO AD L TIPO 2.....	226

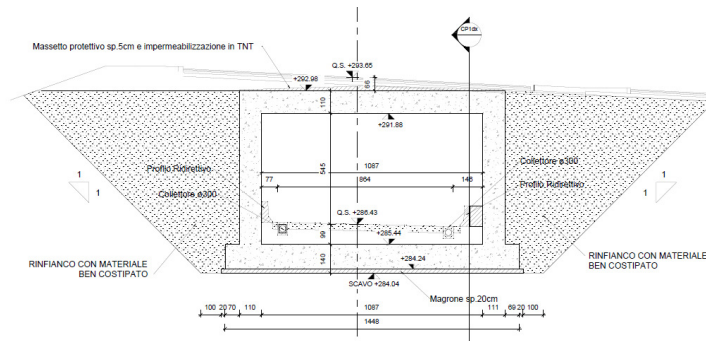
1 PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito del progetto esecutivo «Itinerario Ragusa - Catania, Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 di "Chiaromonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della "Ragusana"».

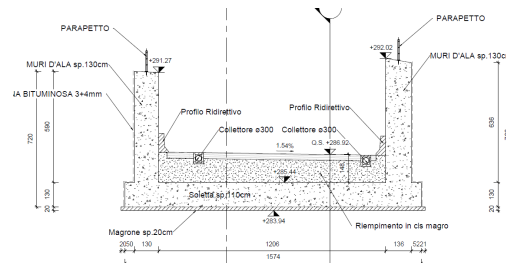
In particolare questo documento riguarda la progettazione strutturale del sottovia al km 0+166 - sec. 82. L'opera in esame è costituita da uno scatolare gettato in opera di larghezza interna variabile tra 9.31÷11.02 m ed altezza interna pari a 6.44 m. Lo spessore della fondazione è pari a 120 cm mentre quello della soletta superiore e dei piedritti a 110 cm. Gli imbocchi dell'opera sono realizzati tramite muri ad U aventi fondazione e piedritti di spessore 130 cm. In corrispondenza dell'imbocco nord sono inoltre presenti due tipologie di muri ad L.



Sezione longitudinale

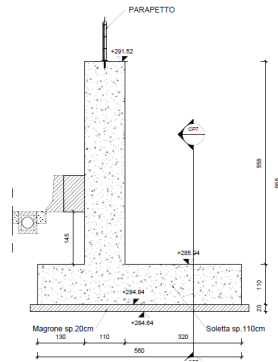


Sezione trasversale sottovia

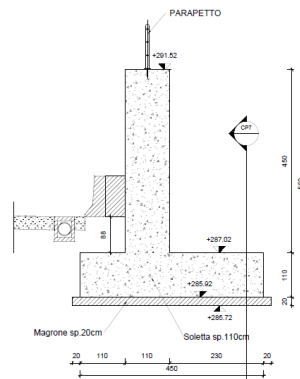


Sezione trasversale muri di imbocco

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82



Sezione trasversale muro ad L tipo 1



Sezione trasversale muro ad L tipo 2

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano le normative assunte come riferimento per la progettazione.

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996 Istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- UNI EN 206: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie;
- EC 7: Progettazione geotecnica;
- OPCM 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003 "Normativa sismica";
- OPCM 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per le opere in progetto.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza C12/15

3.1.2 Fondazione

Classe di resistenza C32/40
Resistenza cubica caratteristica, R_{ck} 40.00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica, f_{ck} 33.20 MPa
Resistenza di calcolo, f_{cd} 18.81 MPa
Classe di consistenza Slump S4
Max dimensione aggregato 30 mm
Classe di esposizione XA2
Copriferro 40 mm

3.1.3 Elevazione

Classe di resistenza C32/40
Resistenza cubica caratteristica, R_{ck} 40.00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica, f_{ck} 33.20 MPa
Resistenza di calcolo, f_{cd} 18.81 MPa
Classe di consistenza Slump S4
Max dimensione aggregato 25 mm
Classe di esposizione XA2
Copriferro 40 mm

3.2 ACCIAIO

3.2.1 Acciaio di armatura

Tipo B450C
Resistenza caratteristica, f_{yk} 450.0 MPa
Resistenza di calcolo, f_{yd} 391.3 MPa

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

I dati relativi ai terreni e alla falda sono stati desunti dalla relazione geotecnica. Di seguito viene riportata la caratterizzazione geotecnica in corrispondenza dell'opera.

<i>Strato</i>	<i>Unità geotecnica</i>	<i>z</i> <i>[m da p.c.]</i>	<i>γ</i> <i>(kN/m³)</i>	<i>φ'</i> <i>(°)</i>	<i>c'</i> <i>(kPa)</i>	<i>c_u</i> <i>(kPa)</i>	<i>σ_c</i> <i>(MPa)</i>	<i>RQD</i>	<i>GSI</i>	<i>E</i> <i>(MPa)</i>
1	Qcs – sabbia limosa	0 – 7.5	19-21	38-42	0	-	-	-	-	50
2	Pvl-R2 – roccia	7.5 – 15.1	23-25	-	-	-	30-40	40	50	300-600

La falda è collocata a -6.80 m da p.c.

Per il terreno da rilevato si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche:

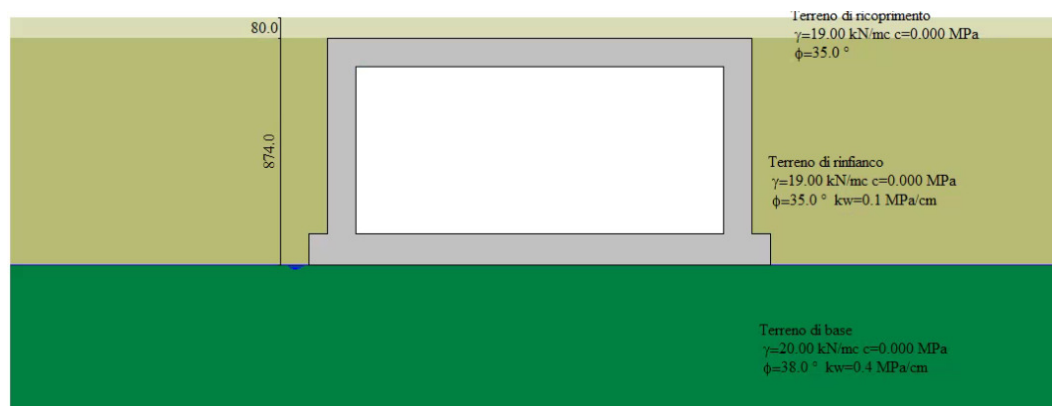
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

5 SCATOLARE

Il calcolo dell'opera è stato effettuato tramite il software SCAT 10.0 distribuito dalla Aztec Informatica. È stata analizzata una striscia di scatolare della lunghezza di 1 m.

Il sottovia non ha una pianta rettangolare; per questo motivo, nei calcoli, è stata considerata la luce massima (14.18 m).

5.1 TERRENI



Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	0.80	[m]
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[MPa]

Strato di rinfiaccio

Descrizione	Terreno di rinfiaccio	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.150	[MPa/cm]

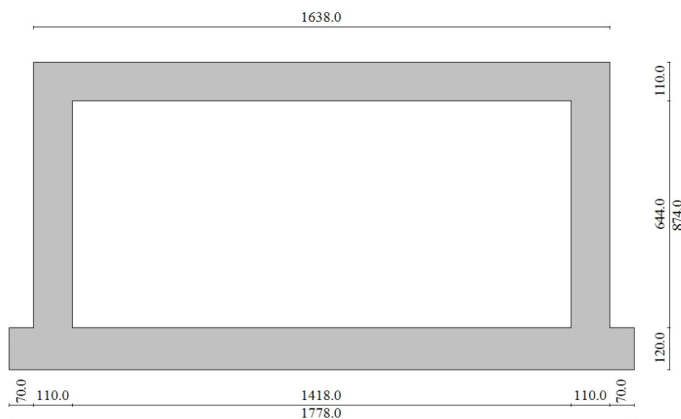
Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	38.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25.33	[°]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.400	[MPa/cm]
Tensione ammissibile	9.000	[MPa]

5.2 GEOMETRIA



Altezza esterna	8.74	[m]
Larghezza esterna	16.38	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.70	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.70	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.10	[m]
Spessore piedritto destro	1.10	[m]
Spessore fondazione	1.20	[m]
Spessore trasverso	1.10	[m]

5.3 METODI DI CALCOLO

5.3.1 Calcolo del carico sulla calotta: pressione geostatica

La pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

5.3.2 Spinta sui piedritti

5.3.2.1 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di

sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

5.3.2.2 Spinta a riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

5.3.2.3 Spinta in presenza di sisma: formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide. Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_T$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

5.3.3 Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

5.4 CONDIZIONI DI CARICO

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

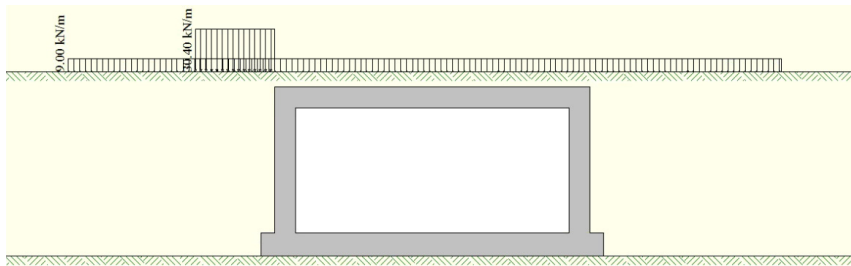
Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Per il carico stradale è stato considerato lo schema di carico 1 delle NTC2008, e nel dettaglio i carichi relativi alla corsia n° 1, ovvero la più caricata. Il carico è stato ricavato distribuendo il carico tandem ($2Q_{1k} = 600 \text{ kN}$) attraverso la pavimentazione (con una pendenza di 45°), poi attraverso il ricoprimento (con pendenza pari all'angolo di attrito del terreno) e infine attraverso la soletta di copertura, fino all'asse dell'elemento (con una pendenza di 45°). A tale pressione è stato aggiunto il carico distribuito q_{1k} pari a 9 kN/m^2 . Di tale carico stradale sono state considerate tre posizioni in modo tale da massimizzare le sollecitazioni sui vari elementi costituenti la struttura.

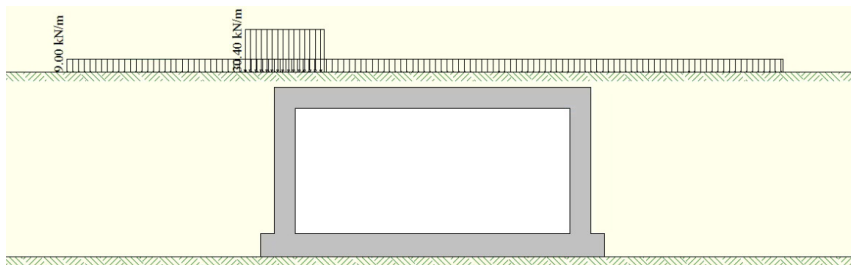
Condizione di carico n° 7 (Stradale 1)

Distr	Terreno	$X_i = -3.40$	$X_f = 0.70$	$V_{ni} = 30.40$	$V_{nf} = 30.40$
Distr	Terreno	$X_i = -10.00$	$X_f = 27.00$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$



Condizione di carico n° 8 (Stradale 2)

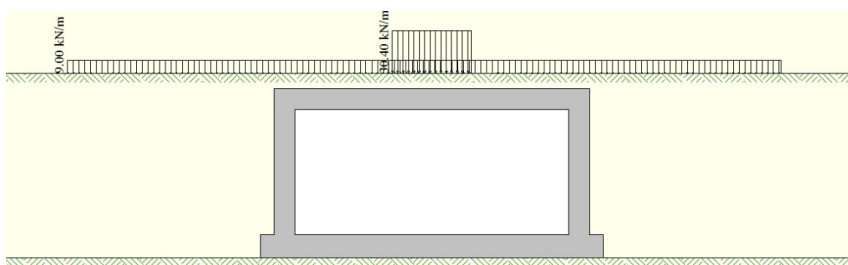
Distr	Terreno	$X_i = -0.80$	$X_f = 3.30$	$V_{ni} = 30.40$	$V_{nf} = 30.40$
Distr	Terreno	$X_i = -10.00$	$X_f = 27.00$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$



Condizione di carico n° 9 (Stradale 3)

Distr	Terreno	$X_i = 6.84$	$X_f = 10.94$	$V_{ni} = 30.40$	$V_{nf} = 30.40$
Distr	Terreno	$X_i = -10.00$	$X_f = 27.00$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82



La forza di frenatura è stata ricavata dalla formula 5.1.4 delle NTC2008, sotto riportata.

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata poi ripartita trasversalmente, con il metodo precedentemente illustrato, e longitudinalmente (sulla luce L dello scatolare).

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 16,38 = 404,2 \text{ kN}$$

$$p = q_3 / (B \cdot L) = 404,2 / (4,86 \cdot 16,38) = 5,1 \text{ kN/m}^2$$

Condizione di carico n° 10 (Frenatura)

Distr	Traverso	$X_i = 0,70$	$X_f = 17,08$	$V_{ni} = 0,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 5,10$	$V_{tf} = 5,10$
-------	----------	--------------	---------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

5.5 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Sito	Latitudine: 37.220183; Longitudine: 14.869322
Vita nominale, V_N	50 anni
Coefficiente d'uso, C_U	2.00
Categoria stratigrafica	B
Categoria topografica	T1

Accelerazione al suolo $a_g =$	3.80 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.04
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g \cdot \beta_m \cdot St \cdot S_s) = 40,22$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0,50 \cdot k_h = 20,11$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood

5.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
- Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
- C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008 – Approccio 2 (A1+M1+R3)

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
- γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
- γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
- γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
- γ_Q Coefficiente parziale sulle azioni variabili
- $\gamma_{\tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
- $\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
- γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
- γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.75$ $\Psi_1 = 0.75$ $\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 1	1.35	1.00	1.35

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 2	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 3	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 1	1.35	1.00	1.35
Frenatura	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 2	1.35	1.00	1.35
Frenatura	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 3	1.35	1.00	1.35
Frenatura	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 11 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 12 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 13 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 14 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	0.75	0.75

5.7 IMPOSTAZIONI DI PROGETTO

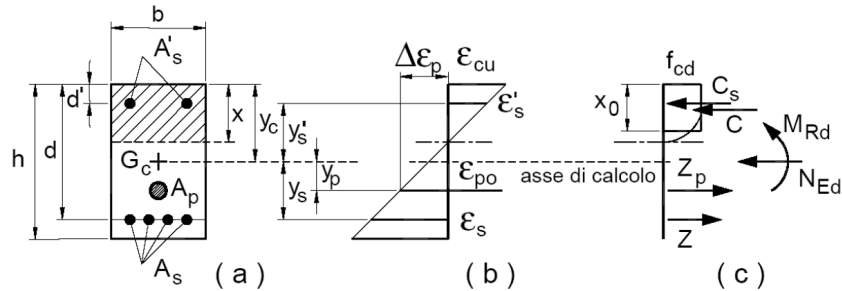
5.7.1 Stato limite ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c 1.50

Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15

5.7.1.1 Verifica a pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC2008, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.7.1.2 Verifica a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

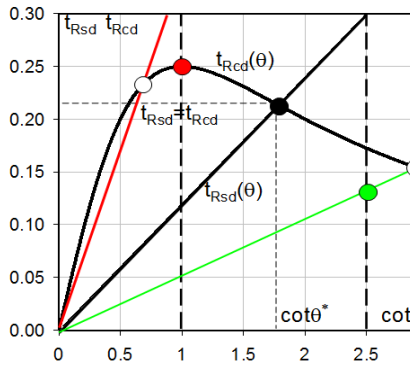
In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

con $1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$.

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC2008, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione. $1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$ $45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$.



- Se la $\text{cot}\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\text{cot}\theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\text{cot}\theta=2,5$.
- Se la $\text{cot}\theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\text{cot}\theta=1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\text{cot } \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

con

θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature;

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5;$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;

α_c = coefficiente maggiorativo che tiene conto dell'eventuale compressione del calcestruzzo;

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

5.7.2 Stato limite di esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

$$0.60 f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

$$0.45 f_{ck} = 14.9 \text{ MPa}$$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$$0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure

$$w_1=0.20$$

$$w_2=0.30$$

$$w_3=0.40$$

SLE frequente: $w < w_2$
SLE quasi permanente: $w < w_1$

Copriferro sezioni 5.00 [cm]

5.8 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.00	0.00	0.00	5.41	12.88	-81.04	-0.41
4.40	93.51	516.83	-262.93	-159.12	216.65	542.82
8.89	449.41	970.67	-5.93	13.58	216.65	597.04
13.38	105.70	557.55	164.54	267.92	216.65	651.26
17.78	0.00	0.00	-13.04	-5.65	-0.55	78.81

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.25	-1267.10	-578.08	275.91	617.37	116.71	433.99
5.07	157.58	628.01	133.92	350.75	131.32	476.25
8.89	397.95	1326.39	-17.56	0.00	142.00	518.50
12.68	99.73	590.88	-361.07	-149.11	142.00	560.47
16.53	-1359.65	-629.54	-629.46	-292.05	142.00	603.00

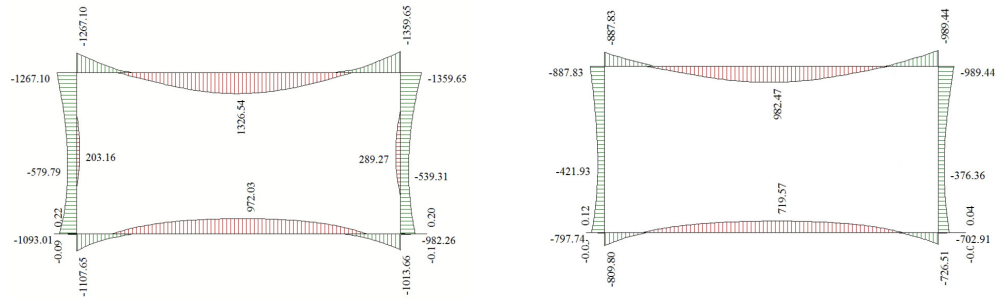
Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-1093.01	-642.42	217.75	570.81	442.66	899.14
4.39	-594.80	202.56	-65.24	12.50	359.28	758.26
8.19	-1267.10	-578.08	-433.99	-116.71	275.91	617.37

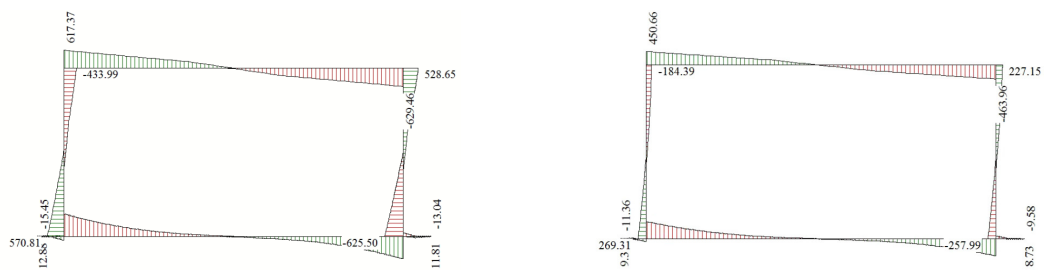
Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-982.26	-610.04	-625.50	-216.35	458.80	911.24
4.39	-564.33	289.27	8.65	81.77	375.42	770.35
8.19	-1359.65	-629.54	142.00	528.65	292.05	629.46

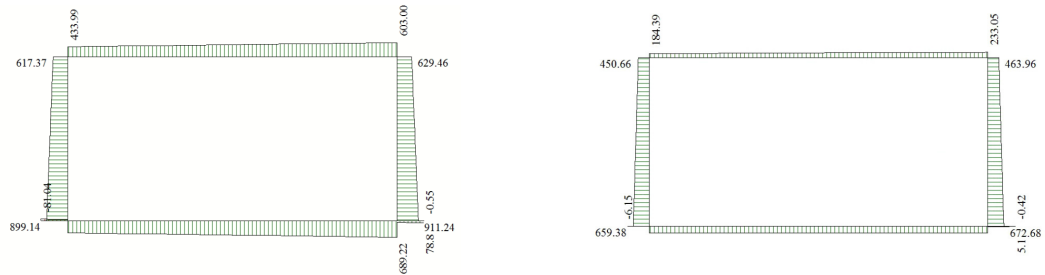
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82



Involuppo momento flettente (a sinistra SLU, a destra SLE)



Involuppo taglio (a sinistra SLU, a destra SLE)



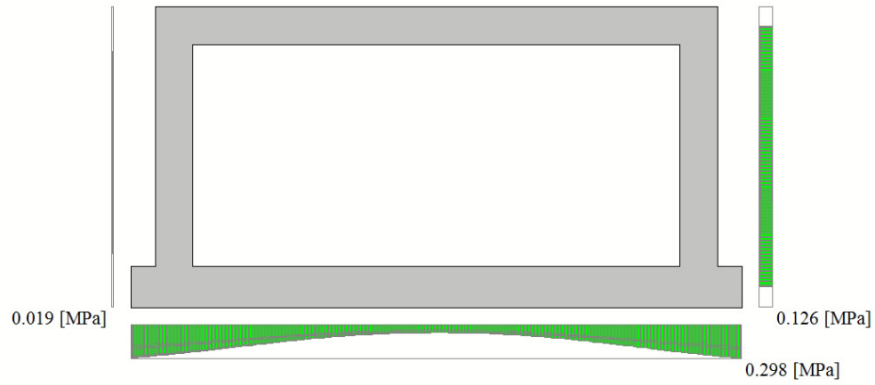
Involuppo sforzo normale (a sinistra SLU, a destra SLE)

5.9 INVILUPPO PRESSIONI TERRENO

Involuppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [MPa]	σ_{tmax} [MPa]
0.00	0.126	0.294
4.40	0.086	0.153
8.89	0.051	0.073
13.38	0.088	0.150
17.78	0.131	0.298

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82



Inviluppo pressione terreno

5.10 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguente paragrafo si riporta la verifica di capacità portante della fondazione.

Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

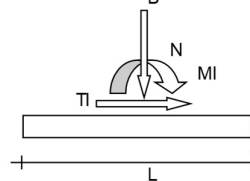
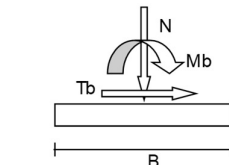
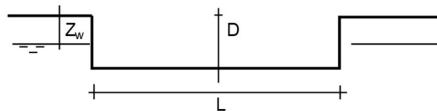
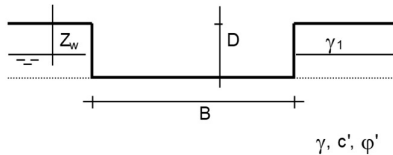
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

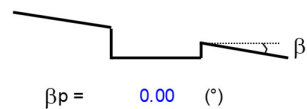
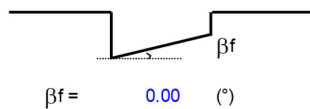
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 16.10 (m)
L = 29.00 (m)
D = 9.54 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 38.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 38.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 16.37 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 16.10 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 29.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 181.26 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 14.24 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$$

$$N_q = 48.93$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$$

$$N_c = 61.35$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

$$N_\gamma = 78.02$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.44$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \phi' / L^*$$

$$s_q = 1.43$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.78$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.64 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.36 \quad m = 1.64 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m \quad m = (m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

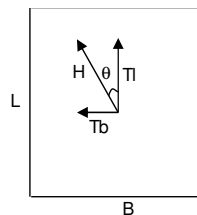
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B * L * c' \cot \varphi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$
 per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.14$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.14$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 21415.08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

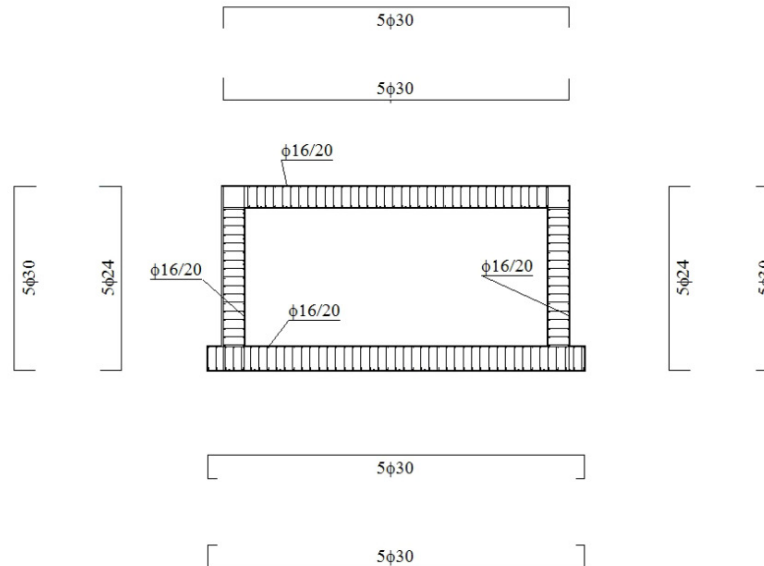
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 21.415 / 2.3 = 9.310 \text{ MPa} > 0.298 \text{ MPa} = E_d$$

La verifica di capacità portante risulta dunque soddisfatta.

5.11 SCHEMA ARMATURE

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio della fondazione, della soletta e dei piedritti è costituita da spilli $\phi 12/20 \times 40$ in corrispondenza degli incastrati, e da spilli $\phi 12/40 \times 40$ nella parte centrale degli elementi.



5.12 VERIFICHE STRUTTURALI

Simbologia adottata ed unità di misura

X Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm

A_{fi} Area armatura inferiore, espressa in cm²

A_{fs} Area armatura superiore, espressa in cm²

CS Coeff. di sicurezza sezione

A_{fi} Area armatura inferiore, espressa in cm²

A_{fs} Area armatura superiore, espressa in cm²

σ_{fi} Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in MPa

σ_{fs} Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in MPa

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in MPa

5.12.1 Fondazione

5.12.1.1 Involuppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione	B = 100 cm		
Altezza sezione	H = 120.00 cm		
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.00	35.34	35.34	27.63
4.40	35.34	35.34	2.43
8.89	35.34	35.34	1.86
13.38	35.34	35.34	2.26
17.78	35.34	35.34	133.94

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	120	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	A _s =	1.13	cm ²
Numero bracci	nb =	5	
As x nb =	A _{sw} =	5.65	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	a =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(N _{ed})	a _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	115	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	1430.26	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	20984.45	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	1430.26	kN

V_{Rd} = 1430.3 kN > V_{Ed} = 267.9 kN Verifica soddisfatta

5.12.1.2 Involuppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione	B = 100 cm				
Altezza sezione	H = 120.00 cm				
X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

0.00	35.34	35.34	0.000	0.839	0.901
4.40	35.34	35.34	2.055	26.507	68.560
8.89	35.34	35.34	3.981	50.044	162.658
13.38	35.34	35.34	2.294	29.433	80.213
17.78	35.34	35.34	0.004	0.068	0.068

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

Verifica a fessurazione



N*	x[m]	Afj[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	0.05	35.34	35.34	-466.6395	-0.0374	0.0000	0.00	0.000
2	0.09	35.34	35.34	-466.6395	-0.0374	0.0000	0.00	0.000
3	0.18	35.34	35.34	-466.6395	-0.1606	0.0000	0.00	0.000
4	0.26	35.34	35.34	-466.6395	-0.3804	0.0000	0.00	0.000
5	0.35	35.34	35.34	-466.6395	-0.7078	0.0000	0.00	0.000
6	0.44	35.34	35.34	-466.6395	-1.1535	0.0000	0.00	0.000
7	0.53	35.34	35.34	-466.6395	-1.7285	0.0000	0.00	0.000
8	0.61	35.34	35.34	-466.6395	-2.4436	0.0000	0.00	0.000
9	0.70	35.34	35.34	-466.6395	-3.3098	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile
9 SLEQ
w max = 0.121 mm
w lim = 0.200 mm



N*	x[m]	Afj[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	0.05	35.34	35.34	-466.6395	-0.0375	0.0000	0.00	0.000
2	0.09	35.34	35.34	-466.6395	-0.0375	0.0000	0.00	0.000
3	0.18	35.34	35.34	-466.6395	-0.1633	0.0000	0.00	0.000
4	0.26	35.34	35.34	-466.6395	-0.3907	0.0000	0.00	0.000
5	0.35	35.34	35.34	-466.6395	-0.7331	0.0000	0.00	0.000
6	0.44	35.34	35.34	-466.6395	-1.2036	0.0000	0.00	0.000
7	0.53	35.34	35.34	-466.6395	-1.8156	0.0000	0.00	0.000
8	0.61	35.34	35.34	-466.6395	-2.5824	0.0000	0.00	0.000
9	0.70	35.34	35.34	-466.6395	-3.5172	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile
11 SLEF
w max = 0.160 mm
w lim = 0.300 mm

5.12.2 Traverso

5.12.2.1 Inviluppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
1.25	35.34	35.34	1.11
5.07	35.34	35.34	1.68
8.89	35.34	35.34	1.16
12.68	35.34	35.34	1.75
16.53	35.34	35.34	1.16

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	110	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	A _s =	1.13	cm ²
Numero bracci	nb =	5	
As x nb =	A _{sw} =	5.65	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	a =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(N _{ed})	a _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	105	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	1305.89	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	19159.72	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	1305.89	kN

V_{Rd} = 1305.9 kN > V_{Ed} = 629.5 kN Verifica soddisfatta

5.12.2.2 Inviluppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1.25	35.34	35.34	5.567	68.303	235.792
5.07	35.34	35.34	2.933	109.031	36.707
8.89	35.34	35.34	6.169	259.563	75.773
12.68	35.34	35.34	2.677	94.661	33.831
16.53	35.34	35.34	6.235	76.788	257.920

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

Verifica a fessurazione

SLE (Quasi Permanente)

N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsn(%)	sn[mm]	w[mm]
1	1.25	35.34	35.34	-395.6291	-629.5437	0.0612	156.10	0.163
2	1.43	35.34	35.34	-395.6291	-570.4528	0.0508	156.10	0.135
3	1.62	35.34	35.34	-395.6291	-512.7971	0.0400	156.10	0.106
4	1.80	35.34	35.34	-395.6291	-456.5766	0.0287	156.10	0.076
5	1.99	35.34	35.34	-395.6291	-400.5629	0.0164	156.10	0.044
6	2.18	35.34	35.34	-395.6291	-346.0504	0.0000	0.00	0.000
7	2.36	35.34	35.34	-395.6291	-293.0390	0.0000	0.00	0.000
8	2.55	35.34	35.34	-395.6291	-241.5288	0.0000	0.00	0.000
9	2.74	35.34	35.34	-395.6291	-191.5197	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

9 SLEQ

w max = 0.163 mm
w lim = 0.200 mm

SLE (Frequente)

N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsn(%)	sn[mm]	w[mm]
1	1.25	35.34	35.34	-395.6291	-861.3304	0.0964	156.10	0.256
2	1.43	35.34	35.34	-395.6291	-784.3295	0.0841	156.10	0.223
3	1.62	35.34	35.34	-395.6291	-708.9906	0.0717	156.10	0.190
4	1.80	35.34	35.34	-395.6291	-635.3138	0.0591	156.10	0.157
5	1.99	35.34	35.34	-395.6291	-561.6817	0.0458	156.10	0.122
6	2.18	35.34	35.34	-395.6291	-489.7881	0.0318	156.10	0.084
7	2.36	35.34	35.34	-395.6291	-419.6330	0.0167	156.10	0.044
8	2.55	35.34	35.34	-395.6291	-351.2163	0.0000	0.00	0.000
9	2.74	35.34	35.34	-395.6291	-284.5381	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

12 SLEF

w max = 0.268 mm
w lim = 0.300 mm

5.12.3 Piedritti

5.12.3.1 Involuppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione	B = 100 cm		
Altezza sezione	H = 110.00 cm		
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.60	22.62	35.34	1.66
4.39	22.62	35.34	4.61
8.19	22.62	35.34	1.30

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	110	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Area di una staffa	As =	1.13	cm ²
Numero bracci	nb =	5	
As x nb =	A _{sw} =	5.65	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	a =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(N _{ed})	a _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	105	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	1305.89	kN
Resistenza a taglio-compresione	V _{Rcd} =	19159.72	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	1305.89	kN

V_{Rd} = 1305.9 kN > V_{Ed} = 625.5 kN Verifica soddisfatta

5.12.3.2 Involuppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 110.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.60	22.62	35.34	4.943	64.367	134.816
4.39	22.62	35.34	2.858	38.297	53.187
8.19	22.62	35.34	6.793	85.999	231.833

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

Verifica a fessurazione



N°	x[m]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	0.60	22.62	35.34	-392.1994	-642.4176	0.0354	156.10	0.094
2	0.70	22.62	35.34	-392.1994	-620.5517	0.0313	156.10	0.083
3	0.80	22.62	35.34	-392.1994	-599.4003	0.0272	156.10	0.072
4	0.90	22.62	35.34	-392.1994	-578.9603	0.0232	156.10	0.061
5	1.00	22.62	35.34	-392.1994	-559.2292	0.0191	156.10	0.051
6	1.10	22.62	35.34	-392.1994	-540.2040	0.0151	156.10	0.040
7	1.20	22.62	35.34	-392.1994	-521.8817	0.0110	156.10	0.029
8	1.30	22.62	35.34	-392.1994	-504.2590	0.0070	156.10	0.018
9	1.40	22.62	35.34	-392.1994	-487.3323	0.0029	156.10	0.008

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

9 SLEQ w max = 0.129 mm
w lim = 0.200 mm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

SLE (Frequente)									
Fondazione	Piedritto Sinistro	Piedritto Centrale	Piedritto Destro	Traverso					
N°	x[m]	Afj[cmq]	Afs[cmq]	Mpl[kNm]	M[kNm]	Epsm[%]	sm[mm]	w[mm]	
1	0.60	22.62	35.34	-392.1994	-699.9899	0.0392	156.10	0.104	
2	0.70	22.62	35.34	-392.1994	-678.5581	0.0353	156.10	0.094	
3	0.80	22.62	35.34	-392.1994	-657.8704	0.0314	156.10	0.083	
4	0.90	22.62	35.34	-392.1994	-637.9257	0.0276	156.10	0.073	
5	1.00	22.62	35.34	-392.1994	-618.7226	0.0239	156.10	0.063	
6	1.10	22.62	35.34	-392.1994	-600.2596	0.0201	156.10	0.053	
7	1.20	22.62	35.34	-392.1994	-582.5348	0.0165	156.10	0.044	
8	1.30	22.62	35.34	-392.1994	-565.5462	0.0128	156.10	0.034	
9	1.40	22.62	35.34	-392.1994	-549.2913	0.0092	156.10	0.024	

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

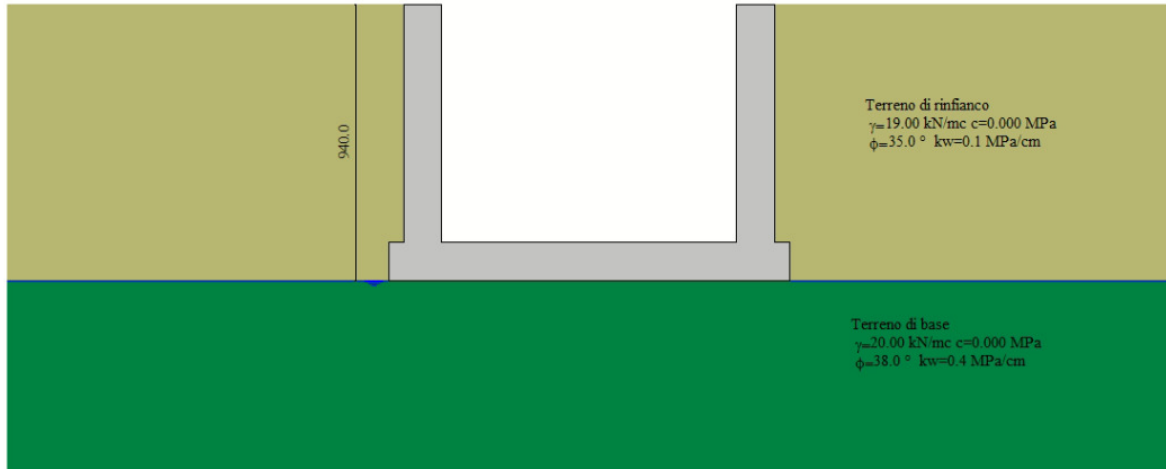
< 12 SLEF > Help

w max = 0.216 mm
w lim = 0.300 mm

6 MURI AD U

Il calcolo dell'opera è stato effettuato tramite il software SCAT 10.0 distribuito dalla Aztec Informatica. È stata analizzata una striscia di muro della lunghezza di 1 m.

6.1 TERRENI



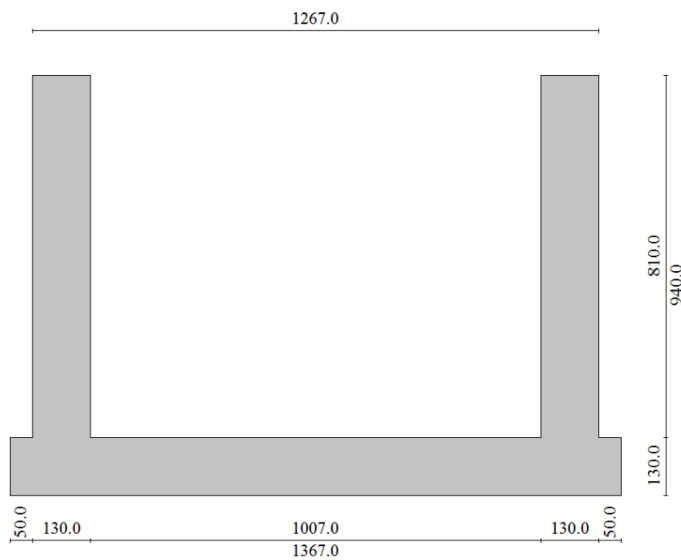
Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.150	[MPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	38.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.400	[MPa/cm]
Tensione ammissibile	9.000	[MPa]

6.2 GEOMETRIA



Altezza esterna	9.40	[m]
Larghezza esterna	12.67	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.50	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.50	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.30	[m]
Spessore piedritto destro	1.30	[m]
Spessore fondazione	1.30	[m]

6.3 METODI DI CALCOLO

6.3.1 Spinta sui piedritti

6.3.1.1 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

6.3.1.2 Spinta a riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

6.3.1.3 Spinta in presenza di sisma: metodo di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

6.3.2 Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidità del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidità di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

6.4 CONDIZIONI DI CARICO

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

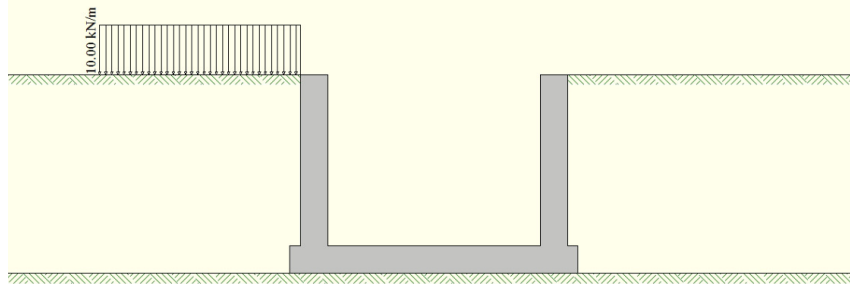
Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Per il calcolo della struttura è stato considerato un carico da cantiere di 10 kN/m².

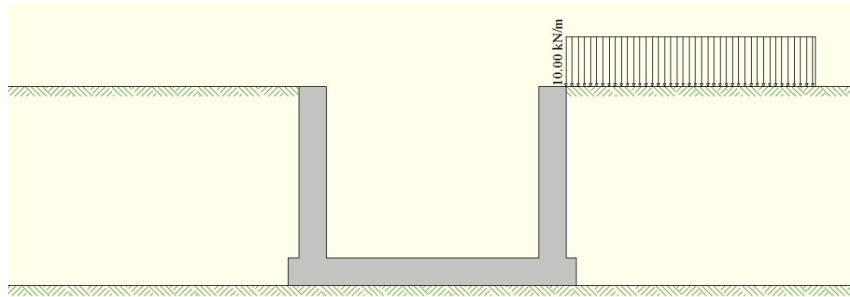
Condizione di carico n° 7 (Carico 1)

Distr Terreno $X_i = -9.00$ $X_f = 0.50$ $V_{ni} = 10.00$ $V_{nf} = 10.00$



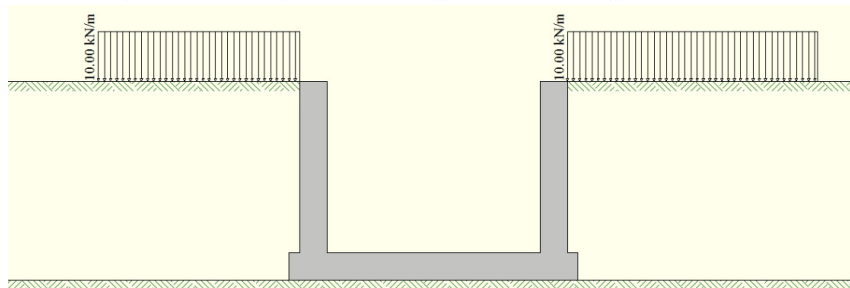
Condizione di carico n° 8 (Carico 2)

Distr Terreno $X_i = 13.17$ $X_f = 25.00$ $V_{ni} = 10.00$ $V_{nf} = 10.00$



Condizione di carico n° 9 (Carico 1+2)

Distr Terreno $X_i = -9.00$ $X_f = 0.50$ $V_{ni} = 10.00$ $V_{nf} = 10.00$
Distr Terreno $X_i = 13.17$ $X_f = 25.00$ $V_{ni} = 10.00$ $V_{nf} = 10.00$



6.5 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Sito	Latitudine: 37.220183; Longitudine: 14.869322
Vita nominale, V_N	50 anni
Coefficiente d'uso, C_U	2.00
Categoria stratigrafica	B
Categoria topografica	T1

Accelerazione al suolo $a_g =$	3.80 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.04
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 40.22$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 20.11$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood

6.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
- Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
- C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008 – Approccio 2 (A1+M1+R3)

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Coesione efficace		γ_c	1.00
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00
Peso dell'unità di volume		γ_γ	1.00
Coeff. di combinazione	$\Psi_0 = 0.75$	$\Psi_1 = 0.75$	$\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico 1	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico 2	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico 1+2	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1+2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 10 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 2	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1+2	1.00	1.00	1.00

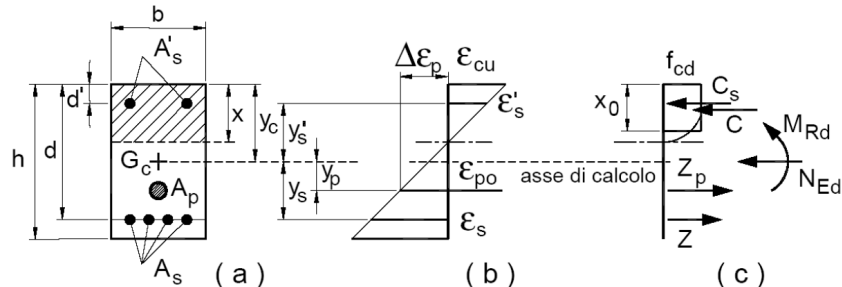
6.7 IMPOSTAZIONI DI PROGETTO

6.7.1 Stato limite ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15

6.7.1.1 Verifica a pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC2008, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.7.1.2 Verifica a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

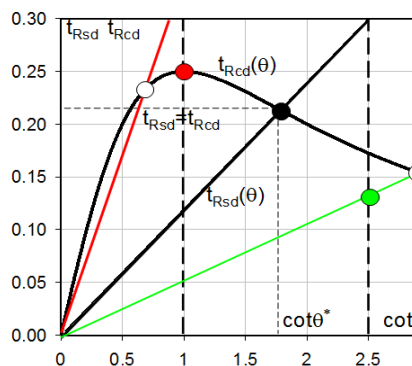
In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

con $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$.

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC2008, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione. $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$ $45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$.



- Se la $\text{cot} \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\text{cot} \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasve e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio soppc dalle armature trasversali valutabile per una $\text{cot} \theta = 2,5$.
- Se la $\text{cot} \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compress taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato bielle di calcestruzzo valutabile per una $\text{cot} \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\text{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

con

θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature;

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5;$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;

α_c = coefficiente maggiorativo che tiene conto dell'eventuale compressione del calcestruzzo;

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

6.7.2 Stato limite di esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) $0.60 f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) $0.45 f_{ck} = 14.9 \text{ MPa}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) $0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

SLE frequente: $w < w_2$

SLE quasi permanente: $w < w_1$

Copriferro sezioni 5.00 [cm]

6.8 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	-139.96	13.45
3.38	-3259.45	-286.75	-524.27	-188.31	309.74	958.17
6.83	-1977.02	53.04	-257.81	24.91	309.74	1003.34
10.29	-1748.98	-286.75	141.94	299.95	309.74	1048.50
13.67	0.00	0.00	-3.81	0.00	-14.71	137.19

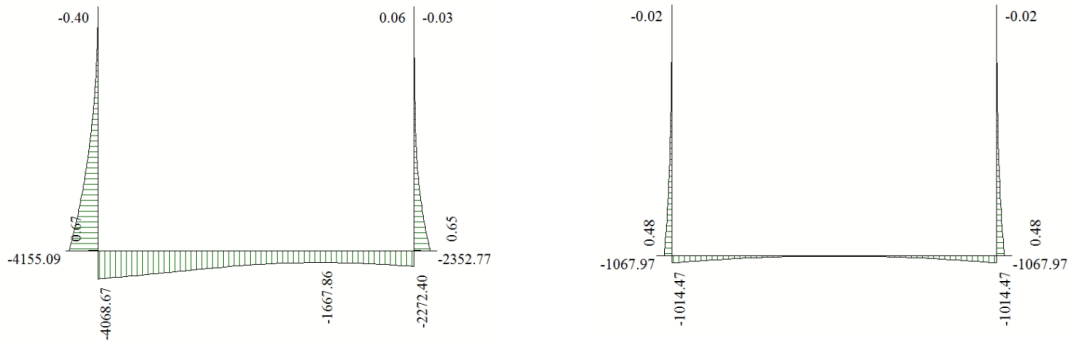
Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-4155.09	-904.73	310.17	1053.11	227.19	383.91
5.03	-925.72	-113.12	77.55	449.02	113.59	191.95
9.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

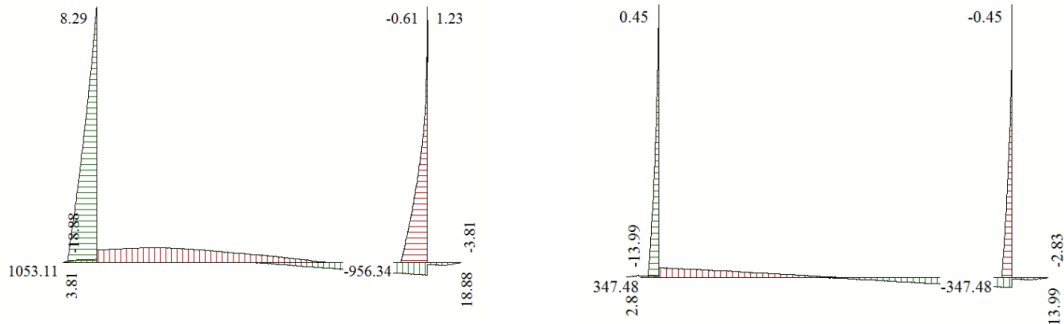
Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-2352.77	-904.73	-956.34	-310.17	227.19	383.91
5.03	-207.81	-113.12	-152.41	-77.55	113.59	191.95
9.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

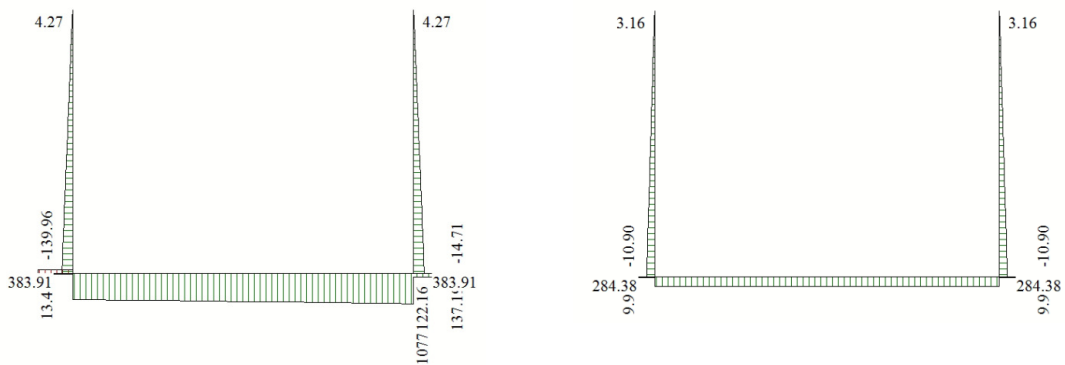
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82



Inviluppo momento flettente (a sinistra SLU, a destra SLE)



Inviluppo taglio (a sinistra SLU, a destra SLE)

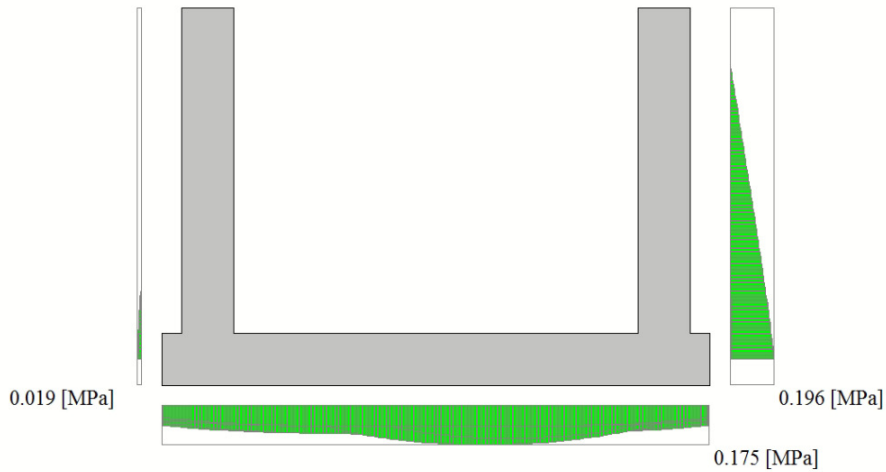


Inviluppo sforzo normale (a sinistra SLU, a destra SLE)

6.9 INVILUPPO PRESSIONI TERRENO

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [MPa]	σ_{tmax} [MPa]
0.00	0.000	0.092
3.38	0.000	0.123
6.83	0.089	0.169
10.29	0.089	0.152
13.67	0.009	0.092



Inviluppo pressione terreno

6.10 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguente paragrafo si riporta la verifica di capacità portante della fondazione.

Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

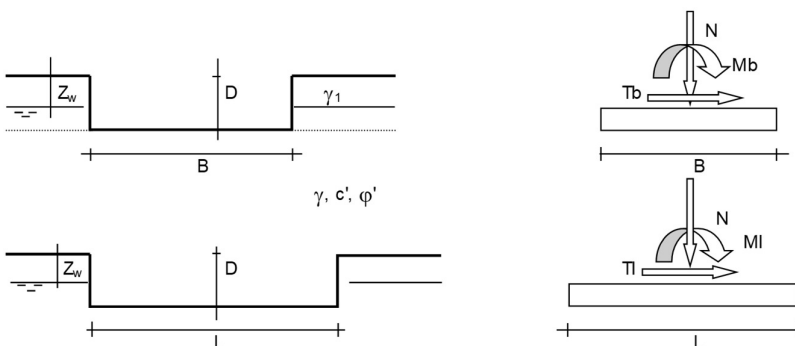
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

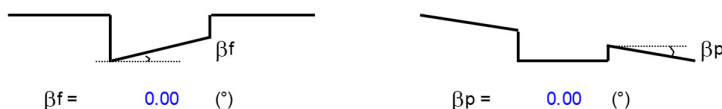
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	⊙	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili			1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 11.47 (m)
L = 20.44 (m)
D = 9.20 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 38.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 38.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 16.03 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 11.47 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 20.44 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 174.80 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 15.95 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$$

$$N_q = 48.93$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$$

$$N_c = 61.35$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

$$N_\gamma = 78.02$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.45$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \phi' / L^*$$

$$s_q = 1.44$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.78$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.64 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.36 \quad m = 1.64 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

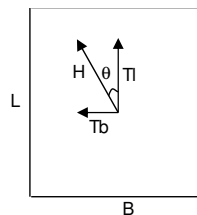
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B * L * c' \cot \phi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 / B^*$
per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.19$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.19$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

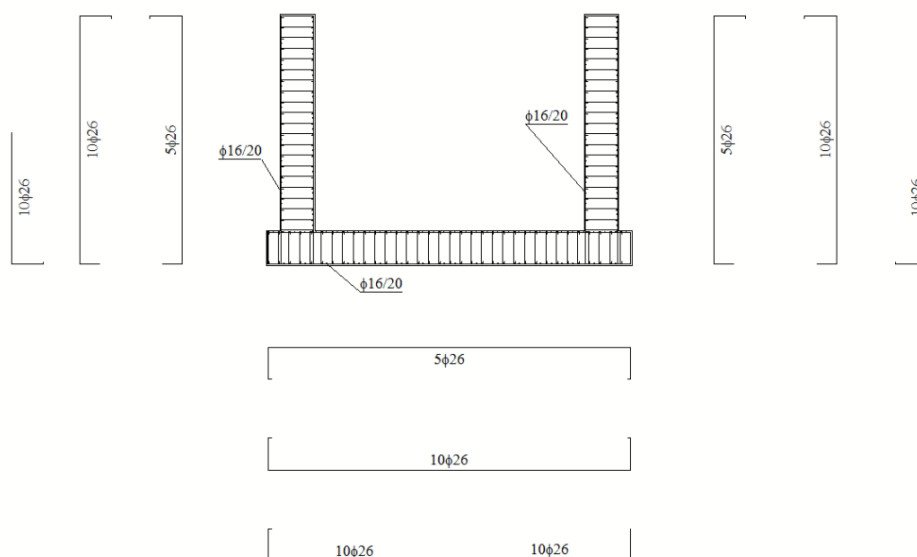
$$q_{lim} = 20118.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 20.118 / 2.3 = 8.747 \text{ MPa} > 0.175 \text{ MPa} = E_d$$

La verifica di capacità portante risulta dunque soddisfatta.

6.11 SCHEMA ARMATURE

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio della fondazione e dei piedritti è costituita da spilli $\phi 12/20 \times 40$ in corrispondenza degli incastri, e da spilli $\phi 12/40 \times 40$ nella parte centrale degli elementi.



6.12 VERIFICHE STRUTTURALI

Simbologia adottata ed unità di misura

X Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm

A_{fi} Area armatura inferiore, espresse in cm²

A_{fs} Area armatura superiore, espresse in cm²

CS Coeff. di sicurezza sezione

A_{fi} Area armatura inferiore, espressa in cm²

A_{fs} Area armatura superiore, espressa in cm²

σ_{fi} Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in MPa

σ_{fs} Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in MPa

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espresse in MPa

6.12.1 Fondazione

6.12.1.1 Involuppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione	B = 100 cm		
Altezza sezione	H = 130.00 cm		
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.00	106.19	26.55	12.28
3.38	106.19	26.55	1.46
6.83	53.09	26.55	1.42
10.29	106.19	26.55	3.24
13.67	53.09	26.55	40.86

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	130	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	A _s =	1.13	cm ²
Numero bracci	nb =	5	
As x nb =	A _{sw} =	5.65	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	a =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(N _{ed})	a _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	125	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	1554.63	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	22809.19	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	1554.63	kN

V_{Rd} = 1554.6 kN > V_{Ed} = 524.3 kN Verifica soddisfatta

6.12.1.2 Involuppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione	B = 100 cm
Altezza sezione	H = 130.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.00	106.19	26.55	0.007	0.475	2.204
3.38	106.19	26.55	1.611	22.269	22.315
6.83	53.09	26.55	0.362	5.127	5.292
10.29	106.19	26.55	1.611	22.269	22.315
13.67	53.09	26.55	0.008	0.950	2.204

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

Verifica a fessurazione



N°	x[m]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	E _{psm} (%)	sm[mm]	w[mm]
1	0.05	106.19	26.55	-552.2914	-0.4119	0.0000	0.00	0.000
2	0.08	106.19	26.55	-552.2914	-0.4119	0.0000	0.00	0.000
3	0.17	106.19	26.55	-552.2914	-1.6423	0.0000	0.00	0.000
4	0.25	106.19	26.55	-552.2914	-3.6857	0.0000	0.00	0.000
5	0.33	106.19	26.55	-552.2914	-6.5368	0.0000	0.00	0.000
6	0.42	106.19	26.55	-552.2914	-10.1901	0.0000	0.00	0.000
7	0.50	106.19	26.55	-552.2914	-14.6402	0.0000	0.00	0.000
8	0.59	106.19	26.55	-552.2914	-19.8677	0.0000	0.00	0.000
9	0.69	106.19	26.55	-552.2914	-24.7434	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile
6 SLEQ
w max = 0.026 mm
w lim = 0.200 mm



N°	x[m]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	E _{psm} (%)	sm[mm]	w[mm]
1	0.05	106.19	26.55	-552.2914	-0.4658	0.0000	0.00	0.000
2	0.08	106.19	26.55	-552.2914	-0.4658	0.0000	0.00	0.000
3	0.17	106.19	26.55	-552.2914	-1.8561	0.0000	0.00	0.000
4	0.25	106.19	26.55	-552.2914	-4.1640	0.0000	0.00	0.000
5	0.33	106.19	26.55	-552.2914	-7.3822	0.0000	0.00	0.000
6	0.42	106.19	26.55	-552.2914	-11.5039	0.0000	0.00	0.000
7	0.50	106.19	26.55	-552.2914	-16.5219	0.0000	0.00	0.000
8	0.59	106.19	26.55	-552.2914	-22.4650	0.0000	0.00	0.000
9	0.69	106.19	26.55	-552.2914	-28.1109	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile
7 SLEF
w max = 0.034 mm
w lim = 0.300 mm

6.12.2 Piedritti

6.12.2.1 Involuppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione

B = 100 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Altezza sezione		H = 130.00 cm	
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.65	26.55	106.19	1.19
5.03	26.55	53.09	1.81
9.40	26.55	53.09	1000.00

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	130	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	A _s =	1.13	cm ²
Numero bracci	nb =	5	
As x nb =	A _{sw} =	5.65	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	a =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	a _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	125	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	1554.63	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	22809.19	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	1554.63	kN

V_{Rd} = 1554.6 kN > V_{Ed} = 1053.1 kN Verifica soddisfatta

6.12.2.2 Inviluppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione		B = 100 cm			
Altezza sezione		H = 130.00 cm			
X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.65	26.55	106.19	3.825	51.869	80.118
5.03	26.55	53.09	0.727	9.880	14.656
9.40	26.55	53.09	0.000	0.000	0.000

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica a fessurazione

SLE (Quasi Permanente)

Fondazione Piedritto Sinistro Piedritto Centrale Piedritto Destro Trasverso

N°	x[m]	Afj[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	0.65	26.55	106.19	-640.0845	-904.7256	0.0221	80.61	0.030
2	0.75	26.55	106.19	-640.0845	-874.9035	0.0205	80.61	0.028
3	0.84	26.55	106.19	-640.0845	-845.7440	0.0190	80.61	0.026
4	0.94	26.55	106.19	-640.0845	-817.2398	0.0174	80.61	0.024
5	1.04	26.55	106.19	-640.0845	-789.3836	0.0159	80.61	0.022
6	1.14	26.55	106.19	-640.0845	-762.1675	0.0144	80.61	0.020
7	1.23	26.55	106.19	-640.0845	-735.5842	0.0128	80.61	0.018
8	1.33	26.55	106.19	-640.0845	-709.6264	0.0113	80.61	0.015
9	1.43	26.55	106.19	-640.0845	-684.2866	0.0098	80.61	0.013

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

6 SLEQ

Help

w max = 0.030 mm
w lim = 0.200 mm

SLE (Frequente)

Fondazione Piedritto Sinistro Piedritto Centrale Piedritto Destro Trasverso

N°	x[m]	Afj[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	0.65	26.55	106.19	-640.0845	-1027.1558	0.0285	80.61	0.039
2	0.75	26.55	106.19	-640.0845	-994.6281	0.0269	80.61	0.037
3	0.84	26.55	106.19	-640.0845	-962.7933	0.0253	80.61	0.035
4	0.94	26.55	106.19	-640.0845	-931.6440	0.0237	80.61	0.033
5	1.04	26.55	106.19	-640.0845	-901.1729	0.0222	80.61	0.030
6	1.14	26.55	106.19	-640.0845	-871.3722	0.0206	80.61	0.028
7	1.23	26.55	106.19	-640.0845	-842.2345	0.0191	80.61	0.026
8	1.33	26.55	106.19	-640.0845	-813.7526	0.0175	80.61	0.024
9	1.43	26.55	106.19	-640.0845	-785.9188	0.0160	80.61	0.022

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

7 SLEF

Help

w max = 0.039 mm
w lim = 0.300 mm

7 MURO AD L TIPO 1

Il calcolo dell'opera è stato effettuato tramite il software MAX 10.0 distribuito dalla Aztec Informatica. È stata analizzata una striscia di muro della lunghezza di 1 m.

7.1 TERRENI

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [MPa]

c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	20.00	21.00	38.00	38.00	0.0000	0.0000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.01	0.00	0.00
2	18.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

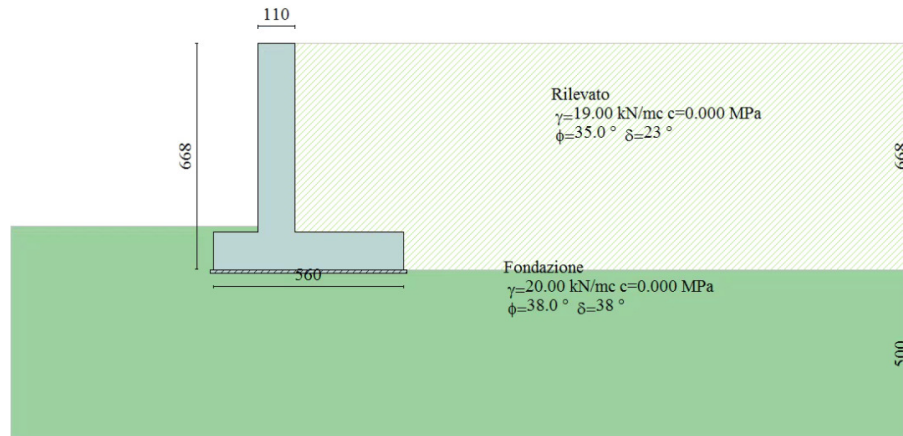
Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz. valle-paramento 0.18 [m]

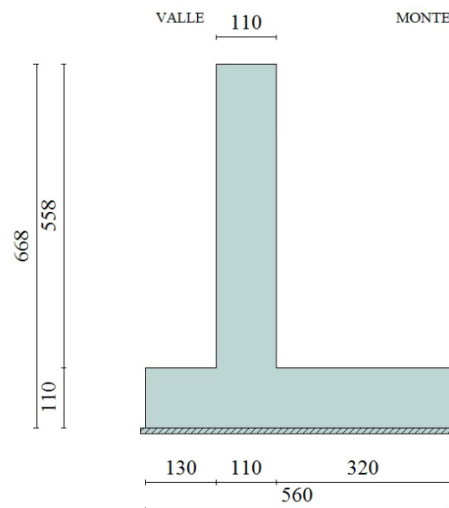
Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato				
H	Spessore dello strato espresso in [m]				
a	Inclinazione espressa in [°]				
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm				
Ks	Coefficiente di spinta				
Terreno	Terreno dello strato				
Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	6.68	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	17.69	0.00	Fondazione



7.2 GEOMETRIA



Paramento

Altezza del paramento

5.58 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spessore in sommità	1.10 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	1.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.20 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.10 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

7.3 METODI DI CALCOLO

7.3.1 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

7.3.2 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

7.3.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a

stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione EQU+M2: $\eta_r \geq 1.0$;

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

7.3.4 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_s \geq 1.10$;

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

7.3.5 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite e R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_q \geq 1.40$;

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma e i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \cdot \tan \phi} K_p \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \tan \phi \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \cdot \tan(1.4 \phi) \end{aligned}$$

Per i fattori di forma (s_c , s_q e s_γ), di profondità (d_c , d_q e d_γ) di inclinazione (i_c , i_q e i_γ) abbiamo

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_q = s_\gamma = 1$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_q = d_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$

Fattori di inclinazione

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$

Nelle espressioni dei fattori di inclinazione θ rappresenta l'angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale.

7.3.6 Verifica alla stabilità globale

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

Eseguito il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A2+M2+R2: $\eta_g \geq 1.10$;

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:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_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 ϕ_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 η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

7.4 NORMATIVA

N.T.C. 2008

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	0.00	0.00	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Fondazione superficiale

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Coefficienti di partecipazione

Verifica	Coefficienti parziali	
	R2	R3
Capacità portante della fondazione	--	1.40
Scorrimento	--	1.10
Ribaltamento	--	1.00
Resistenza del terreno a valle	--	1.40
Stabilità globale	1.10	--

7.5 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

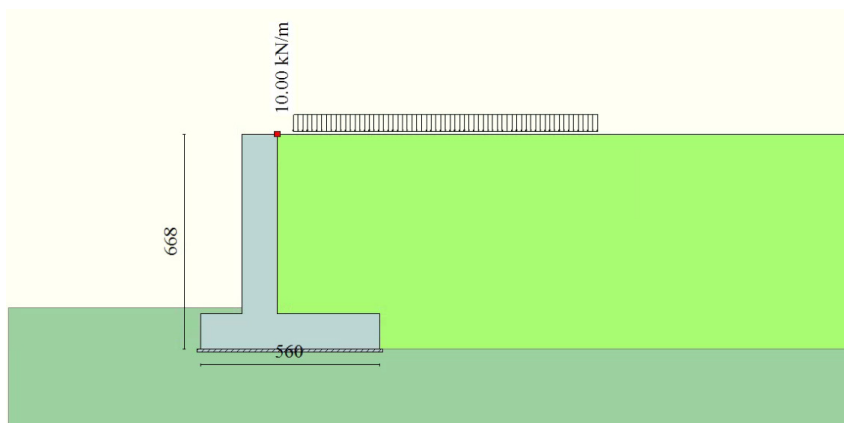
Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico: D=distribuito C=concentrato

Per il calcolo della struttura è stato considerato un carico da cantiere di 10 kN/m².

Condizione n° 1 (Carico)

D Profilo $X_i=0.50$ $X_f=10.00$ $Q_i=10.0000$ $Q_f=10.0000$



7.6 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Sito	Latitudine: 37.220183; Longitudine: 14.869322
Vita nominale, V_N	50 anni
Coefficiente d'uso, C_U	2.00
Categoria stratigrafica	B
Categoria topografica	T1

Accelerazione al suolo a_g	3.80 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.04
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S) = 12.47$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 6.23$

7.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
----------------	------	------	------	------

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	-----	----------	--------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

7.8 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50

Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure
 $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure E.C. 2

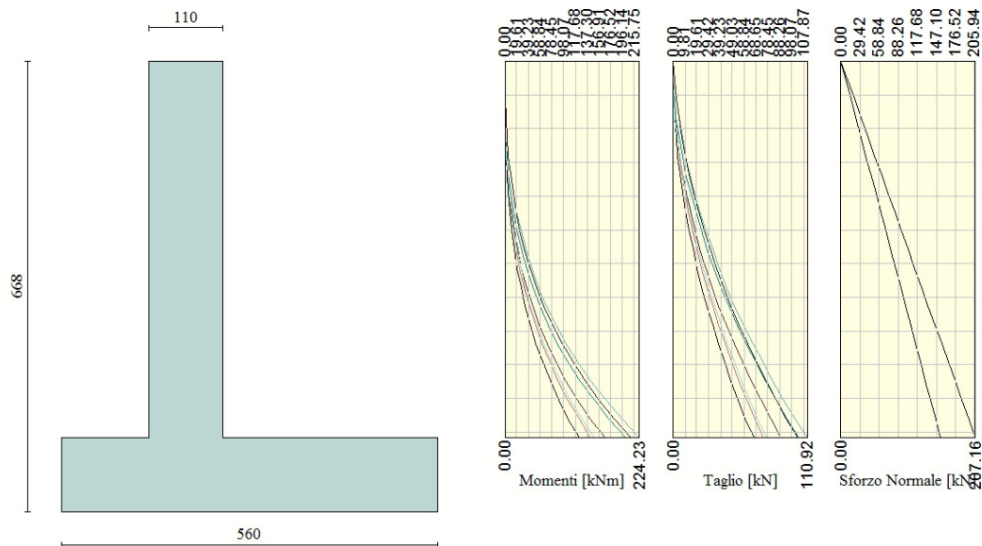
Verifica delle tensioni

Combinazione di carico Rara: $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente: $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della spinta metodo di Culmann
Calcolo del carico limite metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di Spinta attiva

7.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

7.9.1 Paramento



L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.28	7.6725	10.3579	0.0208	0.1548	0.2240	1.1863
3	0.56	15.3450	20.7158	0.1667	0.7047	0.8962	2.8318
4	0.84	23.0175	31.0736	0.5626	1.7777	2.0164	4.9367
5	1.12	30.6900	41.4315	1.3335	3.5020	3.5847	7.5008
6	1.40	38.3625	51.7894	2.6045	6.0058	5.6010	10.5242
7	1.67	46.0350	62.1473	4.5005	9.4172	8.0655	14.0069
8	1.95	53.7075	72.5051	7.1467	13.8644	10.9780	17.9488
9	2.23	61.3800	82.8630	10.6680	19.4754	14.3387	22.3501
10	2.51	69.0525	93.2209	15.1893	26.3784	18.1474	27.2106
11	2.79	76.7250	103.5788	20.8359	34.7016	22.4042	32.5304
12	3.07	84.3975	113.9366	27.7325	44.5731	27.1090	38.3095
13	3.35	92.0700	124.2945	36.0044	56.1210	32.2620	44.5479
14	3.63	99.7425	134.6524	45.7764	69.4735	37.8630	51.2455
15	3.91	107.4150	145.0103	57.1736	84.7587	43.9122	58.4025
16	4.19	115.0875	155.3681	70.3211	102.1048	50.4094	66.0187
17	4.46	122.7600	165.7260	85.3437	121.6399	57.3547	74.0942
18	4.74	130.4325	176.0839	102.3666	143.4921	64.7480	82.6290
19	5.02	138.1050	186.4418	121.5148	167.7895	72.5895	91.6230
20	5.30	145.7775	196.7996	142.9132	194.6604	80.8790	101.0764
21	5.58	153.4500	207.1575	166.6816	224.2274	89.5450	110.9155

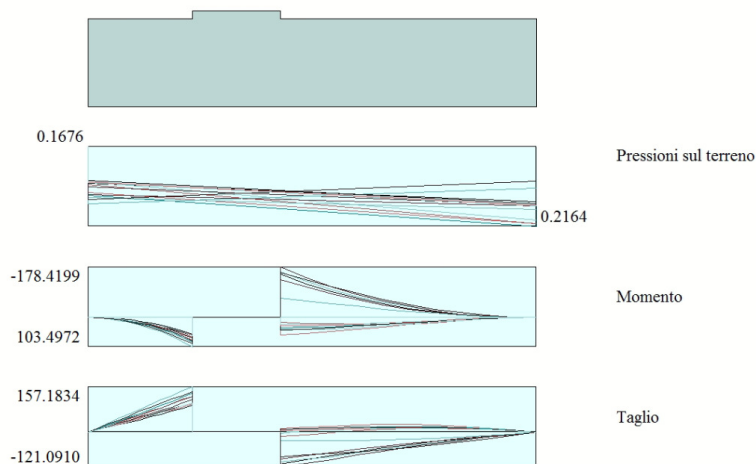
Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.28	7.6725	7.6725	0.0154	0.0155	0.1660	0.1670
3	0.56	15.3450	15.3450	0.1235	0.1283	0.6638	0.7197
4	0.84	23.0175	23.0175	0.4167	0.4722	1.4936	1.8484
5	1.12	30.6900	30.6900	0.9878	1.2114	2.6553	3.5199
6	1.40	38.3625	38.3625	1.9292	2.4718	4.1489	5.5761
7	1.67	46.0350	46.0350	3.3337	4.3559	5.9744	7.9881
8	1.95	53.7075	53.7075	5.2939	6.9613	8.1319	10.7453
9	2.23	61.3800	61.3800	7.9022	10.3834	10.6212	13.8423
10	2.51	69.0525	69.0525	11.2514	14.7166	13.4425	17.2762
11	2.79	76.7250	76.7250	15.4340	20.0547	16.5957	21.0454
12	3.07	84.3975	84.3975	20.5426	26.4910	20.0808	25.1488
13	3.35	92.0700	92.0700	26.6699	34.1188	23.8978	29.5858
14	3.63	99.7425	99.7425	33.9085	43.0309	28.0467	34.3559
15	3.91	107.4150	107.4150	42.3508	53.3203	32.5275	39.4588
16	4.19	115.0875	115.0875	52.0897	65.0798	37.3403	44.8944
17	4.46	122.7600	122.7600	63.2176	78.4023	42.4849	50.6624
18	4.74	130.4325	130.4325	75.8271	93.3804	47.9615	56.7628
19	5.02	138.1050	138.1050	90.0110	110.1068	53.7700	63.1954
20	5.30	145.7775	145.7775	105.8617	128.6743	59.9104	69.9602

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

21 5.58 153.4500 153.4500 123.4679 149.1715 66.3296 77.0039

7.9.2 Fondazione



7.9.2.1 Fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.13	0.5719	1.0589	8.8504	16.2699
3	0.26	2.3148	4.2249	18.0159	32.4173
4	0.39	5.2697	9.4821	27.4965	48.4421
5	0.52	9.4775	16.8145	37.2922	64.3443
6	0.65	14.9793	26.2063	47.4030	80.1239
7	0.78	21.8160	37.6414	57.8289	95.7810
8	0.91	30.0285	51.1040	68.5699	111.3155
9	1.04	39.6578	66.5781	79.6260	126.7274
10	1.17	50.7449	84.0478	90.9972	142.0167
11	1.30	63.3307	103.4972	102.3319	157.1834

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.13	0.5438	0.5936	8.3976	9.1636
3	0.26	2.1916	2.3908	16.9850	18.5175
4	0.39	4.9681	5.4164	25.7621	28.0617
5	0.52	8.8980	9.6951	34.7290	37.7962
6	0.65	14.0059	15.2516	43.8857	47.7209
7	0.78	20.3165	22.1108	53.2321	57.8359
8	0.91	27.8544	30.2972	62.7683	68.1412
9	1.04	36.6444	39.8357	72.4942	78.6368
10	1.17	46.7112	50.7510	82.4099	89.3226
11	1.30	58.0792	63.0678	92.5154	100.1987

7.9.2.2 Fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.32	-2.0166	1.3498	-12.4553	8.1777
3	0.64	-7.8764	5.0682	-24.0204	14.8033
4	0.96	-17.2947	10.6583	-34.6951	19.8766
5	1.28	-29.9864	17.6236	-44.4796	23.3976
6	1.60	-45.6667	25.4673	-53.3739	25.3665
7	1.92	-64.0507	33.6926	-65.7074	25.7831
8	2.24	-84.8535	41.8029	-79.8662	24.6475
9	2.56	-109.0126	49.3015	-94.9414	21.9597
10	2.88	-141.7093	55.6916	-108.5030	17.7197
11	3.20	-178.4199	60.4765	-121.0910	11.9275

Inviluppo combinazioni SLE

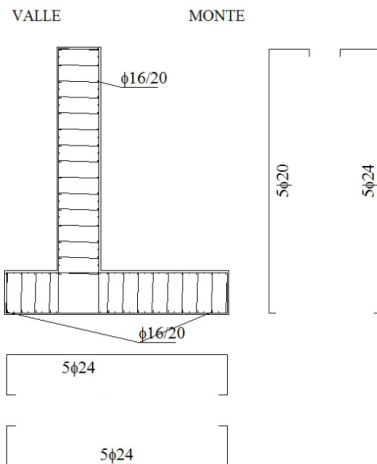
Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.32	0.7981	0.9999	4.7957	6.0576
3	0.64	2.9463	3.7542	8.4386	10.9654
4	0.96	6.0758	7.8951	10.9284	14.7234

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

5	1.28	9.8175	13.0545	12.2654	17.3316
6	1.60	13.8026	18.8646	12.4495	18.7900
7	1.92	17.6622	24.9575	11.4806	19.0986
8	2.24	21.0272	30.9651	9.3588	18.2574
9	2.56	23.5288	36.5196	6.0840	16.2665
10	2.88	24.9600	41.2530	3.4564	13.1257
11	3.20	25.7159	44.7974	1.0758	8.8352

7.10 SCHEMA ARMATURE

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio, sia per la fondazione che per il paramento, è costituita da spilli $\phi 12/40 \times 40$.



7.11 VERIFICHE STRUTTURALI

7.11.1 Paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.28	100, 110	22.62	15.71	17842.17	-36.28	1741.07	369.48	--	--
3	0.56	100, 110	22.62	15.71	17577.45	-144.59	867.28	370.57	--	--
4	0.84	100, 110	22.62	15.71	17265.88	-323.41	574.08	371.67	--	--
5	1.12	100, 110	22.62	15.71	16912.78	-570.25	425.84	372.77	--	--
6	1.40	100, 110	22.62	15.71	15588.26	-881.75	335.82	373.87	--	--
7	1.67	100, 110	22.62	15.71	13981.20	-1253.77	275.11	374.97	--	--
8	1.95	100, 110	22.62	15.71	12361.97	-1681.56	227.84	376.07	--	--
9	2.23	100, 110	22.62	15.71	10808.93	-2130.82	176.10	377.17	--	--
10	2.51	100, 110	22.62	15.71	9156.88	-2502.88	132.61	378.26	--	--
11	2.79	100, 110	22.62	15.71	7428.06	-2834.79	96.81	379.36	--	--
12	3.07	100, 110	22.62	15.71	5844.98	-3086.93	69.26	380.46	--	--
13	3.35	100, 110	22.62	15.71	4502.75	-2744.64	48.91	381.56	--	--
14	3.63	100, 110	22.62	15.71	3471.58	-2418.06	34.81	382.66	--	--
15	3.91	100, 110	22.62	15.71	2685.48	-2119.05	25.00	383.76	--	--
16	4.19	100, 110	22.62	15.71	2118.15	-1879.21	18.40	384.86	--	--
17	4.46	100, 110	22.62	15.71	1701.72	-1686.19	13.86	385.95	--	--
18	4.74	100, 110	22.62	15.71	1409.68	-1550.83	10.81	387.05	--	--
19	5.02	100, 110	22.62	15.71	1194.29	-1450.99	8.65	388.15	--	--
20	5.30	100, 110	22.62	15.71	1029.38	-1374.55	7.06	389.25	--	--
21	5.58	100, 110	22.62	15.71	899.47	-1314.34	5.86	390.35	--	--

Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.28	100, 110	22.62	15.71	0.007	0.000	-0.096	-0.102
3	0.56	100, 110	22.62	15.71	0.014	0.001	-0.187	-0.211
4	0.84	100, 110	22.62	15.71	0.022	0.002	-0.267	-0.333
5	1.12	100, 110	22.62	15.71	0.032	0.004	-0.331	-0.479
6	1.40	100, 110	22.62	15.71	0.045	0.006	-0.372	-0.657
7	1.67	100, 110	22.62	15.71	0.060	0.009	-0.387	-0.872
8	1.95	100, 110	22.62	15.71	0.078	0.012	-0.368	-1.131
9	2.23	100, 110	22.62	15.71	0.100	0.016	-0.310	-1.439
10	2.51	100, 110	22.62	15.71	0.126	0.019	-0.209	-1.806
11	2.79	100, 110	22.62	15.71	0.160	0.024	0.329	-2.271
12	3.07	100, 110	22.62	15.71	0.204	0.028	0.944	-2.874

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

13	3.35	100, 110	22.62	15.71	0.262	0.033	2.017	-3.647
14	3.63	100, 110	22.62	15.71	0.335	0.038	3.717	-4.603
15	3.91	100, 110	22.62	15.71	0.422	0.044	6.157	-5.736
16	4.19	100, 110	22.62	15.71	0.524	0.050	9.393	-7.036
17	4.46	100, 110	22.62	15.71	0.640	0.057	13.444	-8.496
18	4.74	100, 110	22.62	15.71	0.769	0.064	18.328	-10.115
19	5.02	100, 110	22.62	15.71	0.913	0.071	24.064	-11.897
20	5.30	100, 110	22.62	15.71	1.072	0.078	30.677	-13.847
21	5.58	100, 110	22.62	15.71	1.245	0.086	38.196	-15.973

SLE - Fessurazione

SLE quasi permanente



Ambiente: moderatamente aggressivo Armatura: poco sensibile w_{lim} = 0.200 mm w_{max} = 0.000 mm

N°	x[m]	Af[cmq]	Afs[cmq]	Mp[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
12	3.07	15.71	22.62	-377.3082	-20.5426	0.0000	0.00	0.000
13	3.35	15.71	22.62	-377.3082	-26.6699	0.0000	0.00	0.000
14	3.63	15.71	22.62	-377.3082	-33.9085	0.0000	0.00	0.000
15	3.91	15.71	22.62	-377.3082	-42.3508	0.0000	0.00	0.000
16	4.19	15.71	22.62	-377.3082	-52.0897	0.0000	0.00	0.000
17	4.46	15.71	22.62	-377.3082	-63.2176	0.0000	0.00	0.000
18	4.74	15.71	22.62	-377.3082	-75.8271	0.0000	0.00	0.000
19	5.02	15.71	22.62	-377.3082	-90.0110	0.0000	0.00	0.000
20	5.30	15.71	22.62	-377.3082	-105.8617	0.0000	0.00	0.000
21	5.58	15.71	22.62	-377.3082	-123.4679	0.0000	0.00	0.000

SLE frequente



Ambiente: moderatamente aggressivo Armatura: poco sensibile w_{lim} = 0.300 mm w_{max} = 0.000 mm

N°	x[m]	Af[cmq]	Afs[cmq]	Mp[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
12	3.07	15.71	22.62	-377.3082	-24.9643	0.0000	0.00	0.000
13	3.35	15.71	22.62	-377.3082	-32.2152	0.0000	0.00	0.000
14	3.63	15.71	22.62	-377.3082	-40.7074	0.0000	0.00	0.000
15	3.91	15.71	22.62	-377.3082	-50.5338	0.0000	0.00	0.000
16	4.19	15.71	22.62	-377.3082	-61.7870	0.0000	0.00	0.000
17	4.46	15.71	22.62	-377.3082	-74.5597	0.0000	0.00	0.000
18	4.74	15.71	22.62	-377.3082	-88.9447	0.0000	0.00	0.000
19	5.02	15.71	22.62	-377.3082	-105.0346	0.0000	0.00	0.000
20	5.30	15.71	22.62	-377.3082	-122.9221	0.0000	0.00	0.000
21	5.58	15.71	22.62	-377.3082	-142.6959	0.0000	0.00	0.000

7.11.2 Fondazione

Simbologia adottata

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

- A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
- A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
- σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
- σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
- N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
- M_u momento ultimo espresso in [kNm]
- CS coefficiente sicurezza sezione
- VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
- VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
- VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

7.11.2.1 Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.13	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	847.56	368.38	--	--
3	0.26	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	212.42	368.38	--	--
4	0.39	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	94.65	368.38	--	--
5	0.52	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	53.37	368.38	--	--
6	0.65	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	34.25	368.38	--	--
7	0.78	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	23.84	368.38	--	--
8	0.91	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	17.56	368.38	--	--
9	1.04	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	13.48	368.38	--	--
10	1.17	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	10.68	368.38	--	--
11	1.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	8.67	368.38	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.13	100, 110	22.62	22.62	0.005	0.010	0.267	-0.052
14	0.26	100, 110	22.62	22.62	0.018	0.021	1.075	-0.210
15	0.39	100, 110	22.62	22.62	0.041	0.031	2.436	-0.477
16	0.52	100, 110	22.62	22.62	0.074	0.042	4.361	-0.853
17	0.65	100, 110	22.62	22.62	0.117	0.053	6.860	-1.342
18	0.78	100, 110	22.62	22.62	0.169	0.065	9.945	-1.946
19	0.91	100, 110	22.62	22.62	0.232	0.076	13.627	-2.666
20	1.04	100, 110	22.62	22.62	0.305	0.088	17.917	-3.506
21	1.17	100, 110	22.62	22.62	0.389	0.100	22.826	-4.467
22	1.30	100, 110	22.62	22.62	0.483	0.112	28.366	-5.551

7.11.2.2 Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.32	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	445.04	368.38	--	--
3	0.64	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	113.94	368.38	--	--
4	0.96	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	51.89	368.38	--	--
5	1.28	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	29.93	368.38	--	--
6	1.60	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	19.65	368.38	--	--
7	1.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	14.01	368.38	--	--
8	2.24	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	10.58	368.38	--	--
9	2.56	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	8.23	368.38	--	--
10	2.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	6.33	368.38	--	--
11	3.20	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	5.03	368.38	--	--

Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.32	100, 110	22.62	22.62	0.008	0.007	0.450	-0.088
14	0.64	100, 110	22.62	22.62	0.029	0.012	1.689	-0.330
15	0.96	100, 110	22.62	22.62	0.060	0.016	3.551	-0.695
16	1.28	100, 110	22.62	22.62	0.100	0.019	5.872	-1.149
17	1.60	100, 110	22.62	22.62	0.145	0.021	8.485	-1.660
18	1.92	100, 110	22.62	22.62	0.191	0.021	11.225	-2.197
19	2.24	100, 110	22.62	22.62	0.237	0.020	13.927	-2.725
20	2.56	100, 110	22.62	22.62	0.280	0.018	16.426	-3.214
21	2.88	100, 110	22.62	22.62	0.316	0.015	18.554	-3.631
22	3.20	100, 110	22.62	22.62	0.343	0.010	20.149	-3.943

SLE - Fessurazione

SLE quasi permanente



N°	x[m]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	E _{psm} [%]	sm[mm]	w[mm]
9	-1.36	22.62	22.62	379.2792	36.6444	0.0000	0.00	0.000
10	-1.23	22.62	22.62	379.2792	46.7112	0.0000	0.00	0.000
11	-1.10	22.62	22.62	379.2792	58.0792	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	22.62	22.62	379.2792	44.7974	0.0000	0.00	0.000
13	0.32	22.62	22.62	379.2792	41.2530	0.0000	0.00	0.000
14	0.64	22.62	22.62	379.2792	36.5196	0.0000	0.00	0.000
15	0.96	22.62	22.62	379.2792	30.9651	0.0000	0.00	0.000
16	1.28	22.62	22.62	379.2792	24.9575	0.0000	0.00	0.000
17	1.60	22.62	22.62	379.2792	18.8646	0.0000	0.00	0.000
18	1.92	22.62	22.62	379.2792	13.0545	0.0000	0.00	0.000

SLE frequente

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Frequente (SLE)									
Ambiente: moderatamente aggressivo		Armatura: poco sensibile		w lim = 0.300 mm		w max = 0.000 mm			
Parametro Fondazione									
N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]	
9	-1.36	22.62	22.62	379.2792	39.0379	0.0000	0.00	0.000	
10	-1.23	22.62	22.62	379.2792	49.7410	0.0000	0.00	0.000	
11	-1.10	22.62	22.62	379.2792	61.8207	0.0000	0.00	0.000	
12	0.00	22.62	22.62	379.2792	30.4863	0.0000	0.00	0.000	
13	0.32	22.62	22.62	379.2792	29.0333	0.0000	0.00	0.000	
14	0.64	22.62	22.62	379.2792	26.7765	0.0000	0.00	0.000	
15	0.96	22.62	22.62	379.2792	23.5117	0.0000	0.00	0.000	
16	1.28	22.62	22.62	379.2792	19.4860	0.0000	0.00	0.000	
17	1.60	22.62	22.62	379.2792	15.0681	0.0000	0.00	0.000	
18	1.92	22.62	22.62	379.2792	10.6268	0.0000	0.00	0.000	

7.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	4.27	--	22.07	--
2	A1-M1 - [1]	--	5.65	--	18.75	--
3	A1-M1 - [1]	--	5.00	--	19.34	--
4	A1-M1 - [1]	--	4.93	--	21.33	--
5	EQU - [1]	--	--	7.07	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2.16
7	A1-M1 - [2]	--	4.55	--	17.61	--
8	A1-M1 - [2]	--	4.50	--	19.30	--
9	A1-M1 - [2]	--	3.93	--	19.78	--
10	A1-M1 - [2]	--	5.12	--	17.19	--
11	EQU - [2]	--	--	5.99	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	2.02
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.74	--	15.09	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.56	--	15.61	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.07	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.30	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.66
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.61
19	SLEQ - [1]	--	5.65	--	25.32	--
20	SLEF - [1]	--	5.24	--	23.70	--

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

21 SLER - [1] -- 5.12 -- 23.21 --

Verifica	FS min	FS richiesto	Verifica
Scorrimento	2.56	1.10	ok
Ribaltamento	3.30	1.00	ok
Carico limite	15.09	1.40	ok
Stabilità globale	1.61	1.10	ok

8 MURO AD L TIPO 2

Il calcolo dell'opera è stato effettuato tramite il software MAX 10.0 distribuito dalla Aztec Informatica. È stata analizzata una striscia di muro della lunghezza di 1 m.

8.1 TERRENI

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [MPa]

c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	20.00	21.00	38.00	38.00	0.0000	0.0000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.01	0.00	0.00
2	18.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

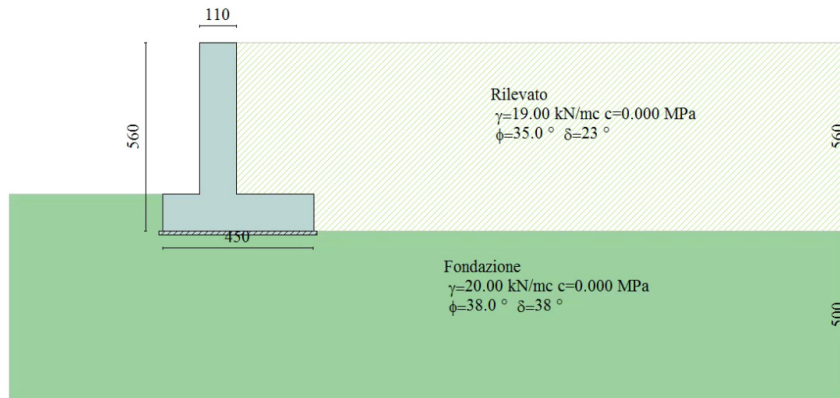
Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz. valle-paramento 0.00 [m]

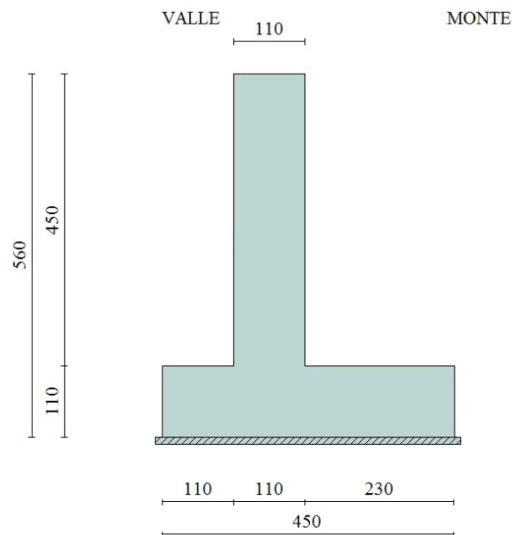
Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato				
H	Spessore dello strato espresso in [m]				
a	Inclinazione espressa in [°]				
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm				
Ks	Coefficiente di spinta				
Terreno	Terreno dello strato				
Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5.60	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	14.72	0.00	Fondazione



8.2 GEOMETRIA



Paramento

Altezza del paramento

4.50 [m]

Spessore in sommità	1.10 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1.10 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.30 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.10 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

8.3 METODI DI CALCOLO

8.3.1 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

8.3.2 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

8.3.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a

stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione EQU+M2: $\eta_r \geq 1.0$;

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

8.3.4 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_s \geq 1.10$;

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

8.3.5 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite e R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_q \geq 1.40$;

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma e i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} K_p \\ N_c &= (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \phi) \end{aligned}$$

Per i fattori di forma (s_c , s_q e s_γ), di profondità (d_c , d_q e d_γ) di inclinazione (i_c , i_q e i_γ) abbiamo

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_q = s_\gamma = 1$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_q = d_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$

Fattori di inclinazione

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$

Nelle espressioni dei fattori di inclinazione θ rappresenta l'angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale.

8.3.6 Verifica alla stabilità globale

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

Eseguito il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A2+M2+R2: $\eta_g \geq 1.10$;

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:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_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 ϕ_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 η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

8.4 NORMATIVA

N.T.C. 2008

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	0.00	0.00	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Fondazione superficiale

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Coefficienti di partecipazione

Verifica	Coefficienti parziali	
	R2	R3
Capacità portante della fondazione	--	1.40
Scorrimento	--	1.10
Ribaltamento	--	1.00
Resistenza del terreno a valle	--	1.40
Stabilità globale	1.10	--

8.5 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

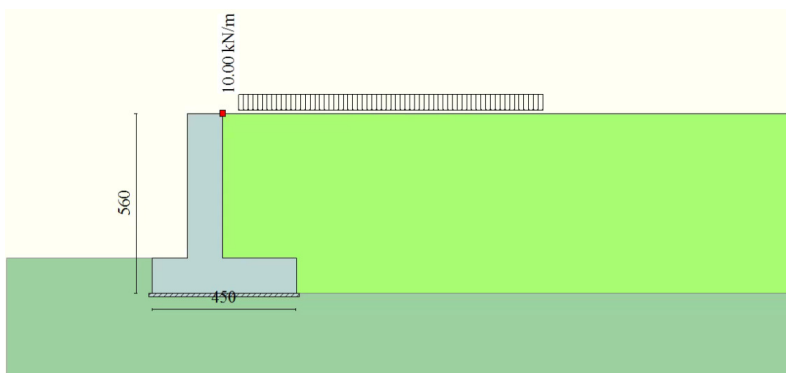
Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico: D=distribuito C=concentrato

Per il calcolo della struttura è stato considerato un carico da cantiere di 10 kN/m².

Condizione n° 1 (Carico)

D Profilo $X_i=0.50$ $X_f=10.00$ $Q_i=10.0000$ $Q_f=10.0000$



8.6 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Sito	Latitudine: 37.220183; Longitudine: 14.869322
Vita nominale, V_N	50 anni
Coefficiente d'uso, C_U	2.00
Categoria stratigrafica	B
Categoria topografica	T1

Accelerazione al suolo a_g	3.80 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.04
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 12.47$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 6.23$

8.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	-----	----------	--------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

8.8 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Metodo verifica sezioni Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15

Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Aggressive
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile
 Valori limite delle aperture delle fessure
 $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure E.C. 2

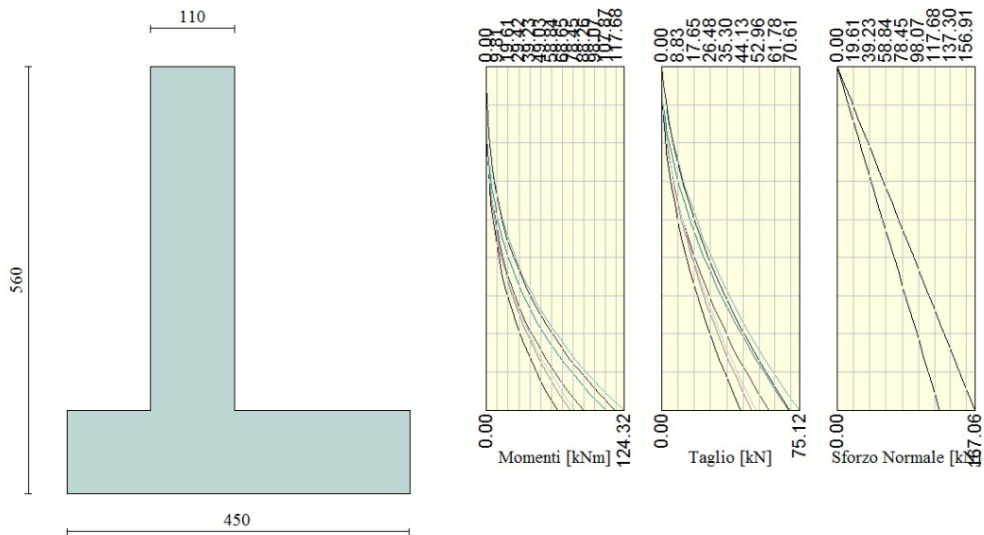
Verifica delle tensioni

Combinazione di carico Rara: $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$
 Quasi permanente: $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della spinta metodo di Culmann
 Calcolo del carico limite metodo di Meyerhof
 Calcolo della stabilità globale metodo di Bishop
 Calcolo della spinta in condizioni di Spinta attiva

8.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

8.9.1 Paramento



RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	6.1875	8.3531	0.0109	0.0980	0.1457	0.9208
3	0.45	12.3750	16.7063	0.0874	0.4368	0.5828	2.1404
4	0.68	18.5625	25.0594	0.2951	1.0836	1.3114	3.6586
5	0.90	24.7500	33.4125	0.6994	2.1055	2.3313	5.4755
6	1.13	30.9375	41.7656	1.3660	3.5699	3.6427	7.5911
7	1.35	37.1250	50.1188	2.3605	5.5440	5.2455	10.0055
8	1.57	43.3125	58.4719	3.7484	8.0948	7.1397	12.7185
9	1.80	49.5000	66.8250	5.5952	11.2897	9.3254	15.7302
10	2.02	55.6875	75.1781	7.9666	15.1958	11.8024	19.0407
11	2.25	61.8750	83.5313	10.9281	19.8804	14.5709	22.6498
12	2.48	68.0625	91.8844	14.5454	25.4106	17.6307	26.5576
13	2.70	74.2500	100.2375	18.8838	31.8537	20.9820	30.7642
14	2.93	80.4375	108.5906	24.0091	39.2769	24.6248	35.2694
15	3.15	86.6250	116.9438	29.9868	47.7473	28.5589	40.0733
16	3.38	92.8125	125.2969	36.8825	57.3323	32.7844	45.1760
17	3.60	99.0000	133.6500	44.7617	68.0989	37.3014	50.5773
18	3.83	105.1875	142.0031	53.6900	80.1145	42.1098	56.2773
19	4.05	111.3750	150.3563	63.7330	93.4461	47.2096	62.2761
20	4.28	117.5625	158.7094	74.9562	108.1611	52.6008	68.5735
21	4.50	123.7500	167.0625	87.4224	124.3237	58.2368	75.1218

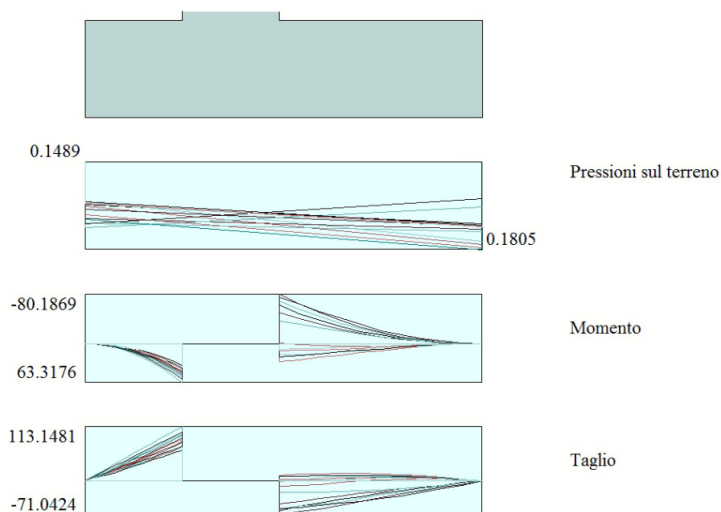
Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	6.1875	6.1875	0.0081	0.0081	0.1079	0.1079
3	0.45	12.3750	12.3750	0.0648	0.0650	0.4317	0.4406
4	0.68	18.5625	18.5625	0.2186	0.2310	0.9714	1.1031
5	0.90	24.7500	24.7500	0.5181	0.5936	1.7269	2.1831
6	1.13	30.9375	30.9375	1.0119	1.2370	2.6983	3.5781
7	1.35	37.1250	37.1250	1.7485	2.2221	3.8856	5.2185
8	1.57	43.3125	43.3125	2.7766	3.6027	5.2887	7.0914
9	1.80	49.5000	49.5000	4.1446	5.4302	6.9077	9.1904
10	2.02	55.6875	55.6875	5.9012	7.7551	8.7425	11.5118
11	2.25	61.8750	61.8750	8.0949	10.6270	10.7932	14.0535
12	2.48	68.0625	68.0625	10.7743	14.0955	13.0598	16.8141
13	2.70	74.2500	74.2500	13.9880	18.2097	15.5423	19.7928
14	2.93	80.4375	80.4375	17.7845	23.0186	18.2406	22.9891
15	3.15	86.6250	86.6250	22.2125	28.5711	21.1547	26.4025
16	3.38	92.8125	92.8125	27.3204	34.9160	24.2848	30.0328
17	3.60	99.0000	99.0000	33.1568	42.1021	27.6307	33.8797
18	3.83	105.1875	105.1875	39.7704	50.1781	31.1924	37.9430
19	4.05	111.3750	111.3750	47.2096	59.1927	34.9701	42.2227
20	4.28	117.5625	117.5625	55.5231	69.1946	38.9636	46.7187

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

21 4.50 123.7500 123.7500 64.7573 80.2303 43.1384 51.3962

8.9.2 Fondazione



8.9.2.1 Fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.11	0.3343	0.6527	6.1149	11.8480
3	0.22	1.3533	2.6022	12.4478	23.5775
4	0.33	3.0808	5.8354	18.9987	35.1886
5	0.44	5.5410	10.3394	25.7676	46.6811
6	0.55	8.7577	16.1009	32.7546	58.0552
7	0.66	12.7550	23.1072	39.9596	69.3107
8	0.77	17.5568	31.3450	47.3826	80.4478
9	0.88	23.1871	40.8013	55.0236	91.4664
10	0.99	29.6700	51.4632	62.8827	102.3665
11	1.10	37.0293	63.3176	70.9598	113.1481

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.11	0.3247	0.3618	5.9259	6.5995
3	0.22	1.3085	1.4565	11.9826	13.3248
4	0.33	2.9657	3.2979	18.1701	20.1758
5	0.44	5.3107	5.8998	24.4884	27.1526
6	0.55	8.3579	9.2761	30.9376	34.2552
7	0.66	12.1218	13.4405	37.5176	41.4835
8	0.77	16.6166	18.4070	44.2284	48.8375
9	0.88	21.8568	24.1894	51.0700	56.3173
10	0.99	27.8568	30.8015	58.0425	63.9229
11	1.10	34.6310	38.2571	65.1458	71.6542

8.9.2.2 Fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	-0.9699	0.5571	-8.3353	4.7157
3	0.46	-3.7888	2.1100	-16.0786	8.6593
4	0.69	-8.3207	4.4812	-23.2301	11.8307
5	0.92	-14.4293	7.4929	-29.7896	14.2300
6	1.15	-21.9785	10.9678	-35.7572	15.8571
7	1.38	-30.8322	14.7280	-41.9254	16.7121
8	1.61	-40.8542	18.5961	-50.2984	16.7950
9	1.84	-51.9084	22.3945	-58.5272	16.1057
10	2.07	-64.5971	25.9456	-64.5869	14.6443
11	2.30	-80.1869	29.0717	-71.0424	12.4108

Inviluppo combinazioni SLE

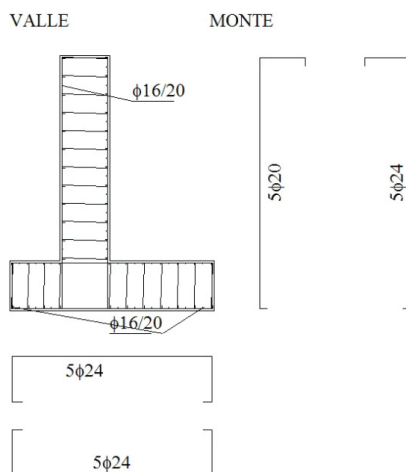
Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	0.2617	0.4127	2.1844	3.4931
3	0.46	0.9627	1.5630	3.8190	6.4143

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

4	0.69	1.9763	3.3194	4.9038	8.7635
5	0.92	3.1763	5.5503	5.4389	10.5407
6	1.15	4.4361	8.1243	5.4241	11.7460
7	1.38	5.6292	10.9097	4.8596	12.3794
8	1.61	6.6293	13.7749	3.7452	12.4407
9	1.84	7.3179	16.5885	2.4811	11.9302
10	2.07	7.9090	19.2190	2.5672	10.8477
11	2.30	8.4566	21.5346	2.1035	9.1932

8.10 SCHEMA ARMATURE

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio, sia per la fondazione che per il paramento, è costituita da spilli $\phi 12/40 \times 40$.



8.11 VERIFICHE STRUTTURALI

8.11.1 Paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	15.71	17887.58	-23.60	2159.83	369.26	--	--
3	0.45	100, 110	22.62	15.71	17685.75	-94.19	1077.40	370.15	--	--
4	0.68	100, 110	22.62	15.71	17452.19	-211.12	715.23	371.04	--	--
5	0.90	100, 110	22.62	15.71	17189.58	-373.31	532.81	371.92	--	--
6	1.13	100, 110	22.62	15.71	16900.77	-579.31	422.30	372.81	--	--
7	1.35	100, 110	22.62	15.71	15832.09	-827.30	347.92	373.69	--	--
8	1.57	100, 110	22.62	15.71	14563.59	-1115.12	294.29	374.58	--	--
9	1.80	100, 110	22.62	15.71	13260.24	-1440.36	253.71	375.47	--	--
10	2.02	100, 110	22.62	15.71	11957.49	-1800.37	214.72	376.35	--	--
11	2.25	100, 110	22.62	15.71	10699.60	-2155.42	172.92	377.24	--	--
12	2.48	100, 110	22.62	15.71	9396.36	-2457.68	138.05	378.12	--	--
13	2.70	100, 110	22.62	15.71	7966.48	-2734.77	107.29	379.01	--	--
14	2.93	100, 110	22.62	15.71	6621.23	-2977.37	82.32	379.89	--	--
15	3.15	100, 110	22.62	15.71	5412.72	-2983.47	62.48	380.78	--	--
16	3.38	100, 110	22.62	15.71	4384.39	-2708.33	47.24	381.67	--	--
17	3.60	100, 110	22.62	15.71	3569.36	-2455.25	36.05	382.55	--	--
18	3.83	100, 110	22.62	15.71	2878.77	-2192.57	27.37	383.44	--	--
19	4.05	100, 110	22.62	15.71	2389.87	-2005.15	21.46	384.32	--	--
20	4.28	100, 110	22.62	15.71	1965.79	-1808.59	16.72	385.21	--	--
21	4.50	100, 110	22.62	15.71	1658.44	-1666.13	13.40	386.10	--	--

Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.23	100, 110	22.62	15.71	0.006	0.000	-0.078	-0.082
3	0.45	100, 110	22.62	15.71	0.011	0.000	-0.153	-0.168
4	0.68	100, 110	22.62	15.71	0.017	0.001	-0.223	-0.260
5	0.90	100, 110	22.62	15.71	0.025	0.002	-0.283	-0.363
6	1.13	100, 110	22.62	15.71	0.033	0.004	-0.333	-0.484
7	1.35	100, 110	22.62	15.71	0.043	0.006	-0.367	-0.625
8	1.57	100, 110	22.62	15.71	0.054	0.008	-0.385	-0.791
9	1.80	100, 110	22.62	15.71	0.068	0.010	-0.382	-0.983
10	2.02	100, 110	22.62	15.71	0.084	0.013	-0.357	-1.205
11	2.25	100, 110	22.62	15.71	0.102	0.016	-0.305	-1.461
12	2.48	100, 110	22.62	15.71	0.123	0.019	-0.225	-1.753

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

13	2.70	100, 110	22.62	15.71	0.148	0.022	0.199	-2.107
14	2.93	100, 110	22.62	15.71	0.180	0.026	0.580	-2.543
15	3.15	100, 110	22.62	15.71	0.220	0.030	1.200	-3.080
16	3.38	100, 110	22.62	15.71	0.268	0.034	2.150	-3.731
17	3.60	100, 110	22.62	15.71	0.327	0.038	3.519	-4.502
18	3.83	100, 110	22.62	15.71	0.395	0.043	5.366	-5.389
19	4.05	100, 110	22.62	15.71	0.473	0.047	7.724	-6.386
20	4.28	100, 110	22.62	15.71	0.560	0.052	10.607	-7.489
21	4.50	100, 110	22.62	15.71	0.655	0.058	14.023	-8.695

SLE - Fessurazione

SLE quasi permanente



Quasi Permanente (SLE)

Ambiente: moderatamente aggressivo Armatura: poco sensibile w_{lim} = 0.200 mm w_{max} = 0.000 mm

Paramento Fondazione

N°	x[m]	Afj[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
12	2.48	15.71	22.62	-377.3082	-10.7743	0.0000	0.00	0.000
13	2.70	15.71	22.62	-377.3082	-13.9880	0.0000	0.00	0.000
14	2.93	15.71	22.62	-377.3082	-17.7845	0.0000	0.00	0.000
15	3.15	15.71	22.62	-377.3082	-22.2125	0.0000	0.00	0.000
16	3.38	15.71	22.62	-377.3082	-27.3204	0.0000	0.00	0.000
17	3.60	15.71	22.62	-377.3082	-33.1568	0.0000	0.00	0.000
18	3.83	15.71	22.62	-377.3082	-39.7704	0.0000	0.00	0.000
19	4.05	15.71	22.62	-377.3082	-47.2096	0.0000	0.00	0.000
20	4.28	15.71	22.62	-377.3082	-55.5231	0.0000	0.00	0.000
21	4.50	15.71	22.62	-377.3082	-64.7573	0.0000	0.00	0.000

19 SLEQ Help

SLE frequente



Frequente (SLE)

Ambiente: moderatamente aggressivo Armatura: poco sensibile w_{lim} = 0.300 mm w_{max} = 0.000 mm

Paramento Fondazione

N°	x[m]	Afj[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
12	2.48	15.71	22.62	-377.3082	-13.2325	0.0000	0.00	0.000
13	2.70	15.71	22.62	-377.3082	-17.1197	0.0000	0.00	0.000
14	2.93	15.71	22.62	-377.3082	-21.6739	0.0000	0.00	0.000
15	3.15	15.71	22.62	-377.3082	-26.9438	0.0000	0.00	0.000
16	3.38	15.71	22.62	-377.3082	-32.9781	0.0000	0.00	0.000
17	3.60	15.71	22.62	-377.3082	-39.8256	0.0000	0.00	0.000
18	3.83	15.71	22.62	-377.3082	-47.5349	0.0000	0.00	0.000
19	4.05	15.71	22.62	-377.3082	-56.1546	0.0000	0.00	0.000
20	4.28	15.71	22.62	-377.3082	-65.7335	0.0000	0.00	0.000
21	4.50	15.71	22.62	-377.3082	-76.3180	0.0000	0.00	0.000

20 SLEF Help

8.1.1.2 Fondazione

Simbologia adottata

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

- A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
 σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
 τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
 σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
 σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
 N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
 M_u momento ultimo espresso in [kNm]
 CS coefficiente sicurezza sezione
 VR_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
 VR_{sd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
 VR_d Resistenza al taglio, espresso in [kN]

8.11.2.1 Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.11	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	1374.93	368.38	--	--
3	0.22	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	344.88	368.38	--	--
4	0.33	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	153.79	368.38	--	--
5	0.44	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	86.80	368.38	--	--
6	0.55	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	55.74	368.38	--	--
7	0.66	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	38.84	368.38	--	--
8	0.77	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	28.63	368.38	--	--
9	0.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	22.00	368.38	--	--
10	0.99	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	17.44	368.38	--	--
11	1.10	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	14.17	368.38	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.11	100, 110	22.62	22.62	0.003	0.007	0.163	-0.032
14	0.22	100, 110	22.62	22.62	0.011	0.015	0.655	-0.128
15	0.33	100, 110	22.62	22.62	0.025	0.023	1.483	-0.290
16	0.44	100, 110	22.62	22.62	0.045	0.030	2.654	-0.519
17	0.55	100, 110	22.62	22.62	0.071	0.038	4.172	-0.816
18	0.66	100, 110	22.62	22.62	0.103	0.046	6.045	-1.183
19	0.77	100, 110	22.62	22.62	0.141	0.055	8.279	-1.620
20	0.88	100, 110	22.62	22.62	0.185	0.063	10.880	-2.129
21	0.99	100, 110	22.62	22.62	0.236	0.072	13.854	-2.711
22	1.10	100, 110	22.62	22.62	0.293	0.080	17.207	-3.367

8.11.2.2 Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	925.31	368.38	--	--
3	0.46	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	236.87	368.38	--	--
4	0.69	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	107.86	368.38	--	--
5	0.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	62.20	368.38	--	--
6	1.15	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	40.83	368.38	--	--
7	1.38	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	29.11	368.38	--	--
8	1.61	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	21.97	368.38	--	--
9	1.84	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	17.29	368.38	--	--
10	2.07	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	13.89	368.38	--	--
11	2.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	11.19	368.38	--	--

Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.23	100, 110	22.62	22.62	0.003	0.004	0.186	-0.036
14	0.46	100, 110	22.62	22.62	0.012	0.007	0.703	-0.138
15	0.69	100, 110	22.62	22.62	0.025	0.010	1.493	-0.292
16	0.92	100, 110	22.62	22.62	0.043	0.012	2.496	-0.488
17	1.15	100, 110	22.62	22.62	0.062	0.013	3.654	-0.715
18	1.38	100, 110	22.62	22.62	0.084	0.014	4.907	-0.960
19	1.61	100, 110	22.62	22.62	0.106	0.014	6.196	-1.212
20	1.84	100, 110	22.62	22.62	0.127	0.013	7.461	-1.460
21	2.07	100, 110	22.62	22.62	0.147	0.012	8.644	-1.691
22	2.30	100, 110	22.62	22.62	0.165	0.010	9.686	-1.895

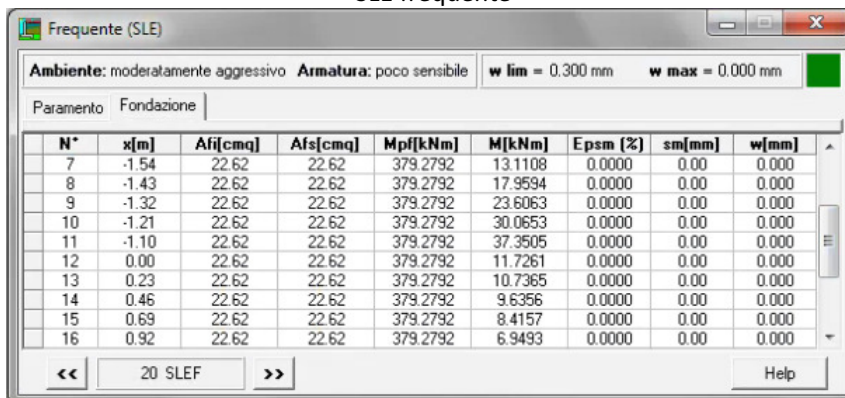
SLE - Fessurazione

SLE quasi permanente



N*	x[m]	Af[cmq]	Afs[cmq]	Mp[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
7	-1.54	22.62	22.62	379.2792	12.1218	0.0000	0.00	0.000
8	-1.43	22.62	22.62	379.2792	16.6166	0.0000	0.00	0.000
9	-1.32	22.62	22.62	379.2792	21.8568	0.0000	0.00	0.000
10	-1.21	22.62	22.62	379.2792	27.8568	0.0000	0.00	0.000
11	-1.10	22.62	22.62	379.2792	34.6310	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	22.62	22.62	379.2792	21.5346	0.0000	0.00	0.000
13	0.23	22.62	22.62	379.2792	19.2190	0.0000	0.00	0.000
14	0.46	22.62	22.62	379.2792	16.5885	0.0000	0.00	0.000
15	0.69	22.62	22.62	379.2792	13.7749	0.0000	0.00	0.000
16	0.92	22.62	22.62	379.2792	10.9097	0.0000	0.00	0.000

SLE frequente



N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
7	-1.54	22.62	22.62	379.2792	13.1108	0.0000	0.00	0.000
8	-1.43	22.62	22.62	379.2792	17.9594	0.0000	0.00	0.000
9	-1.32	22.62	22.62	379.2792	23.6063	0.0000	0.00	0.000
10	-1.21	22.62	22.62	379.2792	30.0653	0.0000	0.00	0.000
11	-1.10	22.62	22.62	379.2792	37.3505	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	22.62	22.62	379.2792	11.7261	0.0000	0.00	0.000
13	0.23	22.62	22.62	379.2792	10.7365	0.0000	0.00	0.000
14	0.46	22.62	22.62	379.2792	9.6356	0.0000	0.00	0.000
15	0.69	22.62	22.62	379.2792	8.4157	0.0000	0.00	0.000
16	0.92	22.62	22.62	379.2792	6.9493	0.0000	0.00	0.000

8.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	4.18	--	21.22	--
2	A1-M1 - [1]	--	5.53	--	18.03	--
3	A1-M1 - [1]	--	4.78	--	18.82	--
4	A1-M1 - [1]	--	4.94	--	20.24	--
5	EQU - [1]	--	--	6.63	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2.15
7	A1-M1 - [2]	--	4.25	--	16.89	--
8	A1-M1 - [2]	--	4.38	--	18.12	--
9	A1-M1 - [2]	--	3.75	--	18.75	--
10	A1-M1 - [2]	--	4.89	--	16.36	--
11	EQU - [2]	--	--	5.41	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.99
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.70	--	14.22	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.53	--	14.69	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.87	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.17	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.65

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

18 STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.60
19 SLEQ - [1]	--	5.53	--	24.35	--
20 SLEF - [1]	--	5.03	--	22.62	--
21 SLER - [1]	--	4.89	--	22.08	--

Verifica	FS min	FS richiesto	Verifica
Scorrimento	2.53	1.10	ok
Ribaltamento	3.17	1.00	ok
Carico limite	14.22	1.40	ok
Stabilità globale	1.60	1.10	ok

9 INCIDENZE

Nel presente capitolo si riportano le incidenze delle opere calcolate.

Scatolare:

- soletta di fondazione: 90 kg/mc
- soletta di copertura: 85 kg/mc
- piedritti: 75 kg/mc

Muri ad U

- soletta di fondazione: 125 kg/mc
- piedritti: 90 kg/mc

Muro ad L tipo 1

- soletta di fondazione: 70 kg/mc
- piedritti: 65 kg/mc

Muro ad L tipo 2

- soletta di fondazione: 70 kg/mc
- piedritti: 65 kg/mc

10 DICHIARAZIONI SECONDO §10.2 DELLE NTC2008

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfiaccio vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione. L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo delle eventuali pressioni in calotta (per gli scatolari);
- calcolo della spinta del terreno;
- calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- 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 DM 14/01/2008.

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 l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Il codice di calcolo utilizzato è SCAT (Analisi Strutture Scatolari, versione 10.0), prodotto dalla Aztec Informatica srl.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo 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.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli. 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.

11 ALLEGATI

11.1 SCATOLARE

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	8.74	[m]
Larghezza esterna	16.38	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.70	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.70	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.10	[m]
Spessore piedritto destro	1.10	[m]
Spessore fondazione	1.20	[m]
Spessore traverso	1.10	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	0.80	[m]
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[MPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.150	[MPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	38.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.400	[MPa/cm]
Tensione ammissibile	9.000	[MPa]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
---	------	-----

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	40.000	[MPa]
Peso specifico calcestruzzo	25.0000	[kN/mc]
Modulo elastico E	33149.080	[MPa]
Tensione ammissibile acciaio	391.300	[MPa]
Tensione ammissibile cls (σ_{adm})	12.207	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ_{cs})	0.729	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ_{c1})	2.096	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazioni dei carichi orizzontali concentrati
F_y componente Y del carico concentrato
F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_{ie} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D_{ii} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n°7 (Stradale 1)

Distr	Terreno	X _i = -3.40	X _f = 0.70	V _{ni} = 30.40	V _{nf} = 30.40
Distr	Terreno	X _i = -10.00	X _f = 27.00	V _{ni} = 9.00	V _{nf} = 9.00

Condizione di carico n°8 (Stradale 2)

Distr	Terreno	X _i = -0.80	X _f = 3.30	V _{ni} = 30.40	V _{nf} = 30.40
Distr	Terreno	X _i = -10.00	X _f = 27.00	V _{ni} = 9.00	V _{nf} = 9.00

Condizione di carico n°9 (Stradale 3)

Distr	Terreno	X _i = 6.84	X _f = 10.94	V _{ni} = 30.40	V _{nf} = 30.40
Distr	Terreno	X _i = -10.00	X _f = 27.00	V _{ni} = 9.00	V _{nf} = 9.00

Condizione di carico n°10 (Frenatura)

Distr	Traverso	X _i = 0.70	X _f = 17.08	V _{ni} = 0.00	V _{nf} = 0.00	V _{ti} = 5.10	V _{tf} = 5.10
-------	----------	-----------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{res} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{res,d} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{res,d} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d altezza utile sezione [mm]
b_w larghezza minima sezione [mm]
 σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]
 ρ_1 rapporto geometrico di armatura
A_{sw} area armatura trasversale [mm²]
s interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
 α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Stato Limite di Esercizio

Criteria di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

0.80 f_{yk}

Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

Verifiche secondo:

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 5.00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_G	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	0.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Glsfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace		γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_r	1.00	1.00

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75$ $\Psi_1=0.75$ $\Psi_2=0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 1	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 2	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 3	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 1	1.35	1.00	1.35
Frenatura	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 2	1.35	1.00	1.35
Frenatura	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 3	1.35	1.00	1.35
Frenatura	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 11 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 12 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 13 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 14 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	0.75	0.75

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Combinazione n° 17 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	0.75	0.75

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ pressione sul terreno espressa in MPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

3.80 [m/s²]

1.04

1.00

1.00

0.50

$k_{1v}=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 40.22$

$k_v=0.50 * k_{1v} = 20.11$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

Forma diagramma incremento sismico

1.08 [m/s²]

1.20

1.00

1.00

0.50

$k_{1v}=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 13.16$

$k_v=0.50 * k_{1v} = 6.58$

Rettangolare

Spinta sismica

Wood

Angolo diffusione sovraccarico

0.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.000
4	0.426	0.000
5	0.426	0.000
6	0.426	0.000
7	0.426	1.075
8	0.426	1.075
9	0.426	0.000
10	0.426	0.000
11	0.426	0.000
12	0.426	0.000
13	0.426	0.000
14	0.426	0.000
15	0.426	0.000
16	0.426	0.000
17	0.426	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione

182

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Numero elementi trasverso	80
Numero elementi piedritto sinistro	76
Numero elementi piedritto destro	76
Numero molle fondazione	183
Numero molle piedritto sinistro	77
Numero molle piedritto destro	77

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 20.5200 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	20.5200
-10.00	-3.40	32.6700
-3.40	0.70	73.7100
0.70	27.00	32.6700
27.00	37.00	20.5200

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 31.4317 [kPa] Pressione inf. 127.0277 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 13.9313 [kPa] Pressione inf. 109.5273 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 20.5200 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	20.5200
-10.00	-0.80	32.6700
-0.80	3.30	73.7100
3.30	27.00	32.6700
27.00	37.00	20.5200

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 20.6192 [kPa] Pressione inf. 116.2152 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 13.9313 [kPa] Pressione inf. 109.5273 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 20.5200 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	20.5200
-10.00	6.84	32.6700
6.84	10.94	73.7100
10.94	27.00	32.6700
27.00	37.00	20.5200

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 13.9313 [kPa] Pressione inf. 109.5273 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 13.9313 [kPa] Pressione inf. 109.5273 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 20.5200 [kPa]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	20.5200
-10.00	-3.40	32.6700
-3.40	0.70	73.7100
0.70	27.00	32.6700
27.00	37.00	20.5200

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 31.4317 [kPa]	Pressione inf. 127.0277 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 13.9313 [kPa]	Pressione inf. 109.5273 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 20.5200 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	20.5200
-10.00	-0.80	32.6700
-0.80	3.30	73.7100
3.30	27.00	32.6700
27.00	37.00	20.5200

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 20.6192 [kPa]	Pressione inf. 116.2152 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 13.9313 [kPa]	Pressione inf. 109.5273 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 20.5200 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	20.5200
-10.00	6.84	32.6700
6.84	10.94	73.7100
10.94	27.00	32.6700
27.00	37.00	20.5200

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 13.9313 [kPa]	Pressione inf. 109.5273 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 13.9313 [kPa]	Pressione inf. 109.5273 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	37.00	15.2000

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.4816 [kPa]	Pressione inf. 77.2935 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.4816 [kPa]	Pressione inf. 77.2935 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 79.0178 [kPa]	Pressione inf. 79.0178 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n°8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.4816 [kPa]	Pressione inf. 77.2935 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.4816 [kPa]	Pressione inf. 77.2935 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 79.0178 [kPa]	Pressione inf. 79.0178 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n°9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.4816 [kPa]	Pressione inf. 77.2935 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.4816 [kPa]	Pressione inf. 77.2935 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n°10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	15.2000
-10.00	-3.40	21.9500
-3.40	0.70	44.7500
0.70	27.00	21.9500
27.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Piedritto sinistro Pressione sup. 19.0825 [kPa] Pressione inf. 89.8944 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 9.3600 [kPa] Pressione inf. 80.1719 [kPa]

Falda
Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	15.2000
-10.00	-0.80	21.9500
-0.80	3.30	44.7500
3.30	27.00	21.9500
27.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 13.0755 [kPa] Pressione inf. 83.8874 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 9.3600 [kPa] Pressione inf. 80.1719 [kPa]

Falda
Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	15.2000
-10.00	6.84	21.9500
6.84	10.94	44.7500
10.94	27.00	21.9500
27.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 9.3600 [kPa] Pressione inf. 80.1719 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 9.3600 [kPa] Pressione inf. 80.1719 [kPa]

Falda
Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.4816 [kPa] Pressione inf. 77.2935 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 6.4816 [kPa] Pressione inf. 77.2935 [kPa]

Falda
Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 14

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	15.2000
-10.00	-3.40	24.2000
-3.40	0.70	54.6000
0.70	27.00	24.2000
27.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 23.2827 [kPa] Pressione inf. 94.0946 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 10.3195 [kPa] Pressione inf. 81.1313 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	15.2000
-10.00	-0.80	24.2000
-0.80	3.30	54.6000
3.30	27.00	24.2000
27.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 15.2735 [kPa] Pressione inf. 86.0854 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 10.3195 [kPa] Pressione inf. 81.1313 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 16

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	15.2000
-10.00	6.84	24.2000
6.84	10.94	54.6000
10.94	27.00	24.2000
27.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 10.3195 [kPa] Pressione inf. 81.1313 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 10.3195 [kPa] Pressione inf. 81.1313 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 17

Pressione in calotta(solo peso terreno) 15.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Xi	Xj	Q[kPa]
-20.00	-10.00	15.2000
-10.00	-3.40	21.9500
-3.40	0.70	44.7500
0.70	27.00	21.9500
27.00	37.00	15.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 19.0825 [kPa]	Pressione inf. 89.8944 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 9.3600 [kPa]	Pressione inf. 80.1719 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.067	0.680
4.40	0.065	0.361
8.89	0.061	0.180
13.38	0.057	0.352
17.78	0.054	0.658

Spostamenti traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.058	0.615
5.07	0.056	0.952
8.89	0.053	1.128
12.68	0.050	0.944
16.53	0.047	0.597

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.067	0.601
4.39	-0.039	0.609
8.19	0.058	0.615

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.054	0.583
4.39	0.152	0.590
8.19	0.047	0.597

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.040	0.736
4.40	0.038	0.383
8.89	0.034	0.182
13.38	0.030	0.351
17.78	0.028	0.659

Spostamenti traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.015	0.663
5.07	0.012	1.005
8.89	0.010	1.170
12.68	0.007	0.967
16.53	0.005	0.597

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.040	0.647
4.39	-0.086	0.656
8.19	0.015	0.663

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.028	0.583
4.39	0.124	0.591
8.19	0.005	0.597

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.006	0.723
4.40	0.003	0.372
8.89	0.000	0.180
13.38	-0.003	0.372
17.78	-0.006	0.723

Spostamenti traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.006	0.650
5.07	0.003	1.084

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

8.89	0.000	1.321
12.68	-0.003	1.086
16.53	-0.006	0.650

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.006	0.634
4.39	-0.123	0.643
8.19	0.006	0.650

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	-0.006	0.634
4.39	0.123	0.643
8.19	-0.006	0.650

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.096	0.655
4.40	0.093	0.357
8.89	0.089	0.181
13.38	0.085	0.356
17.78	0.082	0.680

Spostamenti traverso (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.164	0.597
5.07	0.161	0.949
8.89	0.159	1.123
12.68	0.156	0.939
16.53	0.152	0.612

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.096	0.584
4.39	0.025	0.591
8.19	0.164	0.597

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.082	0.598
4.39	0.212	0.606
8.19	0.152	0.612

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.056	0.714
4.40	0.053	0.379
8.89	0.049	0.182
13.38	0.045	0.354
17.78	0.043	0.681

Spostamenti traverso (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.102	0.647
5.07	0.100	1.006
8.89	0.097	1.170
12.68	0.095	0.965
16.53	0.092	0.612

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.056	0.632
4.39	-0.039	0.640
8.19	0.102	0.647

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.043	0.598

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

4.39	0.171	0.606
8.19	0.092	0.612

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.019	0.702
4.40	0.017	0.369
8.89	0.013	0.180
13.38	0.010	0.376
17.78	0.008	0.745

Spostamenti traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.090	0.635
5.07	0.087	1.085
8.89	0.084	1.320
12.68	0.081	1.085
16.53	0.078	0.666

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.019	0.619
4.39	-0.079	0.628
8.19	0.090	0.635

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.008	0.649
4.39	0.167	0.658
8.19	0.078	0.666

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.818	0.443
4.40	0.814	0.286
8.89	0.808	0.173
13.38	0.801	0.291
17.78	0.795	0.455

Spostamenti traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.848	0.423
5.07	0.843	0.598
8.89	0.838	0.697
12.68	0.832	0.593
16.53	0.826	0.434

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.819	0.413
4.39	0.816	0.419
8.19	0.848	0.423

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.796	0.424
4.39	0.815	0.429
8.19	0.826	0.434

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.831	0.309
4.40	0.827	0.213
8.89	0.821	0.131
13.38	0.814	0.218
17.78	0.808	0.323

Spostamenti traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.862	0.303

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

5.07	0.857	0.414
8.89	0.852	0.481
12.68	0.846	0.408
16.53	0.840	0.314

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.832	0.295
4.39	0.855	0.300
8.19	0.862	0.303

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.809	0.306
4.39	0.803	0.311
8.19	0.840	0.314

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.004	0.447
4.40	0.003	0.242
8.89	0.000	0.127
13.38	-0.003	0.242
17.78	-0.004	0.447

Spostamenti traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.003	0.405
5.07	0.001	0.617
8.89	0.000	0.730
12.68	-0.001	0.619
16.53	-0.003	0.405

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.004	0.396
4.39	-0.063	0.401
8.19	0.003	0.405

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	-0.004	0.396
4.39	0.063	0.401
8.19	-0.003	0.405

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.038	0.490
4.40	0.036	0.261
8.89	0.033	0.132
13.38	0.030	0.256
17.78	0.028	0.477

Spostamenti traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.033	0.443
5.07	0.031	0.683
8.89	0.029	0.809
12.68	0.027	0.679
16.53	0.025	0.433

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.038	0.433
4.39	-0.038	0.438
8.19	0.033	0.443

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
-------	---------------------	---------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

0.60	0.028	0.423
4.39	0.100	0.428
8.19	0.025	0.433

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.023	0.521
4.40	0.022	0.273
8.89	0.019	0.133
13.38	0.016	0.255
17.78	0.014	0.478

Spostamenti traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.009	0.469
5.07	0.007	0.713
8.89	0.005	0.833
12.68	0.004	0.692
16.53	0.002	0.433

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.023	0.459
4.39	-0.063	0.465
8.19	0.009	0.469

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.014	0.423
4.39	0.085	0.428
8.19	0.002	0.433

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.004	0.513
4.40	0.002	0.267
8.89	0.000	0.132
13.38	-0.002	0.267
17.78	-0.004	0.513

Spostamenti traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.004	0.463
5.07	0.002	0.756
8.89	0.000	0.916
12.68	-0.002	0.758
16.53	-0.004	0.463

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.004	0.451
4.39	-0.084	0.458
8.19	0.004	0.463

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	-0.004	0.451
4.39	0.084	0.458
8.19	-0.004	0.463

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.012	0.435
4.40	0.010	0.240
8.89	0.007	0.127
13.38	0.005	0.244
17.78	0.003	0.459

Spostamenti traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
-------	---------------------	---------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

1.25	0.050	0.396
5.07	0.049	0.618
8.89	0.047	0.729
12.68	0.046	0.618
16.53	0.044	0.413

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.012	0.388
4.39	-0.038	0.392
8.19	0.050	0.396

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.003	0.404
4.39	0.087	0.409
8.19	0.044	0.413

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.063	0.490
4.40	0.061	0.265
8.89	0.058	0.134
13.38	0.055	0.263
17.78	0.053	0.500

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.099	0.446
5.07	0.097	0.704
8.89	0.095	0.834
12.68	0.093	0.697
16.53	0.090	0.451

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.063	0.436
4.39	0.003	0.441
8.19	0.099	0.446

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.053	0.440
4.39	0.144	0.446
8.19	0.090	0.451

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.038	0.533
4.40	0.036	0.282
8.89	0.033	0.135
13.38	0.031	0.262
17.78	0.029	0.500

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.058	0.482
5.07	0.057	0.745
8.89	0.055	0.867
12.68	0.053	0.715
16.53	0.051	0.451

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.038	0.471
4.39	-0.038	0.477
8.19	0.058	0.482

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 15)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.029	0.440
4.39	0.117	0.446
8.19	0.051	0.451

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.011	0.524
4.40	0.010	0.274
8.89	0.007	0.134
13.38	0.005	0.278
17.78	0.003	0.548

Spostamenti traverso (Combinazione n° 16)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.050	0.473
5.07	0.048	0.804
8.89	0.046	0.978
12.68	0.044	0.804
16.53	0.042	0.490

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 16)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.011	0.462
4.39	-0.067	0.468
8.19	0.050	0.473

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 16)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.003	0.478
4.39	0.115	0.485
8.19	0.042	0.490

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.054	0.472
4.40	0.052	0.258
8.89	0.049	0.132
13.38	0.046	0.259
17.78	0.044	0.494

Spostamenti traverso (Combinazione n° 17)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.25	0.105	0.430
5.07	0.103	0.683
8.89	0.101	0.807
12.68	0.099	0.677
16.53	0.097	0.444

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 17)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.054	0.421
4.39	0.003	0.426
8.19	0.105	0.430

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 17)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.60	0.044	0.434
4.39	0.139	0.440
8.19	0.097	0.444

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	11.9070	-6.5709
4.40	460.2943	-244.2512	350.4403
8.89	894.7399	6.7114	350.4403
13.38	442.4721	257.6270	350.4403
17.78	0.0000	-11.5108	5.2589

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-1037.1504	532.8588	262.4366
5.07	489.1318	266.2419	262.4366
8.89	996.9375	-0.3750	262.4366
12.68	493.0216	-265.2202	262.4366
16.53	-1042.8808	-533.6088	262.4366

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-1001.2560	357.0112	814.6375
4.39	-421.9904	-30.6127	673.7482
8.19	-1037.1504	-262.4366	532.8588

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-973.8386	-345.1813	815.3876
4.39	-417.6263	36.3187	674.4982
8.19	-1042.8808	258.1649	533.6088

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	12.8801	-3.9428
4.40	506.0736	-254.9317	331.0086
8.89	936.5748	13.5809	331.0086
13.38	454.8051	263.0131	331.0086
17.78	0.0000	-11.5287	2.7036

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-1062.1576	612.0890	241.7158
5.07	531.6351	261.3401	241.7158
8.89	1020.7161	-5.2768	241.7158
12.68	498.1999	-270.1220	241.7158
16.53	-1056.5518	-538.5106	241.7158

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-1032.9538	334.9514	893.8678
4.39	-482.5146	-29.2034	752.9784
8.19	-1062.1576	-241.7167	612.0890

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-976.4069	-328.3049	820.2893
4.39	-457.0149	38.3221	679.4000
8.19	-1056.5518	241.2845	538.5106

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	12.6573	-0.5472
4.40	516.8320	-253.0425	292.3238
8.89	970.6681	3.5998	292.3238
13.38	516.8320	267.9163	292.3238
17.78	0.0000	-12.6573	-0.5472

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-1267.1002	617.3658	268.0056
5.07	581.9989	350.7489	268.0056

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

8.89	1326.3861	0.0000	268.0056
12.68	590.8801	-348.9772	268.0056
16.53	-1267.1002	-617.3658	268.0056

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-970.8940	292.8710	899.1446
4.39	-564.3315	-65.2410	758.2552
8.19	-1267.1002	-268.0056	617.3658

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-970.8940	-292.8710	899.1445
4.39	-564.3315	65.2410	758.2552
8.19	-1267.1002	268.0056	617.3658

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	11.4615	-9.3594
4.40	410.7606	-254.0086	359.9613
8.89	893.1203	-3.7664	359.9613
13.38	483.4404	250.1350	359.9613
17.78	0.0000	-11.8925	8.0119

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-943.8372	520.0907	229.9628
5.07	533.6711	253.4738	256.2635
8.89	992.7029	-13.1431	282.5642
12.68	440.3373	-277.9882	308.6901
16.53	-1144.6632	-546.3769	335.1656

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-1074.4914	369.3207	801.8695
4.39	-440.5890	-8.9830	660.9801
8.19	-943.8372	-229.9628	520.0907

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-916.5855	-351.9494	828.1556
4.39	-373.7022	53.7948	687.2662
8.19	-1144.6632	321.4755	546.3769

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	12.4913	-5.4203
4.40	464.0888	-262.9306	332.4198
8.89	936.3876	3.9098	332.4198
13.38	495.7994	255.4024	332.4198
17.78	0.0000	-11.9100	4.1758

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-968.8505	599.8051	198.1996
5.07	578.0175	249.0562	224.5003
8.89	1020.1738	-17.5607	250.8010
12.68	451.0447	-282.4059	276.9269
16.53	-1150.9435	-550.7945	303.4024

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-1093.0105	337.8401	881.5838
4.39	-513.2310	-11.5472	740.6944
8.19	-968.8505	-198.1996	599.8051

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-918.1983	-328.2441	832.5733

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

4.39	-424.2394	55.0858	691.6839
8.19	-1150.9435	295.1677	550.7945

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	12.2765	-1.8345
4.40	475.7378	-260.8587	292.6232
8.89	970.5963	-5.9341	292.6232
13.38	557.5468	260.3350	292.6232
17.78	0.0000	-13.0352	0.7390

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-1174.8961	605.2746	222.0120
5.07	628.0145	338.6577	248.3127
8.89	1326.2132	-12.0912	274.6134
12.68	544.8256	-361.0684	300.7393
16.53	-1359.6501	-629.4570	327.2148

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-1029.5701	294.4577	887.0533
4.39	-594.7977	-48.3103	746.1639
8.19	-1174.8961	-222.0120	605.2746

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-912.9259	-291.8842	911.2358
4.39	-533.2303	81.7727	770.3464
8.19	-1359.6501	320.1932	629.4570

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	7.7494	-79.7753
4.40	186.6708	-214.6832	539.3649
8.89	607.6114	1.7538	593.5859
13.38	195.9135	226.9688	647.8069
17.78	0.0000	-7.9703	77.5531

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-772.9857	360.3581	433.9949
5.07	251.6844	176.1184	476.2464
8.89	572.5588	-8.1214	518.4978
12.68	194.5048	-191.1368	560.4686
16.53	-897.0800	-376.6008	603.0008

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-979.3302	566.0935	611.0581
4.39	72.6796	7.7812	485.7081
8.19	-772.9857	-433.9949	360.3581

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-982.2571	-623.3004	627.3008
4.39	164.1770	12.8386	501.9508
8.19	-897.0800	528.6514	376.6008

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	5.4123	-81.0430
4.40	93.5121	-177.3014	542.8181
8.89	449.4059	0.6328	597.0391
13.38	105.6981	185.9457	651.2601
17.78	0.0000	-5.6508	78.8079

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-625.1866	275.9069	429.2739

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

5.07	157.5801	133.9186	471.5254
8.89	397.9516	-8.0696	513.7769
12.68	99.7252	-149.1144	555.7476
16.53	-748.4907	-292.0462	598.2799

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-867.3630	570.8144	442.6569
4.39	202.5628	12.5021	359.2819
8.19	-625.1866	-429.2739	275.9069

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-864.9329	-625.4988	458.7962
4.39	289.2658	8.6468	375.4212
8.19	-748.4907	522.6677	292.0462

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	7.8173	-0.4158
4.40	296.0746	-159.1152	222.1271
8.89	585.4692	2.5276	222.1271
13.38	296.0746	168.7770	222.1271
17.78	0.0000	-7.8173	-0.4158

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-629.5437	326.2280	142.0047
5.07	305.0996	163.1140	142.0047
8.89	616.6473	0.0000	142.0047
12.68	309.2264	-162.0301	142.0047
16.53	-629.5437	-326.2280	142.0047

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-642.4176	222.5429	534.9530
4.39	-278.6114	-17.9464	430.5905
8.19	-629.5437	-142.0047	326.2280

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-642.4176	-222.5429	534.9530
4.39	-278.6114	17.9464	430.5905
8.19	-629.5437	142.0047	326.2280

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	8.5692	-3.6918
4.40	329.7048	-175.4816	249.8036
8.89	643.4768	4.3360	249.8036
13.38	320.0377	185.2710	249.8036
17.78	0.0000	-8.3506	2.7566

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-733.5169	377.5894	180.9305
5.07	348.0775	188.6904	180.9305
8.89	708.0778	-0.2086	180.9305
12.68	351.2683	-187.8523	180.9305
16.53	-736.7043	-378.0066	180.9305

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-716.9086	253.4954	586.3144
4.39	-304.0140	-21.4495	481.9519
8.19	-733.5169	-180.9305	377.5894

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
-------	---------	--------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

0.60	-701.2609	-247.0470	586.7316
4.39	-302.0316	24.6945	482.3691
8.19	-736.7043	178.6715	378.0066

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	9.1093	-2.2846
4.40	355.0932	-181.4239	239.3490
8.89	666.6892	8.1582	239.3490
13.38	326.7789	188.2931	239.3490
17.78	0.0000	-8.3599	1.3886

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-747.3653	421.5926	169.7433
5.07	371.6832	185.9536	169.7433
8.89	721.2290	-2.9454	169.7433
12.68	354.0346	-190.5891	169.7433
16.53	-744.4619	-380.7434	169.7433

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-734.5882	241.6336	630.3176
4.39	-337.7105	-20.6784	525.9551
8.19	-747.3653	-169.7436	421.5926

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-702.9072	-237.9604	589.4684
4.39	-323.5712	25.8033	485.1059
8.19	-744.4619	169.5693	380.7434

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	8.9861	-0.4079
4.40	361.1476	-180.3580	217.9328
8.89	685.6273	2.6318	217.9328
13.38	361.1476	191.0366	217.9328
17.78	0.0000	-8.9861	-0.4079

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-861.3304	424.5380	184.3932
5.07	399.6076	235.6390	184.3932
8.89	891.0430	0.0000	184.3932
12.68	405.5733	-234.3837	184.3932
16.53	-861.3304	-424.5380	184.3932

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-699.9899	218.3407	633.2630
4.39	-383.1704	-40.7316	528.9005
8.19	-861.3304	-184.3932	424.5380

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-699.9899	-218.3407	633.2630
4.39	-383.1704	40.7316	528.9005
8.19	-861.3304	184.3932	424.5380

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	7.6043	-1.1425
4.40	273.0789	-163.4914	222.3384
8.89	585.4207	-2.8016	222.3384
13.38	318.8141	164.5429	222.3384
17.78	0.0000	-8.0284	0.3101

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
-------	---------	--------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

1.25	-578.0796	319.4747	116.7075
5.07	330.7661	156.3607	131.3190
8.89	616.5163	-6.7533	145.9305
12.68	283.4692	-168.7834	160.4449
16.53	-681.2698	-332.9813	175.1535

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-675.2690	223.4808	528.1997
4.39	-295.5797	-8.4301	423.8372
8.19	-578.0796	-116.7075	319.4747

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-610.0442	-222.0283	541.7063
4.39	-261.1697	27.1830	437.3438
8.19	-681.2698	171.2076	332.9813

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	8.5815	-6.1508
4.40	314.7290	-186.0294	263.1563
8.89	662.1910	-0.7627	263.1563
13.38	350.9232	186.5721	263.1563
17.78	0.0000	-8.7422	5.1656

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 14)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-715.5570	387.6032	174.6067
5.07	387.8739	190.1092	189.2182
8.89	736.8777	-7.3848	203.8297
12.68	336.6385	-203.5664	218.3441
16.53	-828.3960	-402.3728	233.0527

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-779.9749	269.3070	596.3282
4.39	-326.5991	-10.9179	491.9657
8.19	-715.5570	-174.6067	387.6032

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-688.7747	-257.9907	611.0978
4.39	-287.0046	36.6239	506.7353
8.19	-828.3960	224.9236	402.3728

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	9.3290	-3.7061
4.40	352.0403	-193.1778	245.8139
8.89	693.6889	4.7789	245.8139
13.38	359.3504	190.6554	245.8139
17.78	0.0000	-8.7488	2.7859

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 15)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-735.5167	446.6662	154.1957
5.07	419.3502	186.8522	168.8072
8.89	755.9121	-10.6418	183.4187
12.68	343.3137	-206.8234	197.9332
16.53	-834.2454	-405.6298	212.6417

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-797.7351	249.5200	655.3912
4.39	-374.4868	-12.1723	551.0287
8.19	-735.5167	-154.1957	446.6662

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 15)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-691.3730	-243.0280	614.3548
4.39	-320.8045	37.5611	509.9923
8.19	-834.2454	208.0778	405.6298

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	9.1669	-1.1045
4.40	360.3214	-191.7173	216.6476
8.89	718.9870	-2.5669	216.6476
13.38	405.2163	194.2902	216.6476
17.78	0.0000	-9.5836	0.2935

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 16)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-887.8327	450.6586	172.4535
5.07	456.4697	253.1646	187.0650
8.89	982.4670	-6.6494	201.6765
12.68	412.4158	-265.1510	216.1909
16.53	-989.4353	-463.9574	230.8995

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 16)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-751.2999	217.7521	659.3836
4.39	-434.8599	-39.1122	555.0211
8.19	-887.8327	-172.4537	450.6586

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 16)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-687.3215	-216.3541	672.6824
4.39	-401.0149	57.4105	568.3199
8.19	-989.4353	227.1475	463.9574

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	8.2553	-5.2202
4.40	295.3138	-182.1416	253.3729
8.89	642.8855	-3.2901	253.3729
13.38	351.3015	179.4943	253.3729
17.78	0.0000	-8.6412	4.2716

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 17)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.25	-662.8138	368.1094	153.4404
5.07	382.5669	179.2104	172.9224
8.89	706.3535	-9.6886	192.4044
12.68	313.5710	-197.3324	211.7569
16.53	-810.8559	-387.4866	231.3684

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 17)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-766.8984	258.5931	576.8344
4.39	-323.9357	-5.6917	472.4719
8.19	-662.8138	-153.4404	368.1094

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 17)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.60	-657.1061	-249.1013	596.2116
4.39	-273.5318	37.6894	491.8491
8.19	-810.8559	222.6590	387.4866

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.272
4.40	0.144
8.89	0.072
13.38	0.141
17.78	0.263

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.294
4.40	0.153
8.89	0.073
13.38	0.140
17.78	0.264

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.289
4.40	0.149
8.89	0.072
13.38	0.149
17.78	0.289

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.262
4.40	0.143
8.89	0.072
13.38	0.142
17.78	0.272

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.286
4.40	0.152
8.89	0.073
13.38	0.142
17.78	0.272

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.281
4.40	0.148
8.89	0.072
13.38	0.150
17.78	0.298

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.177
4.40	0.114
8.89	0.069
13.38	0.116
17.78	0.182

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.124
4.40	0.085
8.89	0.053
13.38	0.087
17.78	0.129

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.179
4.40	0.097
8.89	0.051
13.38	0.097
17.78	0.179

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_r [MPa]
-------	------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

0.00	0.196
4.40	0.104
8.89	0.053
13.38	0.102
17.78	0.191

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.208
4.40	0.109
8.89	0.053
13.38	0.102
17.78	0.191

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.205
4.40	0.107
8.89	0.053
13.38	0.107
17.78	0.205

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.174
4.40	0.096
8.89	0.051
13.38	0.098
17.78	0.184

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.196
4.40	0.106
8.89	0.054
13.38	0.105
17.78	0.200

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.213
4.40	0.113
8.89	0.054
13.38	0.105
17.78	0.200

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.210
4.40	0.110
8.89	0.053
13.38	0.111
17.78	0.219

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.189
4.40	0.103
8.89	0.053
13.38	0.104
17.78	0.198

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in kN
M _u	Momento ultimo, espresso in kNm
A _{fi}	Area armatura inferiore, espresse in cm ²
A _{fs}	Area armatura superiore, espresse in cm ²
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V _{rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espresso in kN
V _{rsd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espresso in kN
V _{rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espresso in kN
A _{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espresso in cm ²

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (12.32)	-6.57	-521.07	-1242.63	35.34	35.34	79.30
2	4.40	-460.29 (-713.09)	350.44	1005.77	-2046.60	35.34	35.34	2.87
3	8.89	-894.74 (-894.89)	350.44	750.14	-1915.56	35.34	35.34	2.14
4	13.38	-442.47 (-709.12)	350.44	1013.33	-2050.47	35.34	35.34	2.89
5	17.78	0.00 (11.91)	5.26	843.53	-1963.43	35.34	35.34	160.40

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{rd}	V _{rsd}	V _{rsd}	A _{sw}
1	0.00	11.91	426.26	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-244.25	477.58	0.00	0.00	0.00
3	8.89	6.71	477.58	0.00	0.00	0.00
4	13.38	257.63	477.58	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-11.51	427.96	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.25	-1037.15 (-1042.88)	262.44	397.64	-1580.17	35.34	35.34	1.52
2	5.07	489.13 (740.73)	262.44	592.05	1671.07	35.34	35.34	2.26
3	8.89	996.94 (996.94)	262.44	418.54	1589.94	35.34	35.34	1.59
4	12.68	493.02 (743.65)	262.44	589.26	1669.77	35.34	35.34	2.25
5	16.53	-1042.88 (-1042.88)	262.44	397.64	-1580.17	35.34	35.34	1.52

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{rd}	V _{rsd}	V _{rsd}	A _{sw}
1	1.25	532.86	445.14	0.00	4433.39	0.00
2	5.07	266.24	445.14	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-0.38	445.14	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-265.22	445.14	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-533.61	445.14	0.00	4433.39	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.60	-1001.26 (-1037.15)	814.64	1701.14	-2165.79	22.62	35.34	2.09
2	4.39	-421.99 (-450.92)	673.75	4961.94	-3320.88	22.62	35.34	7.36
3	8.19	-1037.15 (-1037.15)	532.86	933.49	-1816.93	22.62	35.34	1.75

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{rd}	V _{rsd}	V _{rsd}	A _{sw}
1	0.60	357.01	524.21	0.00	0.00	0.00
2	4.39	-30.61	504.04	0.00	0.00	0.00
3	8.19	-262.44	483.86	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.60	-973.84 (-1042.88)	815.39	1689.05	-2160.30	22.62	35.34	2.07
2	4.39	-417.63 (-451.95)	674.50	4951.95	-3318.05	22.62	35.34	7.34
3	8.19	-1042.88 (-1042.88)	533.61	928.51	-1814.66	22.62	35.34	1.74

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	-345.18	524.32	0.00	0.00	0.00
2	4.39	36.32	504.14	0.00	0.00	0.00
3	8.19	258.16	483.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (13.33)	-3.94	-360.18	-1331.69	35.34	35.34	91.35
2	4.40	-506.07 (-769.93)	331.01	844.29	-1963.83	35.34	35.34	2.55
3	8.89	-936.57 (-938.10)	331.01	659.52	-1869.12	35.34	35.34	1.99
4	13.38	-454.81 (-727.02)	331.01	909.28	-1997.14	35.34	35.34	2.75
5	17.78	0.00 (-11.93)	2.70	382.04	-1726.88	35.34	35.34	141.31

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	12.88	426.63	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-254.93	474.78	0.00	0.00	0.00
3	8.89	13.58	474.78	0.00	0.00	0.00
4	13.38	263.01	474.78	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-11.53	427.59	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.25	-1062.16 (-1062.16)	241.72	355.07	-1560.26	35.34	35.34	1.47
2	5.07	531.64 (778.60)	241.72	506.34	1630.99	35.34	35.34	2.09
3	8.89	1020.72 (1020.72)	241.72	371.28	1567.84	35.34	35.34	1.54
4	12.68	498.20 (753.47)	241.72	526.21	1640.29	35.34	35.34	2.18
5	16.53	-1056.55 (-1062.16)	241.72	355.07	-1560.26	35.34	35.34	1.47

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.25	612.09	442.18	0.00	4429.09	0.00
2	5.07	261.34	442.18	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-5.28	442.18	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-270.12	442.18	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-538.51	442.18	0.00	4429.09	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.60	-1032.95 (-1062.16)	893.87	1897.89	-2255.20	22.62	35.34	2.12
2	4.39	-482.51 (-510.11)	752.98	4858.97	-3291.75	22.62	35.34	6.45
3	8.19	-1062.16 (-1062.16)	612.09	1087.33	-1886.84	22.62	35.34	1.78

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	334.95	535.55	0.00	0.00	0.00
2	4.39	-29.20	515.38	0.00	0.00	0.00
3	8.19	-241.72	495.21	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	0.60	-976.41 (-1056.55)	820.29	1670.77	-2151.99	22.62	35.34	2.04
2	4.39	-457.01 (-493.23)	679.40	4326.91	-3141.24	22.62	35.34	6.37
3	8.19	-1056.55 (-1056.55)	538.51	923.83	-1812.54	22.62	35.34	1.72

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	-328.30	525.02	0.00	0.00	0.00
2	4.39	38.32	504.85	0.00	0.00	0.00
3	8.19	241.28	484.67	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (13.10)	-0.55	-73.29	1490.49	35.34	35.34	133.94
2	4.40	-516.83 (-778.73)	292.32	711.67	-1895.85	35.34	35.34	2.43
3	8.89	-970.67 (-970.67)	292.32	545.26	-1810.55	35.34	35.34	1.87
4	13.38	-516.83 (-794.13)	292.32	694.67	-1887.13	35.34	35.34	2.38
5	17.78	0.00 (-13.10)	-0.55	-73.29	1490.49	35.34	35.34	133.94

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	12.66	427.12	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-253.04	469.22	0.00	0.00	0.00
3	8.89	3.60	469.22	0.00	0.00	0.00
4	13.38	267.92	469.22	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-12.66	427.12	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	1.25	-1267.10 (-1267.10)	268.01	327.26	-1547.26	35.34	35.34	1.22
2	5.07	582.00 (913.46)	268.01	474.11	1615.92	35.34	35.34	1.77
3	8.89	1326.39 (1326.39)	268.01	311.11	1539.70	35.34	35.34	1.16
4	12.68	590.88 (920.66)	268.01	469.81	1613.91	35.34	35.34	1.75
5	16.53	-1267.10 (-1267.10)	268.01	327.26	-1547.26	35.34	35.34	1.22

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.25	617.37	445.94	0.00	4434.54	0.00
2	5.07	350.75	445.94	0.00	0.00	0.00
3	8.89	0.00	445.94	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-348.98	445.94	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-617.37	445.94	0.00	4434.54	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	0.60	-970.89 (-1247.66)	899.14	1492.47	-2070.96	22.62	35.34	1.66
2	4.39	-564.33 (-625.98)	758.26	3495.84	-2886.02	22.62	35.34	4.61
3	8.19	-1267.10 (-1267.10)	617.37	871.54	-1788.78	22.62	35.34	1.41

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	292.87	536.31	0.00	0.00	0.00
2	4.39	-65.24	516.14	0.00	0.00	0.00
3	8.19	-268.01	495.96	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	0.60	-970.89 (-1247.66)	899.14	1492.47	-2070.96	22.62	35.34	1.66
2	4.39	-564.33 (-625.98)	758.26	3495.84	-2886.02	22.62	35.34	4.61
3	8.19	-1267.10 (-1267.10)	617.37	871.54	-1788.78	22.62	35.34	1.41

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	-292.87	536.31	0.00	0.00	0.00
2	4.39	65.24	516.14	0.00	0.00	0.00
3	8.19	268.01	495.96	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-11.86)	-9.36	-671.16	-1159.55	35.34	35.34	71.71
2	4.40	-410.76 (-673.66)	359.96	1126.69	-2108.58	35.34	35.34	3.13
3	8.89	-893.12 (-893.96)	359.96	776.83	-1929.25	35.34	35.34	2.16
4	13.38	-483.44 (-742.33)	359.96	987.99	-2037.48	35.34	35.34	2.74
5	17.78	0.00 (-12.31)	8.01	1583.61	2342.79	35.34	35.34	197.66

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	11.46	425.85	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-254.01	478.94	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-3.77	478.94	0.00	0.00	0.00
4	13.38	250.14	478.94	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-11.89	428.35	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	1.25	-943.84 (-1144.66)	229.96	309.14	-1538.78	35.34	35.34	1.34
2	5.07	533.67 (773.20)	256.26	546.84	1649.93	35.34	35.34	2.13
3	8.89	992.70 (993.94)	282.56	457.13	1607.98	35.34	35.34	1.62
4	12.68	440.34 (703.04)	308.69	770.34	1754.45	35.34	35.34	2.50
5	16.53	-1144.66 (-1144.66)	335.17	473.00	-1615.41	35.34	35.34	1.41

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.25	520.09	440.49	0.00	4426.65	0.00
2	5.07	253.47	444.26	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-13.14	448.03	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-277.99	451.77	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-546.38	455.56	0.00	4448.47	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	0.60	-1074.49 (-1074.49)	801.87	1572.73	-2107.44	22.62	35.34	1.96
2	4.39	-440.59 (-449.08)	660.98	4835.03	-3284.98	22.62	35.34	7.31
3	8.19	-943.84 (-1074.49)	520.09	864.22	-1785.45	22.62	35.34	1.66

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	369.32	522.38	0.00	0.00	0.00
2	4.39	-8.98	502.21	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

3	8.19	-229.96	482.03	0.00	0.00	0.00
---	------	---------	--------	------	------	------

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	0.60	-916.59 (-1144.66)	828.16	1501.19	-2074.92	22.62	35.34	1.81
2	4.39	-373.70 (-424.54)	687.27	5605.84	-3462.84	22.62	35.34	8.16
3	8.19	-1144.66 (-1144.66)	546.38	848.92	-1778.50	22.62	35.34	1.55

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	-351.95	526.14	0.00	0.00	0.00
2	4.39	53.79	505.97	0.00	0.00	0.00
3	8.19	321.48	485.80	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-12.93)	-5.42	-460.67	-1276.06	35.34	35.34	84.99
2	4.40	-464.09 (-736.22)	332.42	899.48	-1992.12	35.34	35.34	2.71
3	8.89	-936.39 (-936.39)	332.42	664.44	-1871.64	35.34	35.34	2.00
4	13.38	-495.80 (-760.14)	332.42	863.00	-1973.42	35.34	35.34	2.60
5	17.78	0.00 (12.33)	4.18	659.40	1869.06	35.34	35.34	157.91

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	12.49	426.42	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-262.93	474.99	0.00	0.00	0.00
3	8.89	3.91	474.99	0.00	0.00	0.00
4	13.38	255.40	474.99	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-11.91	427.80	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	1.25	-968.85 (-1150.94)	198.20	261.12	-1516.33	35.34	35.34	1.32
2	5.07	578.02 (813.38)	224.50	441.85	1600.84	35.34	35.34	1.97
3	8.89	1020.17 (1022.23)	250.80	386.40	1574.91	35.34	35.34	1.54
4	12.68	451.04 (717.92)	276.93	656.16	1701.05	35.34	35.34	2.37
5	16.53	-1150.94 (-1150.94)	303.40	419.21	-1590.25	35.34	35.34	1.38

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.25	599.81	435.95	0.00	4420.07	0.00
2	5.07	249.06	439.71	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-17.56	443.48	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-282.41	447.22	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-550.79	451.01	0.00	4441.88	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	0.60	-1093.01 (-1093.01)	881.58	1773.30	-2198.59	22.62	35.34	2.01
2	4.39	-513.23 (-524.14)	740.69	4513.74	-3194.09	22.62	35.34	6.09
3	8.19	-968.85 (-1093.01)	599.81	1018.19	-1855.42	22.62	35.34	1.70

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	337.84	533.79	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

2	4.39	-11.55	513.62	0.00	0.00	0.00
3	8.19	-198.20	493.45	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.60	-918.20 (-1150.94)	832.57	1500.85	-2074.77	22.62	35.34	1.80
2	4.39	-424.24 (-476.30)	691.68	4725.50	-3254.00	22.62	35.34	6.83
3	8.19	-1150.94 (-1150.94)	550.79	851.73	-1779.77	22.62	35.34	1.55

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	-328.24	526.78	0.00	0.00	0.00
2	4.39	55.09	506.60	0.00	0.00	0.00
3	8.19	295.17	486.43	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-12.71)	-1.83	-224.61	1406.73	35.34	35.34	122.44
2	4.40	-475.74 (-745.73)	292.62	752.05	-1916.55	35.34	35.34	2.57
3	8.89	-970.60 (-972.03)	292.62	545.01	-1810.42	35.34	35.34	1.86
4	13.38	-557.55 (-826.99)	292.62	661.78	-1870.27	35.34	35.34	2.26
5	17.78	0.00 (13.49)	0.74	108.88	1586.87	35.34	35.34	147.34

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	12.28	426.94	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-260.86	469.26	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-5.93	469.26	0.00	0.00	0.00
4	13.38	260.34	469.26	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-13.04	427.31	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.25	-1174.90 (-1359.65)	222.01	246.48	-1509.48	35.34	35.34	1.11
2	5.07	628.01 (948.05)	248.31	416.14	1588.82	35.34	35.34	1.68
3	8.89	1326.21 (1326.54)	274.61	319.56	1543.65	35.34	35.34	1.16
4	12.68	544.83 (886.04)	300.74	562.51	1657.26	35.34	35.34	1.87
5	16.53	-1359.65 (-1359.65)	327.21	378.08	-1571.02	35.34	35.34	1.16

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.25	605.27	439.36	0.00	4425.00	0.00
2	5.07	338.66	443.12	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-12.09	446.89	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-361.07	450.63	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-629.46	454.42	0.00	4446.82	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.60	-1029.57 (-1174.90)	887.05	1600.73	-2120.16	22.62	35.34	1.80
2	4.39	-594.80 (-640.45)	746.16	3267.03	-2804.17	22.62	35.34	4.38
3	8.19	-1174.90 (-1174.90)	605.27	936.81	-1818.44	22.62	35.34	1.55

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
----	---	---	-----------------	------------------	------------------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

1	0.60	294.46	534.58	0.00	0.00	0.00
2	4.39	-48.31	514.40	0.00	0.00	0.00
3	8.19	-222.01	494.23	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	0.60	-912.93 (-1188.76)	911.24	1638.28	-2137.22	22.62	35.34	1.80
2	4.39	-533.23 (-610.51)	770.35	3761.59	-2981.09	22.62	35.34	4.88
3	8.19	-1359.65 (-1359.65)	629.46	816.55	-1763.79	22.62	35.34	1.30

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	-291.88	538.04	0.00	0.00	0.00
2	4.39	81.77	517.87	0.00	0.00	0.00
3	8.19	320.19	497.69	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (8.02)	-79.78	-2264.06	-277.82	35.34	35.34	28.76
2	4.40	-186.67 (-408.87)	539.36	5081.52	-3852.07	35.34	35.34	9.42
3	8.89	-607.61 (-607.62)	593.59	2963.62	-3033.67	35.34	35.34	4.99
4	13.38	-195.91 (-430.83)	647.81	6335.24	-4213.27	35.34	35.34	9.78
5	17.78	0.00 (-8.25)	77.55	19578.35	-2408.77	35.34	35.34	255.93

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	7.75	415.88	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-214.68	504.73	0.00	0.00	0.00
3	8.89	1.75	512.53	0.00	0.00	0.00
4	13.38	226.97	520.32	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-7.97	438.20	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	1.25	-772.99 (-897.08)	433.99	871.71	-1801.84	35.34	35.34	2.01
2	5.07	251.68 (418.12)	476.25	3263.99	2865.59	35.34	35.34	6.85
3	8.89	572.56 (573.23)	518.50	2185.45	2416.16	35.34	35.34	4.21
4	12.68	194.50 (375.13)	560.47	5251.41	3514.84	35.34	35.34	9.37
5	16.53	-897.08 (-897.08)	603.00	1366.78	-2033.34	35.34	35.34	2.27

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.25	360.36	469.71	0.00	0.00	0.00
2	5.07	176.12	475.76	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-8.12	481.81	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-191.14	487.82	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-376.60	493.91	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ti}	A _{fs}	CS
1	0.60	-979.33 (-979.33)	611.06	1212.92	-1943.92	22.62	35.34	1.98
2	4.39	72.68 (72.80)	485.71	17148.70	2570.37	22.62	35.34	35.31
3	8.19	-772.99 (-979.33)	360.36	615.37	-1672.36	22.62	35.34	1.71

Verifiche taglio

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

N°	X	V	V _{Rsd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	566.09	495.06	0.00	4505.68	0.00
2	4.39	7.78	437.92	0.00	0.00	0.00
3	8.19	-433.99	459.16	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.60	-982.26 (-982.26)	627.30	1253.11	-1962.18	22.62	35.34	2.00
2	4.39	164.18 (164.18)	501.95	11630.14	3803.96	22.62	35.34	23.17
3	8.19	-897.08 (-982.26)	376.60	646.64	-1686.57	22.62	35.34	1.72

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rsd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.60	-623.30	497.39	0.00	4509.05	0.00
2	4.39	12.84	440.25	0.00	0.00	0.00
3	8.19	528.65	461.49	0.00	4457.06	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-5.60)	-81.04	-2209.77	-307.87	35.34	35.34	27.63
2	4.40	-93.51 (-277.02)	542.82	9254.88	-4723.09	35.34	35.34	17.05
3	8.89	-449.41 (-449.46)	597.04	5145.46	-3873.60	35.34	35.34	8.62
4	13.38	-105.70 (-298.15)	651.26	10476.86	-4796.39	35.34	35.34	16.09
5	17.78	0.00 (-5.85)	78.81	19360.35	-2708.23	35.34	35.34	249.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rsd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	5.41	415.70	0.00	0.00	0.00
2	4.40	-177.30	505.23	0.00	0.00	0.00
3	8.89	0.63	513.02	0.00	0.00	0.00
4	13.38	185.95	520.82	0.00	0.00	0.00
5	17.78	-5.65	438.38	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.25	-625.19 (-748.49)	429.27	1092.64	-1905.16	35.34	35.34	2.55
2	5.07	157.58 (284.13)	471.53	6200.51	3736.32	35.34	35.34	13.15
3	8.89	397.95 (398.81)	513.78	4074.10	3162.44	35.34	35.34	7.93
4	12.68	99.73 (240.64)	555.75	9546.03	4133.42	35.34	35.34	17.18
5	16.53	-748.49 (-748.49)	598.28	1779.57	-2226.37	35.34	35.34	2.97

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rsd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.25	275.91	469.03	0.00	0.00	0.00
2	5.07	133.92	475.08	0.00	0.00	0.00
3	8.89	-8.07	481.13	0.00	0.00	0.00
4	12.68	-149.11	487.14	0.00	0.00	0.00
5	16.53	-292.05	493.23	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.60	-867.36 (-867.36)	442.66	925.39	-1813.25	22.62	35.34	2.09
2	4.39	202.56 (203.16)	359.28	5775.27	3265.63	22.62	35.34	16.07
3	8.19	-625.19 (-867.36)	275.91	517.88	-1628.05	22.62	35.34	1.88

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rid}	V _{Rid}	V _{Rid}	A _{ov}
1	0.60	570.81	470.95	0.00	4470.76	0.00
2	4.39	12.50	419.82	0.00	0.00	0.00
3	8.19	-429.27	447.07	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _E	A _E	CS
1	0.60	-864.93 (-864.93)	458.80	973.39	-1835.06	22.62	35.34	2.12
2	4.39	289.27 (289.27)	375.42	2987.53	2301.92	22.62	35.34	7.96
3	8.19	-748.49 (-864.93)	292.05	555.49	-1645.14	22.62	35.34	1.90

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rid}	V _{Rid}	V _{Rid}	A _{ov}
1	0.60	-625.50	473.26	0.00	4474.10	0.00
2	4.39	8.65	422.13	0.00	0.00	0.00
3	8.19	522.67	449.38	0.00	4439.53	0.00

Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
A _{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A _{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ _{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in MPa
σ _{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in MPa
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in MPa
τ _c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in MPa
A _{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fi}	σ _{fs}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.42	35.34	35.34	0.07	0.05	0.00
2	4.40	-296.07	222.13	35.34	35.34	51.20	22.16	1.70
3	8.89	-585.47	222.13	35.34	35.34	126.84	41.39	3.27
4	13.38	-296.07	222.13	35.34	35.34	51.20	22.16	1.70
5	17.78	0.00	-0.42	35.34	35.34	0.07	0.05	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	7.82	-0.009	0.00
2	4.40	-159.12	-0.163	0.00
3	8.89	2.53	0.003	0.00
4	13.38	168.78	0.173	0.00
5	17.78	-7.82	0.009	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fi}	σ _{fs}	σ _c
1	1.25	-629.54	142.00	35.34	35.34	164.72	48.77	3.96
2	5.07	305.10	142.00	35.34	35.34	24.78	70.81	1.97
3	8.89	616.65	142.00	35.34	35.34	47.82	160.98	3.88
4	12.68	309.23	142.00	35.34	35.34	25.09	72.00	2.00
5	16.53	-629.54	142.00	35.34	35.34	164.72	48.77	3.96

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.25	326.23	0.366	0.00
2	5.07	163.11	0.183	0.00
3	8.89	0.00	0.000	0.00
4	12.68	-162.03	-0.182	0.00
5	16.53	-326.23	-0.366	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fi}	σ _{fs}	σ _c
1	0.60	-642.42	534.95	22.62	35.34	123.63	58.63	4.52
2	4.39	-278.61	430.59	22.62	35.34	33.72	26.77	1.99
3	8.19	-629.54	326.23	22.62	35.34	143.83	55.15	4.34

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	222.54	0.249	0.00
2	4.39	-17.95	-0.020	0.00
3	8.19	-142.00	-0.159	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{si}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.60	-642.42	534.95	22.62	35.34	123.63	58.63	4.52
2	4.39	-278.61	430.59	22.62	35.34	33.72	26.77	1.99
3	8.19	-629.54	326.23	22.62	35.34	143.83	55.15	4.34

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	-222.54	-0.249	0.00
2	4.39	17.95	0.020	0.00
3	8.19	142.00	0.159	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{si}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-3.69	35.34	35.34	0.54	0.50	0.00
2	4.40	-329.70	249.80	35.34	35.34	56.74	24.69	1.89
3	8.89	-643.48	249.80	35.34	35.34	138.71	45.57	3.60
4	13.38	-320.04	249.80	35.34	35.34	54.25	24.03	1.84
5	17.78	0.00	2.76	35.34	35.34	0.03	0.03	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	8.57	-0.011	0.00
2	4.40	-175.48	-0.180	0.00
3	8.89	4.34	0.004	0.00
4	13.38	185.27	0.190	0.00
5	17.78	-8.35	0.009	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{si}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.25	-733.52	180.93	35.34	35.34	189.99	57.09	4.63
2	5.07	348.08	180.93	35.34	35.34	28.53	78.51	2.26
3	8.89	708.08	180.93	35.34	35.34	55.22	182.62	4.47
4	12.68	351.27	180.93	35.34	35.34	28.77	79.42	2.28
5	16.53	-736.70	180.93	35.34	35.34	190.91	57.33	4.65

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.25	377.59	0.423	0.00
2	5.07	188.69	0.211	0.00
3	8.89	-0.21	0.000	0.00
4	12.68	-187.85	-0.210	0.00
5	16.53	-378.01	-0.424	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{si}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.60	-716.91	586.31	22.62	35.34	139.15	65.32	5.04
2	4.39	-304.01	481.95	22.62	35.34	35.74	29.26	2.17
3	8.19	-733.52	377.59	22.62	35.34	167.88	64.22	5.05

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	253.50	0.284	0.00
2	4.39	-21.45	-0.024	0.00
3	8.19	-180.93	-0.203	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	0.60	-701.26	586.73	22.62	35.34	134.65	64.03	4.93
2	4.39	-302.03	482.37	22.62	35.34	35.20	29.09	2.15
3	8.19	-736.70	378.01	22.62	35.34	168.76	64.48	5.08

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	-247.05	-0.277	0.00
2	4.39	24.69	0.028	0.00
3	8.19	178.67	0.200	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	0.00	0.00	-2.28	35.34	35.34	0.33	0.31	0.00
2	4.40	-355.09	239.35	35.34	35.34	64.50	26.32	2.03
3	8.89	-666.69	239.35	35.34	35.34	146.10	46.95	3.71
4	13.38	-326.78	239.35	35.34	35.34	57.17	24.40	1.87
5	17.78	0.00	1.39	35.34	35.34	0.02	0.02	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	9.11	-0.010	0.00
2	4.40	-181.42	-0.186	0.00
3	8.89	8.16	0.008	0.00
4	13.38	188.29	0.193	0.00
5	17.78	-8.36	0.009	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	1.25	-747.37	169.74	35.34	35.34	195.40	57.92	4.71
2	5.07	371.68	169.74	35.34	35.34	30.14	86.66	2.40
3	8.89	721.23	169.74	35.34	35.34	56.00	187.83	4.55
4	12.68	354.03	169.74	35.34	35.34	28.82	81.57	2.29
5	16.53	-744.46	169.74	35.34	35.34	194.56	57.71	4.69

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.25	421.59	0.472	0.00
2	5.07	185.95	0.208	0.00
3	8.89	-2.95	-0.003	0.00
4	12.68	-190.59	-0.214	0.00
5	16.53	-380.74	-0.427	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	0.60	-734.59	630.32	22.62	35.34	139.32	67.22	5.17
2	4.39	-337.71	525.96	22.62	35.34	40.52	32.47	2.41
3	8.19	-747.37	421.59	22.62	35.34	166.72	65.92	5.17

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	241.63	0.271	0.00
2	4.39	-20.68	-0.023	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

3 8.19 -169.74 -0.190 0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.60	-702.91	589.47	22.62	35.34	134.82	64.19	4.94
2	4.39	-323.57	485.11	22.62	35.34	40.49	31.03	2.31
3	8.19	-744.46	380.74	22.62	35.34	170.68	65.14	5.13

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	-237.96	-0.267	0.00
2	4.39	25.80	0.029	0.00
3	8.19	169.57	0.190	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.41	35.34	35.34	0.05	0.07	0.00
2	4.40	-361.15	217.93	35.34	35.34	68.56	26.51	2.06
3	8.89	-685.63	217.93	35.34	35.34	153.71	47.89	3.80
4	13.38	-361.15	217.93	35.34	35.34	68.56	26.51	2.06
5	17.78	0.00	-0.41	35.34	35.34	0.05	0.07	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	8.99	-0.008	0.00
2	4.40	-180.36	-0.185	0.00
3	8.89	2.63	0.003	0.00
4	13.38	191.04	0.195	0.00
5	17.78	-8.99	0.008	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	1.25	-861.33	184.39	35.34	35.34	226.61	66.56	5.41
2	5.07	399.61	184.39	35.34	35.34	32.43	92.94	2.58
3	8.89	891.04	184.39	35.34	35.34	68.75	235.22	5.60
4	12.68	405.57	184.39	35.34	35.34	32.88	94.66	2.62
5	16.53	-861.33	184.39	35.34	35.34	226.61	66.56	5.41

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.25	424.54	0.476	0.00
2	5.07	235.64	0.264	0.00
3	8.89	0.00	0.000	0.00
4	12.68	-234.38	-0.263	0.00
5	16.53	-424.54	-0.476	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.60	-699.99	633.26	22.62	35.34	129.18	64.37	4.94
2	4.39	-383.17	528.90	22.62	35.34	52.14	36.52	2.73
3	8.19	-861.33	424.54	22.62	35.34	199.37	75.15	5.93

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
----	---	---	----------------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

1	0.60	218.34	0.245	0.00
2	4.39	-40.73	-0.046	0.00
3	8.19	-184.39	-0.207	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.60	-699.99	633.26	22.62	35.34	129.18	64.37	4.94
2	4.39	-383.17	528.90	22.62	35.34	52.14	36.52	2.73
3	8.19	-861.33	424.54	22.62	35.34	199.37	75.15	5.93

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	-218.34	-0.245	0.00
2	4.39	40.73	0.046	0.00
3	8.19	184.39	0.207	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-1.14	35.34	35.34	0.18	0.15	0.00
2	4.40	-273.08	222.34	35.34	35.34	45.26	20.58	1.57
3	8.89	-585.42	222.34	35.34	35.34	126.80	41.39	3.27
4	13.38	-318.81	222.34	35.34	35.34	57.05	23.70	1.82
5	17.78	0.00	0.31	35.34	35.34	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	7.60	-0.009	0.00
2	4.40	-163.49	-0.167	0.00
3	8.89	-2.80	-0.003	0.00
4	13.38	164.54	0.168	0.00
5	17.78	-8.03	0.009	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.25	-578.08	116.71	35.34	35.34	152.97	44.55	3.63
2	5.07	330.77	131.32	35.34	35.34	26.54	79.52	2.12
3	8.89	616.52	145.93	35.34	35.34	47.88	160.45	3.89
4	12.68	283.47	160.44	35.34	35.34	23.41	62.37	1.85
5	16.53	-681.27	175.15	35.34	35.34	175.57	53.14	4.31

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.25	319.47	0.358	0.00
2	5.07	156.36	0.175	0.00
3	8.89	-6.75	-0.008	0.00
4	12.68	-168.78	-0.189	0.00
5	16.53	-332.98	-0.373	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.60	-675.27	528.20	22.62	35.34	133.76	61.28	4.74
2	4.39	-295.58	423.84	22.62	35.34	38.75	28.25	2.11
3	8.19	-578.08	319.47	22.62	35.34	129.73	50.90	4.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.60	223.48	0.250	0.00
2	4.39	-8.43	-0.009	0.00
3	8.19	-116.71	-0.131	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{s1}	A_{s2}	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_c
1	0.60	-610.04	541.71	22.62	35.34	113.69	56.00	4.30
2	4.39	-261.17	437.34	22.62	35.34	28.73	25.23	1.86
3	8.19	-681.27	332.98	22.62	35.34	158.02	59.40	4.68

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.60	-222.03	-0.249	0.00
2	4.39	27.18	0.030	0.00
3	8.19	171.21	0.192	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{s1}	A_{s2}	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_c
1	0.00	0.00	-6.15	35.34	35.34	0.90	0.84	0.00
2	4.40	-314.73	263.16	35.34	35.34	51.40	23.78	1.81
3	8.89	-662.19	263.16	35.34	35.34	142.01	46.97	3.70
4	13.38	-350.92	263.16	35.34	35.34	60.70	26.26	2.01
5	17.78	0.00	5.17	35.34	35.34	0.06	0.06	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.00	8.58	-0.012	0.00
2	4.40	-186.03	-0.190	0.00
3	8.89	-0.76	-0.001	0.00
4	13.38	186.57	0.191	0.00
5	17.78	-8.74	0.009	0.00

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{s1}	A_{s2}	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_c
1	1.25	-715.56	174.61	35.34	35.34	185.57	55.66	4.51
2	5.07	387.87	189.22	35.34	35.34	31.62	88.97	2.51
3	8.89	736.88	203.83	35.34	35.34	57.72	188.11	4.67
4	12.68	336.64	218.34	35.34	35.34	28.15	70.78	2.21
5	16.53	-828.40	233.05	35.34	35.34	210.98	64.95	5.25

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.25	387.60	0.434	0.00
2	5.07	190.11	0.213	0.00
3	8.89	-7.38	-0.008	0.00
4	12.68	-203.57	-0.228	0.00
5	16.53	-402.37	-0.451	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{s1}	A_{s2}	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_c
1	0.60	-779.97	596.33	22.62	35.34	156.04	70.64	5.46
2	4.39	-326.60	491.97	22.62	35.34	40.66	31.33	2.33
3	8.19	-715.56	387.60	22.62	35.34	161.51	62.90	4.94

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.60	269.31	0.302	0.00
2	4.39	-10.92	-0.012	0.00
3	8.19	-174.61	-0.196	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.60	-688.77	611.10	22.62	35.34	128.42	63.22	4.85
2	4.39	-287.00	506.74	22.62	35.34	29.45	27.82	2.05
3	8.19	-828.40	402.37	22.62	35.34	192.45	72.20	5.70

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.60	-257.99	-0.289	0.00
2	4.39	36.62	0.041	0.00
3	8.19	224.92	0.252	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.00	0.00	-3.71	35.34	35.34	0.54	0.51	0.00
2	4.40	-352.04	245.81	35.34	35.34	62.96	26.18	2.02
3	8.89	-693.69	245.81	35.34	35.34	152.41	48.80	3.86
4	13.38	-359.35	245.81	35.34	35.34	64.86	26.67	2.06
5	17.78	0.00	2.79	35.34	35.34	0.03	0.03	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.00	9.33	-0.011	0.00
2	4.40	-193.18	-0.198	0.00
3	8.89	4.78	0.005	0.00
4	13.38	190.66	0.195	0.00
5	17.78	-8.75	0.009	0.00

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	1.25	-735.52	154.20	35.34	35.34	193.92	56.78	4.62
2	5.07	419.35	168.81	35.34	35.34	33.68	100.54	2.69
3	8.89	755.91	183.42	35.34	35.34	58.78	196.17	4.77
4	12.68	343.31	197.93	35.34	35.34	28.40	75.11	2.24
5	16.53	-834.25	212.64	35.34	35.34	215.22	65.05	5.27

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.25	446.67	0.500	0.00
2	5.07	186.85	0.209	0.00
3	8.89	-10.64	-0.012	0.00
4	12.68	-206.82	-0.232	0.00
5	16.53	-405.63	-0.454	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.60	-797.74	655.39	22.62	35.34	154.51	72.72	5.61

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

2	4.39	-374.49	551.03	22.62	35.34	47.80	35.86	2.67
3	8.19	-735.52	446.67	22.62	35.34	160.37	65.28	5.10

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.60	249.52	0.280	0.00
2	4.39	-12.17	-0.014	0.00
3	8.19	-154.20	-0.173	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{t1}	A_{t2}	σ_{fs}	σ_{t1}	σ_c
1	0.60	-691.37	614.35	22.62	35.34	128.80	63.47	4.87
2	4.39	-320.80	509.99	22.62	35.34	37.59	30.88	2.29
3	8.19	-834.25	405.63	22.62	35.34	193.76	72.71	5.74

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.60	-243.03	-0.272	0.00
2	4.39	37.56	0.042	0.00
3	8.19	208.08	0.233	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{t1}	A_{t2}	σ_{fs}	σ_{t1}	σ_c
1	0.00	0.00	-1.10	35.34	35.34	0.14	0.17	0.00
2	4.40	-360.32	216.65	35.34	35.34	68.50	26.44	2.05
3	8.89	-718.99	216.65	35.34	35.34	162.66	50.04	3.98
4	13.38	-405.22	216.65	35.34	35.34	80.21	29.43	2.29
5	17.78	0.00	0.29	35.34	35.34	0.01	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.00	9.17	-0.008	0.00
2	4.40	-191.72	-0.196	0.00
3	8.89	-2.57	-0.003	0.00
4	13.38	194.29	0.199	0.00
5	17.78	-9.58	0.008	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{t1}	A_{t2}	σ_{fs}	σ_{t1}	σ_c
1	1.25	-887.83	172.45	35.34	35.34	235.79	68.30	5.57
2	5.07	456.47	187.07	35.34	35.34	36.71	109.03	2.93
3	8.89	982.47	201.68	35.34	35.34	75.77	259.56	6.17
4	12.68	412.42	216.19	35.34	35.34	33.83	92.80	2.68
5	16.53	-989.44	230.90	35.34	35.34	257.92	76.79	6.23

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.25	450.66	0.505	0.00
2	5.07	253.16	0.284	0.00
3	8.89	-6.65	-0.007	0.00
4	12.68	-265.15	-0.297	0.00
5	16.53	-463.96	-0.520	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	0.60	-751.30	659.38	22.62	35.34	140.87	68.90	5.29
2	4.39	-434.86	555.02	22.62	35.34	63.51	41.20	3.10
3	8.19	-887.83	450.66	22.62	35.34	203.95	77.64	6.11

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	217.75	0.244	0.00
2	4.39	-39.11	-0.044	0.00
3	8.19	-172.45	-0.193	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	0.60	-687.32	672.68	22.62	35.34	121.35	63.65	4.86
2	4.39	-401.01	568.32	22.62	35.34	53.19	38.30	2.86
3	8.19	-989.44	463.96	22.62	35.34	231.83	86.00	6.79

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	-216.35	-0.242	0.00
2	4.39	57.41	0.064	0.00
3	8.19	227.15	0.255	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	0.00	0.00	-5.22	35.34	35.34	0.77	0.71	0.00
2	4.40	-295.31	253.37	35.34	35.34	47.51	22.36	1.70
3	8.89	-642.89	253.37	35.34	35.34	138.12	45.58	3.60
4	13.38	-351.30	253.37	35.34	35.34	61.91	26.20	2.01
5	17.78	0.00	4.27	35.34	35.34	0.05	0.05	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	8.26	-0.011	0.00
2	4.40	-182.14	-0.186	0.00
3	8.89	-3.29	-0.003	0.00
4	13.38	179.49	0.184	0.00
5	17.78	-8.64	0.009	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ft}	σ _c
1	1.25	-662.81	153.44	35.34	35.34	172.93	51.42	4.18
2	5.07	382.57	172.92	35.34	35.34	31.00	89.41	2.47
3	8.89	706.35	192.40	35.34	35.34	55.28	180.69	4.47
4	12.68	313.57	211.76	35.34	35.34	26.32	64.95	2.06
5	16.53	-810.86	231.37	35.34	35.34	206.11	63.63	5.14

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.25	368.11	0.412	0.00
2	5.07	179.21	0.201	0.00
3	8.89	-9.69	-0.011	0.00
4	12.68	-197.33	-0.221	0.00
5	16.53	-387.49	-0.434	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.60	-766.90	576.83	22.62	35.34	154.50	69.35	5.37
2	4.39	-323.94	472.47	22.62	35.34	41.73	31.00	2.31
3	8.19	-662.81	368.11	22.62	35.34	148.54	58.39	4.58

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	258.59	0.290	0.00
2	4.39	-5.69	-0.006	0.00
3	8.19	-153.44	-0.172	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.60	-657.11	596.21	22.62	35.34	121.08	60.44	4.63
2	4.39	-273.53	491.85	22.62	35.34	27.37	26.54	1.95
3	8.19	-810.86	387.49	22.62	35.34	189.13	70.58	5.57

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.60	-249.10	-0.279	0.00
2	4.39	37.69	0.042	0.00
3	8.19	222.66	0.249	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N° *Indice sezione*
X_i *Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m*
M_p *Momento, espresse in kNm*
M_n *Momento, espresse in kNm*
w_i *Ampiezza fessure, espresse in mm*
w_{lim} *Apertura limite fessure, espresse in mm*
s *Distanza media tra le fessure, espresse in mm*
ε_{sm} *Deformazione nelle fessure, espresse in [%]*

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{ri}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.04	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-296.07	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-585.47	0.09	0.20	156.10	0.000033
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-296.07	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.04	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{ri}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-629.54	0.16	0.20	156.10	0.000060
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	305.10	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	616.65	0.16	0.20	156.10	0.000058
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	309.23	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-629.54	0.16	0.20	156.10	0.000060

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{ri}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-642.42	0.09	0.20	156.10	0.000035
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-278.61	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-629.54	0.13	0.20	156.10	0.000048

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{ri}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-642.42	0.09	0.20	156.10	0.000035
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-278.61	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-629.54	0.13	0.20	156.10	0.000048

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ri}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.08	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-329.70	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-643.48	0.11	0.30	156.10	0.000041
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-320.04	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.02	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ri}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-733.52	0.20	0.30	156.10	0.000075
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	348.08	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	708.08	0.19	0.30	156.10	0.000070
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	351.27	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-736.70	0.20	0.30	156.10	0.000075

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ri}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-716.91	0.12	0.30	156.10	0.000045
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-304.01	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-733.52	0.17	0.30	156.10	0.000062

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Frequente)]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-701.26	0.11	0.30	156.10	0.000042
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-302.03	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-736.70	0.17	0.30	156.10	0.000063

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.04	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-355.09	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-666.69	0.12	0.30	156.10	0.000046
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-326.78	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.02	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-747.37	0.21	0.30	156.10	0.000078
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	371.68	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	721.23	0.20	0.30	156.10	0.000073
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	354.03	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-744.46	0.21	0.30	156.10	0.000077

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-734.59	0.12	0.30	156.10	0.000045
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-337.71	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-747.37	0.17	0.30	156.10	0.000061

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-702.91	0.11	0.30	156.10	0.000042
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-323.57	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-744.46	0.17	0.30	156.10	0.000064

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	0.04	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-361.15	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-685.63	0.14	0.30	156.10	0.000050
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-361.15	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	0.04	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-861.33	0.26	0.30	156.10	0.000095
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	399.61	0.03	0.30	156.10	0.000012
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	891.04	0.27	0.30	156.10	0.000099
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	405.57	0.04	0.30	156.10	0.000013
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-861.33	0.26	0.30	156.10	0.000095

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-699.99	0.10	0.30	156.10	0.000038
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-383.17	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-861.33	0.22	0.30	156.10	0.000080

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-699.99	0.10	0.30	156.10	0.000038
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-383.17	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-861.33	0.22	0.30	156.10	0.000080

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.06	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-273.08	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-585.42	0.09	0.30	156.10	0.000033
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-318.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.02	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-578.08	0.14	0.30	156.10	0.000053
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	330.77	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	616.52	0.16	0.30	156.10	0.000058
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	283.47	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-681.27	0.18	0.30	156.10	0.000066

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-675.27	0.11	0.30	156.10	0.000041
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-295.58	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-578.08	0.10	0.30	156.10	0.000039

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-610.04	0.08	0.30	156.10	0.000028
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-261.17	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-681.27	0.15	0.30	156.10	0.000056

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.12	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-314.73	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-662.19	0.12	100.00	156.10	0.000043
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-350.92	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	0.01	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-715.56	0.19	100.00	156.10	0.000072
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	387.87	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	736.88	0.20	100.00	156.10	0.000073
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	336.64	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-828.40	0.23	100.00	156.10	0.000086

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-779.97	0.15	100.00	156.10	0.000055
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-326.60	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-715.56	0.16	100.00	156.10	0.000058

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-688.77	0.10	100.00	156.10	0.000038
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-287.00	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-828.40	0.21	100.00	156.10	0.000076

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.06	0.00	100.00	0.00	0.000000

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-352.04	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-693.69	0.13	100.00	156.10	0.000050
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-359.35	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	0.01	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-735.52	0.21	100.00	156.10	0.000077
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	419.35	0.05	100.00	156.10	0.000018
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	755.91	0.21	100.00	156.10	0.000078
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	343.31	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-834.25	0.24	100.00	156.10	0.000088

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-797.74	0.15	100.00	156.10	0.000054
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-374.49	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-735.52	0.16	100.00	156.10	0.000058

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-691.37	0.10	100.00	156.10	0.000038
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-320.80	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-834.25	0.21	100.00	156.10	0.000077

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	0.05	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-360.32	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-718.99	0.15	100.00	156.10	0.000056
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-405.22	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	0.08	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-887.83	0.27	100.00	156.10	0.000099
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	456.47	0.07	100.00	156.10	0.000024
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	982.47	0.30	100.00	156.10	0.000112
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	412.42	0.03	100.00	156.10	0.000012
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-989.44	0.30	100.00	156.10	0.000111

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-751.30	0.12	100.00	156.10	0.000046
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-887.83	0.22	100.00	156.10	0.000082

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-687.32	0.09	100.00	156.10	0.000033
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-989.44	0.26	100.00	156.10	0.000098

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	35.34	35.34	466.64	-466.64	-0.11	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	4.40	35.34	35.34	466.64	-466.64	-295.31	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	466.64	-466.64	-642.89	0.11	100.00	156.10	0.000040
4	13.38	35.34	35.34	466.64	-466.64	-351.30	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	17.73	35.34	35.34	466.64	-466.64	0.01	0.00	100.00	0.00	0.000000

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{R1}	A _{R5}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.25	35.34	35.34	395.63	-395.63	-662.81	0.18	100.00	156.10	0.000065
2	5.07	35.34	35.34	395.63	-395.63	382.57	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.89	35.34	35.34	395.63	-395.63	706.35	0.19	100.00	156.10	0.000069
4	12.68	35.34	35.34	395.63	-395.63	313.57	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	16.53	35.34	35.34	395.63	-395.63	-810.86	0.23	100.00	156.10	0.000083

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{R1}	A _{R5}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-766.90	0.15	100.00	156.10	0.000054
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-323.94	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-662.81	0.14	100.00	156.10	0.000051

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{R1}	A _{R5}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.60	22.62	35.34	380.68	-392.20	-657.11	0.09	100.00	156.10	0.000033
2	4.39	22.62	35.34	380.68	-392.20	-273.53	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.19	22.62	35.34	380.68	-392.20	-810.86	0.20	100.00	156.10	0.000074

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.00	0.0042	0.8313	0.3093	0.7360
4.40	0.0025	0.8274	0.2129	0.3828
8.89	0.0000	0.8209	0.1266	0.1821
13.38	-0.0033	0.8139	0.2179	0.3759
17.69	-0.0056	0.8084	0.3229	0.7449

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
1.25	0.0030	0.8618	0.3028	0.6629
5.07	0.0015	0.8570	0.4142	1.0850
8.89	0.0000	0.8519	0.4809	1.3206
12.68	-0.0028	0.8463	0.4084	1.0865
16.53	-0.0056	0.8402	0.3142	0.6655

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.60	0.0042	0.8315	0.2954	0.6472
4.39	-0.1234	0.8553	0.2995	0.6558
8.19	0.0030	0.8618	0.3028	0.6629

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.60	-0.0056	0.8086	0.3064	0.6495
4.39	0.0628	0.8148	0.3107	0.6582
8.19	-0.0056	0.8402	0.3142	0.6655

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.00	0.00	0.00	5.41	12.88	-81.04	-0.41
4.40	93.51	516.83	-262.93	-159.12	216.65	542.82
8.89	449.41	970.67	-5.93	13.58	216.65	597.04
13.38	105.70	557.55	164.54	267.92	216.65	651.26
17.78	0.00	0.00	-13.04	-5.65	-0.55	78.81

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.25	-1267.10	-578.08	275.91	617.37	116.71	433.99
5.07	157.58	628.01	133.92	350.75	131.32	476.25
8.89	397.95	1326.39	-17.56	0.00	142.00	518.50
12.68	99.73	590.88	-361.07	-149.11	142.00	560.47
16.53	-1359.65	-629.54	-629.46	-292.05	142.00	603.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-1093.01	-642.42	217.75	570.81	442.66	899.14
4.39	-594.80	202.56	-65.24	12.50	359.28	758.26
8.19	-1267.10	-578.08	-433.99	-116.71	275.91	617.37

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-982.26	-610.04	-625.50	-216.35	458.80	911.24
4.39	-564.33	289.27	8.65	81.77	375.42	770.35
8.19	-1359.65	-629.54	142.00	528.65	292.05	629.46

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ _{min} [MPa]	σ _{max} [MPa]
0.00	0.124	0.294
4.40	0.085	0.153
8.89	0.051	0.073
13.38	0.087	0.150

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

17.78

0.129

0.298

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 120.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.00	35.34	35.34	27.63
4.40	35.34	35.34	2.43
8.89	35.34	35.34	1.86
13.38	35.34	35.34	2.26
17.78	35.34	35.34	133.94

X	V _{rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.00	426.26	0.00	0.00	0.00
4.40	477.58	0.00	0.00	0.00
8.89	477.58	0.00	0.00	0.00
13.38	477.58	0.00	0.00	0.00
17.78	427.96	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
1.25	35.34	35.34	1.11
5.07	35.34	35.34	1.68
8.89	35.34	35.34	1.16
12.68	35.34	35.34	1.75
16.53	35.34	35.34	1.16

X	V _{rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1.25	445.14	0.00	4433.39	0.00
5.07	445.14	0.00	0.00	0.00
8.89	445.14	0.00	0.00	0.00
12.68	445.14	0.00	0.00	0.00
16.53	445.14	0.00	4433.39	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.60	22.62	35.34	1.66
4.39	22.62	35.34	4.38
8.19	22.62	35.34	1.41

Y	V _{rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.60	524.21	0.00	0.00	0.00
4.39	504.04	0.00	0.00	0.00
8.19	483.86	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 110.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.60	22.62	35.34	1.66
4.39	22.62	35.34	4.61
8.19	22.62	35.34	1.30

Y	V _{rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.60	524.32	0.00	0.00	0.00
4.39	504.14	0.00	0.00	0.00
8.19	483.97	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione	B = 100 cm				
Altezza sezione	H = 120.00 cm				
X	A _{li}	A _{ls}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.00	35.34	35.34	0.000	0.839	0.901
4.40	35.34	35.34	2.055	26.507	68.560
8.89	35.34	35.34	3.981	50.044	162.658
13.38	35.34	35.34	2.294	29.433	80.213
17.78	35.34	35.34	0.004	0.068	0.068
X	τ _c		A _{sw}		
0.00	-0.01		0.00		
4.40	-0.20		0.00		
8.89	0.01		0.00		
13.38	0.20		0.00		
17.78	0.01		0.00		

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione	B = 100 cm				
Altezza sezione	H = 110.00 cm				
X	A _{li}	A _{ls}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1.25	35.34	35.34	5.567	68.303	235.792
5.07	35.34	35.34	2.933	109.031	36.707
8.89	35.34	35.34	6.169	259.563	75.773
12.68	35.34	35.34	2.677	94.661	33.831
16.53	35.34	35.34	6.235	76.788	257.920
X	τ _c		A _{sw}		
1.25	0.50		0.00		
5.07	0.28		0.00		
8.89	-0.01		0.00		
12.68	-0.30		0.00		
16.53	-0.52		0.00		

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione	B = 100 cm				
Altezza sezione	H = 110.00 cm				
Y	A _{li}	A _{ls}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.60	22.62	35.34	5.605	72.716	156.044
4.39	22.62	35.34	3.095	41.197	63.514
8.19	22.62	35.34	6.115	77.643	203.955
Y	τ _c		A _{sw}		
0.60	0.30		0.00		
4.39	-0.05		0.00		
8.19	-0.21		0.00		

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione	B = 100 cm				
Altezza sezione	H = 110.00 cm				
Y	A _{li}	A _{ls}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.60	22.62	35.34	4.943	64.367	134.816
4.39	22.62	35.34	2.858	38.297	53.187
8.19	22.62	35.34	6.793	85.999	231.833
Y	τ _c		A _{sw}		
0.60	-0.29		0.00		
4.39	0.06		0.00		
8.19	0.25		0.00		

11.2 MURI AD U

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	9.40	[m]
Larghezza esterna	12.67	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.50	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.50	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.30	[m]
Spessore piedritto destro	1.30	[m]
Spessore fondazione	1.30	[m]

Caratteristiche strati terreno

<u>Strato di rinfianco</u>		
Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.150	[MPa/cm]

<u>Strato di base</u>		
Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	38.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.400	[MPa/cm]
Tensione ammissibile	9.000	[MPa]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
---	------	-----

Caratteristiche materiali utilizzati

<u>Materiale calcestruzzo</u>		
R _s calcestruzzo	40.000	[MPa]
Peso specifico calcestruzzo	25.0000	[kN/mc]
Modulo elastico E	33149.080	[MPa]
Tensione ammissibile acciaio	391.300	[MPa]
Tensione ammissibile cls (σ_{amm})	12.207	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ_{cs})	0.729	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ_{c1})	2.096	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y componente Y del carico concentrato

F _x	componente X del carico concentrato
M	momento
<i>Forze distribuite</i>	
X _i , X _f	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y _i , Y _f	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V _{ni}	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{nf}	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V _{ti}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{tf}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D _{te}	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D _{ti}	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n°7 (Carico 1)

Distr	Terreno	X _i = -9.00	X _f = 0.50	V _{ni} = 10.00	V _{nf} = 10.00
-------	---------	------------------------	-----------------------	-------------------------	-------------------------

Condizione di carico n°8 (Carico 2)

Distr	Terreno	X _i = 13.17	X _f = 25.00	V _{ni} = 10.00	V _{nf} = 10.00
-------	---------	------------------------	------------------------	-------------------------	-------------------------

Condizione di carico n°9 (Carico 1+2)

Distr	Terreno	X _i = -9.00	X _f = 0.50	V _{ni} = 10.00	V _{nf} = 10.00
Distr	Terreno	X _i = 13.17	X _f = 25.00	V _{ni} = 10.00	V _{nf} = 10.00

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{rd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg}^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b _w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A _{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure w1=0.20 w2=0.30 w3=0.40

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 5.00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_G	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace		γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_r	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	0.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace		γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_r	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace		γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_r	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{Gzsfav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gzsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qsfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace		γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_r	1.00	1.00

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75$ $\Psi_1=0.75$ $\Psi_2=0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico 1	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico 2	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico 1+2	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1	1.00	0.75	0.75

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1+2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 10 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 2	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico 1+2	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra
Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso
X ascisse (espresse in m) positive verso destra
Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M momento espresso in kNm
V taglio espresso in kN
SN sforzo normale espresso in kN
ux spostamento direzione X espresso in cm
uy spostamento direzione Y espresso in cm
 σ pressione sul terreno espressa in MPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

3.80 [m/s²]

1.04

1.00

1.00

0.50

$k_v = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 40.22$

$k_r = 0.50 * k_v = 20.11$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

Forma diagramma incremento sismico

1.08 [m/s²]

1.20

1.00

1.00

0.50

$k_v = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 13.16$

$k_r = 0.50 * k_v = 6.58$

Rettangolare

Spinta sismica

Wood

Angolo diffusione sovraccarico

35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione

Statico

Sismico

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.000
4	0.426	1.075
5	0.426	1.075
6	0.426	0.000
7	0.426	0.000
8	0.426	0.000
9	0.426	0.000
10	0.426	0.000
11	0.426	0.000
12	0.426	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione

142

Numero elementi piedritto sinistro

90

Numero elementi piedritto destro

90

Numero molle piedritto sinistro

91

Numero molle piedritto destro

91

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	-9.00	0.0000
-9.00	0.50	13.5000
0.50	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 5.7567 [kPa]	Pressione inf. 108.5717 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 102.8150 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	13.17	0.0000
13.17	25.00	13.5000
25.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 102.8150 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 5.7567 [kPa]	Pressione inf. 108.5717 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	-9.00	0.0000
-9.00	0.50	13.5000
0.50	13.17	0.0000
13.17	25.00	13.5000
25.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 5.7567 [kPa]	Pressione inf. 108.5717 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 5.7567 [kPa]	Pressione inf. 108.5717 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	35.00	0.0000

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 71.8359 [kPa] Pressione inf. 71.8359 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 71.8359 [kPa] Pressione inf. 71.8359 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	-9.00	0.0000
-9.00	0.50	7.5000
0.50	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Piedritto sinistro Pressione sup. 3.1982 [kPa] Pressione inf. 79.3574 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	13.17	0.0000
13.17	25.00	7.5000
25.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 3.1982 [kPa] Pressione inf. 79.3574 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	-9.00	0.0000
-9.00	0.50	7.5000
0.50	13.17	0.0000
13.17	25.00	7.5000
25.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 3.1982 [kPa] Pressione inf. 79.3574 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 3.1982 [kPa] Pressione inf. 79.3574 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	-9.00	0.0000
-9.00	0.50	10.0000
0.50	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 4.2642 [kPa] Pressione inf. 80.4235 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 76.1592 [kPa]

Falda

Spinta 0.00[kN]
Sottospinta 0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	13.17	0.0000
13.17	25.00	10.0000
25.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 76.1592 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 4.2642 [kPa]	Pressione inf. 80.4235 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-19.00	-9.00	0.0000
-9.00	0.50	10.0000
0.50	13.17	0.0000
13.17	25.00	10.0000
25.00	35.00	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 4.2642 [kPa]	Pressione inf. 80.4235 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 4.2642 [kPa]	Pressione inf. 80.4235 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.140	0.193
3.38	0.138	0.301
6.83	0.134	0.312
10.29	0.131	0.308
13.67	0.128	0.229

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.140	0.244
5.03	0.480	0.247
9.40	0.911	0.248

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.128	0.268
5.03	-0.141	0.271
9.40	-0.482	0.272

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.128	0.229
3.38	-0.131	0.308
6.83	-0.134	0.312
10.29	-0.138	0.301
13.67	-0.140	0.193

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.128	0.268
5.03	0.141	0.271
9.40	0.482	0.272

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.140	0.244
5.03	-0.480	0.247
9.40	-0.911	0.248

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.006	0.196
3.38	0.004	0.308
6.83	0.000	0.321
10.29	-0.004	0.308
13.67	-0.006	0.196

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.006	0.248
5.03	0.351	0.251
9.40	0.789	0.252

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.006	0.248
5.03	-0.351	0.251
9.40	-0.789	0.252

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	1.336	-0.652
3.38	1.331	0.138
6.83	1.323	0.422

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

10.29	1.315	0.381
13.67	1.309	0.057

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	1.336	-0.332
5.03	3.006	-0.329
9.40	5.029	-0.328

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	1.310	0.195
5.03	0.579	0.197
9.40	-0.245	0.198

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	1.328	-1.087
3.38	1.323	-0.104
6.83	1.315	0.318
10.29	1.307	0.333
13.67	1.301	0.023

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	1.328	-0.700
5.03	3.253	-0.698
9.40	5.530	-0.697

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	1.301	0.157
5.03	0.583	0.159
9.40	-0.230	0.159

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.004	0.169
3.38	0.002	0.223
6.83	0.000	0.223
10.29	-0.002	0.223
13.67	-0.004	0.169

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.004	0.196
5.03	0.195	0.199
9.40	0.440	0.199

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.004	0.196
5.03	-0.195	0.199
9.40	-0.440	0.199

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.085	0.149
3.38	0.084	0.223
6.83	0.081	0.229
10.29	0.078	0.227
13.67	0.077	0.170

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.085	0.185

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

5.03	0.322	0.187
9.40	0.623	0.187

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.077	0.198
5.03	-0.120	0.200
9.40	-0.370	0.201

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.077	0.170
3.38	-0.078	0.227
6.83	-0.081	0.229
10.29	-0.084	0.223
13.67	-0.085	0.149

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.077	0.198
5.03	0.120	0.200
9.40	0.370	0.201

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.085	0.185
5.03	-0.322	0.187
9.40	-0.623	0.187

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.004	0.151
3.38	0.003	0.227
6.83	0.000	0.234
10.29	-0.003	0.227
13.67	-0.004	0.151

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.004	0.187
5.03	0.244	0.189
9.40	0.548	0.190

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.004	0.187
5.03	-0.244	0.189
9.40	-0.548	0.190

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.104	0.143
3.38	0.102	0.223
6.83	0.100	0.231
10.29	0.097	0.228
13.67	0.095	0.169

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.104	0.181
5.03	0.355	0.183
9.40	0.675	0.184

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.095	0.198
5.03	-0.104	0.201
9.40	-0.357	0.201

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.095	0.169
3.38	-0.097	0.228
6.83	-0.100	0.231
10.29	-0.102	0.223
13.67	-0.104	0.143

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.095	0.198
5.03	0.104	0.201
9.40	0.357	0.201

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.104	0.181
5.03	-0.355	0.183
9.40	-0.675	0.184

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	0.005	0.145
3.38	0.003	0.228
6.83	0.000	0.237
10.29	-0.003	0.228
13.67	-0.005	0.145

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	0.005	0.184
5.03	0.260	0.186
9.40	0.584	0.187

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.65	-0.005	0.184
5.03	-0.260	0.186
9.40	-0.584	0.187

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	3.2120	-14.7109
3.38	-535.9823	-288.0778	454.3877
6.83	8.0410	-12.6081	454.3877
10.29	-410.0496	266.3889	454.3877
13.67	0.0000	-3.8125	13.4549

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1441.7539	469.0985	383.9062
5.03	-207.8108	129.8714	191.9531
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1238.0349	-440.9328	383.9063
5.03	-152.7172	-104.6858	191.9531
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	3.8125	13.4549
3.38	-410.0496	-254.2171	454.3877
6.83	8.0410	24.9107	454.3877
10.29	-535.9823	299.9489	454.3877
13.67	0.0000	-3.2120	-14.7109

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1238.0349	440.9328	383.9062
5.03	-152.7172	104.6858	191.9531
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1441.7539	-469.0985	383.9063
5.03	-207.8108	-129.8714	191.9531
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	3.2613	-0.6474
3.38	-546.0476	-281.0129	468.4511
6.83	-45.6168	6.3293	468.4511
10.29	-546.0476	293.1686	468.4511
13.67	0.0000	-3.2613	-0.6474

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1441.7539	469.0985	383.9063
5.03	-207.8108	129.8714	191.9531
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1441.7539	-469.0985	383.9062
5.03	-207.8108	-129.8714	191.9531
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	-139.9628
3.38	-2936.1986	-524.2746	957.3235
6.83	-1522.8876	-218.3542	1002.4910

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

10.29	-1535.2907	232.0225	1047.6586
13.67	0.0000	-0.9473	137.1918

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-4155.0924	1053.1093	341.5633
5.03	-925.7156	449.0155	170.7817
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-2336.5280	-954.6437	341.5633
5.03	-124.7580	-149.7033	170.7817
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	-139.1175
3.38	-3259.4537	-391.8855	958.1687
6.83	-1977.0201	-257.8129	1003.3363
10.29	-1748.9787	141.9380	1048.5039
13.67	0.0000	0.0000	136.3442

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-4155.0924	1053.1093	227.1867
5.03	-925.7156	449.0155	113.5933
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-2352.7666	-956.3366	227.1867
5.03	-128.5150	-152.4086	113.5933
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.8236	-0.4281
3.38	-286.7491	-192.4505	309.7403
6.83	53.0425	4.4041	309.7403
10.29	-286.7491	201.2448	309.7403
13.67	0.0000	-2.8236	-0.4281

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-904.7256	310.1683	284.3750
5.03	-113.1238	77.5450	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-904.7256	-310.1683	284.3750
5.03	-113.1238	-77.5450	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.4896	-8.9410
3.38	-369.3172	-208.2489	329.2114
6.83	18.4122	-6.1329	329.2114
10.29	-297.8524	198.0099	329.2114
13.67	0.0000	-2.8314	8.0310

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1027.1558	338.1524	284.3750

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

5.03	-143.7314	91.5371	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-911.6780	-321.1803	284.3750
5.03	-113.1238	-77.5450	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.8314	8.0310
3.38	-297.8524	-189.0478	329.2114
6.83	18.4122	15.1659	329.2114
10.29	-369.3172	217.0390	329.2114
13.67	0.0000	-2.4896	-8.9410

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-911.6780	321.1803	284.3750
5.03	-113.1238	77.5450	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1027.1558	-338.1524	284.3750
5.03	-143.7314	-91.5371	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.5177	-0.4667
3.38	-375.0470	-204.2309	337.6857
6.83	-12.0820	4.6173	337.6857
10.29	-375.0470	213.1826	337.6857
13.67	0.0000	-2.5177	-0.4667

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1027.1558	338.1524	284.3750
5.03	-143.7314	91.5371	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1027.1558	-338.1524	284.3750
5.03	-143.7314	-91.5371	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.3793	-10.8969
3.38	-397.0239	-213.3910	336.5835
6.83	5.9563	-9.3393	336.5835
10.29	-303.7405	197.3251	336.5835
13.67	0.0000	-2.8241	9.9666

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1067.9659	347.4804	284.3750
5.03	-153.9339	96.2011	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-917.0629	-326.6169	284.3750
5.03	-113.1238	-77.5450	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.8241	9.9666
3.38	-303.7405	-188.3090	336.5835
6.83	5.9563	18.4524	336.5835
10.29	-397.0239	222.1844	336.5835
13.67	0.0000	-2.3793	-10.8969

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-917.0629	326.6169	284.3750
5.03	-113.1238	77.5450	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1067.9659	-347.4804	284.3750
5.03	-153.9339	-96.2011	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.4157	-0.4796
3.38	-404.4797	-208.1577	347.0008
6.83	-33.7902	4.6884	347.0008
10.29	-404.4797	217.1619	347.0008
13.67	0.0000	-2.4157	-0.4796

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1067.9659	347.4804	284.3750
5.03	-153.9339	96.2011	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.65	-1067.9659	-347.4804	284.3750
5.03	-153.9339	-96.2011	142.1875
9.40	0.0000	0.0000	0.0000

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.077
3.38	0.120
6.83	0.125
10.29	0.123
13.67	0.092

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.092
3.38	0.123
6.83	0.125
10.29	0.120
13.67	0.077

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.078
3.38	0.123
6.83	0.128
10.29	0.123
13.67	0.078

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.000
3.38	0.055
6.83	0.169
10.29	0.152
13.67	0.023

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.000
3.38	0.000
6.83	0.127
10.29	0.133
13.67	0.009

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.068
3.38	0.089
6.83	0.089
10.29	0.089
13.67	0.068

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.060
3.38	0.089
6.83	0.091
10.29	0.091
13.67	0.068

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.068
3.38	0.091
6.83	0.091
10.29	0.089
13.67	0.060

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_r [MPa]
0.00	0.060
3.38	0.091
6.83	0.094
10.29	0.091
13.67	0.060

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_r [MPa]
-------	------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

0.00	0.057
3.38	0.089
6.83	0.092
10.29	0.091
13.67	0.068

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_v [MPa]
0.00	0.068
3.38	0.091
6.83	0.092
10.29	0.089
13.67	0.057

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_v [MPa]
0.00	0.058
3.38	0.091
6.83	0.095
10.29	0.091
13.67	0.058

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in kN
M _u	Momento ultimo, espresso in kNm
A _{fi}	Area armatura inferiore, espresse in cmq
A _{fs}	Area armatura superiore, espresse in cmq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V _{rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V _{resd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V _{resd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A _{sv}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-3.61)	-14.71	-601.23	-894.90	106.19	26.55	40.87
2	3.38	535.98 (860.07)	454.39	3243.97	6140.22	106.19	26.55	7.14
3	6.83	-8.04 (-22.23)	454.39	22237.61	-1087.69	53.09	26.55	48.94
4	10.29	410.05 (709.74)	454.39	4070.93	6358.64	106.19	26.55	8.96
5	13.67	0.00 (4.29)	13.45	1396.85	-2061.63	53.09	26.55	103.82

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{rd}	V _{resd}	V _{resd}	A _{sv}
1	0.00	3.21	419.84	0.00	0.00	0.00
2	3.38	-288.08	709.37	0.00	0.00	0.00
3	6.83	-12.61	487.50	0.00	0.00	0.00
4	10.29	266.39	709.37	0.00	0.00	0.00
5	13.67	-3.81	423.91	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.65	-1441.75 (-1441.75)	383.91	1445.68	-5429.24	26.55	106.19	3.77
2	5.03	-207.81 (-353.92)	191.95	1874.73	-3456.56	26.55	53.09	9.77
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{rd}	V _{resd}	V _{resd}	A _{sv}
1	0.65	469.10	699.21	0.00	0.00	0.00
2	5.03	129.87	538.70	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.65	-1238.03 (-1238.03)	383.91	1716.81	-5536.43	26.55	106.19	4.47
2	5.03	-152.72 (-270.49)	191.95	2789.39	-3930.64	26.55	53.09	14.53
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{rd}	V _{resd}	V _{resd}	A _{sv}
1	0.65	-440.93	699.21	0.00	0.00	0.00
2	5.03	-104.69	538.70	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	511.01	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (4.29)	13.45	1418.55	-2093.65	106.19	26.55	105.43
2	3.38	410.05 (696.04)	454.39	4166.96	6383.07	106.19	26.55	9.17
3	6.83	-8.04 (-36.07)	454.39	21969.45	-1743.76	53.09	26.55	48.35
4	10.29	535.98 (873.42)	454.39	3181.52	6115.53	106.19	26.55	7.00
5	13.67	0.00 (-3.61)	-14.71	-601.06	-894.64	53.09	26.55	40.86

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	3.81	423.91	0.00	0.00	0.00
2	3.38	-254.22	709.37	0.00	0.00	0.00
3	6.83	24.91	487.50	0.00	0.00	0.00
4	10.29	299.95	709.37	0.00	0.00	0.00
5	13.67	-3.21	419.84	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	0.65	-1238.03 (-1238.03)	383.91	1716.81	-5536.43	26.55	106.19	4.47
2	5.03	-152.72 (-270.49)	191.95	2789.39	-3930.64	26.55	53.09	14.53
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	440.93	699.21	0.00	0.00	0.00
2	5.03	104.69	538.70	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	0.65	-1441.75 (-1441.75)	383.91	1445.68	-5429.24	26.55	106.19	3.77
2	5.03	-207.81 (-353.92)	191.95	1874.73	-3456.56	26.55	53.09	9.77
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	-469.10	699.21	0.00	0.00	0.00
2	5.03	-129.87	538.70	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fl}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (3.67)	-0.65	-36.61	-1234.80	106.19	26.55	56.55
2	3.38	546.05 (862.19)	468.45	3356.04	6176.81	106.19	26.55	7.16
3	6.83	45.62 (52.74)	468.45	21294.79	2397.32	53.09	26.55	45.46
4	10.29	546.05 (875.86)	468.45	3294.82	6160.32	106.19	26.55	7.03
5	13.67	0.00 (-3.67)	-0.65	-36.62	-1235.27	53.09	26.55	56.57

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	3.26	421.87	0.00	0.00	0.00
2	3.38	-281.01	711.40	0.00	0.00	0.00
3	6.83	6.33	578.58	0.00	0.00	0.00
4	10.29	293.17	711.40	0.00	0.00	0.00
5	13.67	-3.26	421.87	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _B	A _F	CS
1	0.65	-1441.75 (-1441.75)	383.91	1445.68	-5429.24	26.55	106.19	3.77
2	5.03	-207.81 (-353.92)	191.95	1874.73	-3456.56	26.55	53.09	9.77
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	469.10	699.21	0.00	0.00	0.00
2	5.03	129.87	538.70	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	511.01	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _B	A _F	CS
1	0.65	-1441.75 (-1441.75)	383.91	1445.68	-5429.24	26.55	106.19	3.77
2	5.03	-207.81 (-353.92)	191.95	1874.73	-3456.56	26.55	53.09	9.77
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	-469.10	699.21	0.00	0.00	0.00
2	5.03	-129.87	538.70	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _B	A _F	CS
1	0.00	0.00 (0.00)	-139.96	-1705.21	-230.32	106.19	26.55	12.28
2	3.38	2936.20 (3526.01)	957.32	1477.47	5441.81	106.19	26.55	1.54
3	6.83	1522.89 (1768.54)	1002.49	1994.55	3518.66	53.09	26.55	1.99
4	10.29	1535.29 (1796.32)	1047.66	3645.40	6250.41	106.19	26.55	3.48
5	13.67	0.00 (1.07)	137.19	21542.69	-2787.84	53.09	26.55	158.28

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	0.00	401.94	0.00	0.00	0.00
2	3.38	-524.27	781.91	0.00	0.00	0.00
3	6.83	-218.35	655.60	0.00	0.00	0.00
4	10.29	232.02	794.94	0.00	0.00	0.00
5	13.67	-0.95	441.60	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _B	A _F	CS
1	0.65	-4155.09 (-4155.09)	341.56	412.73	-5020.85	26.55	106.19	1.21
2	5.03	-925.72 (-1430.86)	170.78	316.14	-2648.72	26.55	53.09	1.85
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	1053.11	693.10	0.00	5284.40	0.00
2	5.03	449.02	535.65	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.65	-2336.53 (-2336.53)	341.56	753.67	-5155.64	26.55	106.19	2.21
2	5.03	-124.76 (-293.17)	170.78	2073.57	-3559.62	26.55	53.09	12.14
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	-954.64	693.10	0.00	5284.40	0.00
2	5.03	-149.70	535.65	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (0.00)	-139.12	-1724.83	-218.52	106.19	26.55	12.50
2	3.38	3259.45 (3700.32)	958.17	1401.31	5411.70	106.19	26.55	1.46
3	6.83	1977.02 (2267.06)	1003.34	1427.09	3224.54	53.09	26.55	1.42
4	10.29	1748.98 (1908.66)	1048.50	3399.20	6187.79	106.19	26.55	3.24
5	13.67	0.00 (0.00)	136.34	21543.71	-2785.34	53.09	26.55	159.28

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	0.00	402.06	0.00	0.00	0.00
2	3.38	-391.89	782.04	0.00	0.00	0.00
3	6.83	-257.81	655.73	0.00	0.00	0.00
4	10.29	141.94	795.06	0.00	0.00	0.00
5	13.67	0.00	441.47	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.65	-4155.09 (-4155.09)	227.19	271.47	-4965.00	26.55	106.19	1.19
2	5.03	-925.72 (-1430.86)	113.59	205.73	-2591.49	26.55	53.09	1.81
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	1053.11	676.61	0.00	5260.51	0.00
2	5.03	449.02	527.40	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	511.01	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.65	-2352.77 (-2352.77)	227.19	487.68	-5050.48	26.55	106.19	2.15
2	5.03	-128.52 (-299.97)	113.59	1170.74	-3091.67	26.55	53.09	10.31
3	9.40	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	26.55	53.09	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.65	-956.34	676.61	0.00	5260.51	0.00
2	5.03	-152.41	527.40	0.00	0.00	0.00
3	9.40	0.00	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
A _{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A _{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ _{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in MPa
σ _{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in MPa
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in MPa
τ _c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in MPa
A _{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fi}	σ _{fs}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.43	106.19	26.55	0.21	0.01	0.00
2	3.38	286.75	309.74	106.19	26.55	16.44	13.88	1.18
3	6.83	-53.04	309.74	53.09	26.55	1.31	5.13	0.35
4	10.29	286.75	309.74	106.19	26.55	16.44	13.88	1.18
5	13.67	0.00	-0.43	53.09	26.55	0.21	0.01	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.82	-0.012	0.00
2	3.38	-192.45	-0.181	0.00
3	6.83	4.40	0.004	0.00
4	10.29	201.24	0.189	0.00
5	13.67	-2.82	0.012	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fi}	σ _{fs}	σ _c
1	0.65	-904.73	284.37	26.55	106.19	66.30	44.48	3.27
2	5.03	-113.12	142.19	26.55	53.09	8.43	7.49	0.54
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	310.17	0.292	0.00
2	5.03	77.55	0.073	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fi}	σ _{fs}	σ _c
1	0.65	-904.73	284.38	26.55	106.19	66.30	44.48	3.27
2	5.03	-113.12	142.19	26.55	53.09	8.43	7.49	0.54
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	-310.17	-0.292	0.00
2	5.03	-77.55	-0.073	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.00	0.00	-8.94	106.19	26.55	1.83	0.38	0.00
2	3.38	369.32	329.21	106.19	26.55	20.50	19.95	1.48
3	6.83	-18.41	329.21	53.09	26.55	2.95	3.98	0.27
4	10.29	297.85	329.21	106.19	26.55	17.14	14.20	1.23
5	13.67	0.00	8.03	53.09	26.55	0.07	0.10	0.01

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.49	-0.013	0.00
2	3.38	-208.25	-0.196	0.00
3	6.83	-6.13	-0.006	0.00
4	10.29	198.01	0.186	0.00
5	13.67	-2.83	0.012	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.65	-1027.16	284.37	26.55	106.19	76.66	50.02	3.69
2	5.03	-143.73	142.19	26.55	53.09	13.07	9.29	0.68
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	338.15	0.318	0.00
2	5.03	91.54	0.086	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.65	-911.68	284.38	26.55	106.19	66.89	44.80	3.30
2	5.03	-113.12	142.19	26.55	53.09	8.43	7.49	0.54
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	-321.18	-0.302	0.00
2	5.03	-77.55	-0.073	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.00	0.00	8.03	106.19	26.55	0.08	0.08	0.01
2	3.38	297.85	329.21	106.19	26.55	17.14	14.20	1.23
3	6.83	-18.41	329.21	53.09	26.55	2.95	3.98	0.27
4	10.29	369.32	329.21	106.19	26.55	20.50	19.95	1.48
5	13.67	0.00	-8.94	53.09	26.55	1.83	0.77	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.83	-0.012	0.00
2	3.38	-189.05	-0.178	0.00
3	6.83	15.17	0.014	0.00
4	10.29	217.04	0.204	0.00
5	13.67	-2.49	0.013	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.65	-911.68	284.38	26.55	106.19	66.89	44.80	3.30
2	5.03	-113.12	142.19	26.55	53.09	8.43	7.49	0.54
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	321.18	0.302	0.00
2	5.03	77.55	0.073	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.65	-1027.16	284.37	26.55	106.19	76.66	50.02	3.69
2	5.03	-143.73	142.19	26.55	53.09	13.07	9.29	0.68
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	-338.15	-0.318	0.00
2	5.03	-91.54	-0.086	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.47	106.19	26.55	0.23	0.01	0.00
2	3.38	375.05	337.69	106.19	26.55	20.85	20.16	1.50
3	6.83	12.08	337.69	53.09	26.55	4.30	2.88	0.29
4	10.29	375.05	337.69	106.19	26.55	20.85	20.16	1.50
5	13.67	0.00	-0.47	53.09	26.55	0.23	0.01	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.52	-0.013	0.00
2	3.38	-204.23	-0.192	0.00
3	6.83	4.62	0.004	0.00
4	10.29	213.18	0.201	0.00
5	13.67	-2.52	0.013	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.65	-1027.16	284.37	26.55	106.19	76.66	50.02	3.69
2	5.03	-143.73	142.19	26.55	53.09	13.07	9.29	0.68
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	338.15	0.318	0.00
2	5.03	91.54	0.086	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.65	-1027.16	284.37	26.55	106.19	76.66	50.02	3.69
2	5.03	-143.73	142.19	26.55	53.09	13.07	9.29	0.68
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	-338.15	-0.318	0.00
2	5.03	-91.54	-0.086	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.00	0.00	-10.90	106.19	26.55	2.20	0.48	0.00
2	3.38	397.02	336.58	106.19	26.55	21.86	21.98	1.58
3	6.83	-5.96	336.58	53.09	26.55	3.54	3.57	0.24
4	10.29	303.74	336.58	106.19	26.55	17.49	14.45	1.25
5	13.67	0.00	9.97	53.09	26.55	0.10	0.11	0.01

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.38	-0.013	0.00
2	3.38	-213.39	-0.201	0.00
3	6.83	-9.34	-0.009	0.00
4	10.29	197.33	0.186	0.00
5	13.67	-2.82	0.012	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.65	-1067.97	284.38	26.55	106.19	80.12	51.87	3.82
2	5.03	-153.93	142.19	26.55	53.09	14.66	9.88	0.73
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	347.48	0.327	0.00
2	5.03	96.20	0.091	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ri}	σ _c
1	0.65	-917.06	284.38	26.55	106.19	67.35	45.04	3.31
2	5.03	-113.12	142.19	26.55	53.09	8.43	7.49	0.54
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	-326.62	-0.307	0.00
2	5.03	-77.55	-0.073	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.00	0.00	9.97	106.19	26.55	0.10	0.10	0.00
2	3.38	303.74	336.58	106.19	26.55	17.49	14.45	1.25
3	6.83	-5.96	336.58	53.09	26.55	3.54	3.57	0.24
4	10.29	397.02	336.58	106.19	26.55	21.86	21.98	1.58
5	13.67	0.00	-10.90	53.09	26.55	2.20	0.95	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.82	-0.012	0.00
2	3.38	-188.31	-0.177	0.00
3	6.83	18.45	0.017	0.00
4	10.29	222.18	0.209	0.00
5	13.67	-2.38	0.013	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.65	-917.06	284.37	26.55	106.19	67.35	45.04	3.31
2	5.03	-113.12	142.19	26.55	53.09	8.43	7.49	0.54
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	326.62	0.307	0.00
2	5.03	77.55	0.073	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.65	-1067.97	284.37	26.55	106.19	80.12	51.87	3.82
2	5.03	-153.93	142.19	26.55	53.09	14.66	9.88	0.73
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	-347.48	-0.327	0.00
2	5.03	-96.20	-0.091	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.48	106.19	26.55	0.24	0.01	0.00
2	3.38	404.48	347.00	106.19	26.55	22.31	22.27	1.61
3	6.83	33.79	347.00	53.09	26.55	5.29	2.13	0.36
4	10.29	404.48	347.00	106.19	26.55	22.31	22.27	1.61
5	13.67	0.00	-0.48	53.09	26.55	0.24	0.01	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.42	-0.013	0.00
2	3.38	-208.16	-0.196	0.00
3	6.83	4.69	0.004	0.00
4	10.29	217.16	0.204	0.00
5	13.67	-2.42	0.013	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.65	-1067.97	284.38	26.55	106.19	80.12	51.87	3.82
2	5.03	-153.93	142.19	26.55	53.09	14.66	9.88	0.73
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	347.48	0.327	0.00
2	5.03	96.20	0.091	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{ti}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{ti}	σ _c
1	0.65	-1067.97	284.38	26.55	106.19	80.12	51.87	3.82
2	5.03	-153.93	142.19	26.55	53.09	14.66	9.88	0.73
3	9.40	0.00	0.00	26.55	53.09	0.00	0.00	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.65	-347.48	-0.327	0.00
2	5.03	-96.20	-0.091	0.00
3	9.40	0.00	0.000	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N° *Indice sezione*
X_i *Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m*
M_p *Momento, espresse in kNm*
M_n *Momento, espresse in kNm*
w_i *Ampiezza fessure, espresse in mm*
w_{lim} *Apertura limite fessure, espresse in mm*
s *Distanza media tra le fessure, espresse in mm*
ε_{sm} *Deformazione nelle fessure, espresse in [%]*

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.05	106.19	26.55	640.08	-552.29	-0.41	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	3.38	106.19	26.55	640.08	-552.29	286.75	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	6.83	53.09	26.55	565.48	-536.54	-53.04	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	10.29	106.19	26.55	640.08	-552.29	286.75	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	13.62	53.09	26.55	565.48	-536.54	-0.41	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-904.73	0.03	0.20	80.61	0.000022
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-113.12	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-904.73	0.03	0.20	80.61	0.000022
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-113.12	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.05	106.19	26.55	640.08	-552.29	-0.47	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.38	106.19	26.55	640.08	-552.29	369.32	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	6.83	53.09	26.55	565.48	-536.54	-18.41	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	10.29	106.19	26.55	640.08	-552.29	297.85	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	13.62	53.09	26.55	565.48	-536.54	-0.41	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1027.16	0.04	0.30	80.61	0.000028
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-143.73	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-911.68	0.03	0.30	80.61	0.000022
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-113.12	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.05	106.19	26.55	640.08	-552.29	-0.41	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.38	106.19	26.55	640.08	-552.29	297.85	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	6.83	53.09	26.55	565.48	-536.54	-18.41	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	10.29	106.19	26.55	640.08	-552.29	369.32	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	13.62	53.09	26.55	565.48	-536.54	-0.47	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{ti}	A _{ts}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
----	---	-----------------	-----------------	----------------	----------------	---	---	------------------	----------------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-911.68	0.03	0.30	80.61	0.000022
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-113.12	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1027.16	0.04	0.30	80.61	0.000028
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-143.73	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	106.19	26.55	640.08	-552.29	-0.46	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.38	106.19	26.55	640.08	-552.29	375.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	6.83	53.09	26.55	565.48	-536.54	12.08	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	10.29	106.19	26.55	640.08	-552.29	375.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	13.62	53.09	26.55	565.48	-536.54	-0.46	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1027.16	0.04	0.30	80.61	0.000028
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-143.73	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1027.16	0.04	0.30	80.61	0.000028
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-143.73	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	106.19	26.55	640.08	-552.29	-0.48	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	3.38	106.19	26.55	640.08	-552.29	397.02	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	6.83	53.09	26.55	565.48	-536.54	-5.96	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	10.29	106.19	26.55	640.08	-552.29	303.74	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	13.62	53.09	26.55	565.48	-536.54	-0.41	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1067.97	0.04	100.00	80.61	0.000030
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-153.93	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-917.06	0.03	100.00	80.61	0.000022
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-113.12	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	106.19	26.55	640.08	-552.29	-0.41	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	3.38	106.19	26.55	640.08	-552.29	303.74	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	6.83	53.09	26.55	565.48	-536.54	-5.96	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	10.29	106.19	26.55	640.08	-552.29	397.02	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	13.62	53.09	26.55	565.48	-536.54	-0.48	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-917.06	0.03	100.00	80.61	0.000022
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-113.12	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1067.97	0.04	100.00	80.61	0.000030
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-153.93	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	106.19	26.55	640.08	-552.29	-0.48	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	3.38	106.19	26.55	640.08	-552.29	404.48	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	6.83	53.09	26.55	565.48	-536.54	33.79	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	10.29	106.19	26.55	640.08	-552.29	404.48	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	13.62	53.09	26.55	565.48	-536.54	-0.48	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1067.97	0.04	100.00	80.61	0.000030
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-153.93	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{RI}	A _{IS}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.65	26.55	106.19	552.29	-640.08	-1067.97	0.04	100.00	80.61	0.000030
2	5.03	26.55	53.09	536.54	-565.48	-153.93	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.40	26.55	53.09	536.54	-565.48	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000000

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.00	-0.1284	1.3356	-1.0867	0.2288
3.38	-0.1308	1.3311	-0.1043	0.3082
6.83	-0.1344	1.3232	0.2230	0.4219
10.29	-0.1381	1.3150	0.2226	0.3812
13.59	-0.1404	1.3092	0.0229	0.2288

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.65	-0.1284	1.3360	-0.6997	0.2680
5.03	0.1043	3.2528	-0.6980	0.2709
9.40	0.3573	5.5301	-0.6974	0.2719

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.65	-0.1404	1.3095	0.1569	0.2680
5.03	-0.4797	0.5834	0.1587	0.2709
9.40	-0.9114	-0.2303	0.1592	0.2719

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	-139.96	13.45
3.38	-3259.45	-286.75	-524.27	-188.31	309.74	958.17
6.83	-1977.02	53.04	-257.81	24.91	309.74	1003.34
10.29	-1748.98	-286.75	141.94	299.95	309.74	1048.50
13.67	0.00	0.00	-3.81	0.00	-14.71	137.19

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-4155.09	-904.73	310.17	1053.11	227.19	383.91
5.03	-925.72	-113.12	77.55	449.02	113.59	191.95
9.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-2352.77	-904.73	-956.34	-310.17	227.19	383.91
5.03	-207.81	-113.12	-152.41	-77.55	113.59	191.95
9.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ _{min} [MPa]	σ _{max} [MPa]
0.00	0.000	0.092
3.38	0.000	0.123
6.83	0.089	0.169
10.29	0.089	0.152
13.67	0.009	0.092

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

X	A ₀	A ₁	CS
0.00	106.19	26.55	12.28
3.38	106.19	26.55	1.46
6.83	53.09	26.55	1.42
10.29	106.19	26.55	3.24
13.67	53.09	26.55	40.86

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

X	V _{sd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.00	419.84	0.00	0.00	0.00
3.38	709.37	0.00	0.00	0.00
6.83	487.50	0.00	0.00	0.00
10.29	709.37	0.00	0.00	0.00
13.67	423.91	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.65	26.55	106.19	1.19
5.03	26.55	53.09	1.81
9.40	26.55	53.09	1000.00

Y	V _{sd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.65	699.21	0.00	0.00	0.00
5.03	538.70	0.00	0.00	0.00
9.40	421.97	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.65	26.55	106.19	2.15
5.03	26.55	53.09	9.77
9.40	26.55	53.09	1000.00

Y	V _{sd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.65	699.21	0.00	0.00	0.00
5.03	538.70	0.00	0.00	0.00
9.40	511.01	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.00	106.19	26.55	0.007	0.475	2.204
3.38	106.19	26.55	1.611	22.269	22.315
6.83	53.09	26.55	0.362	5.127	5.292
10.29	106.19	26.55	1.611	22.269	22.315
13.67	53.09	26.55	0.008	0.950	2.204

X	τ _c	A _{sw}
0.00	-0.01	0.00
3.38	-0.20	0.00
6.83	0.02	0.00
10.29	0.21	0.00
13.67	0.01	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 130.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.65	26.55	106.19	3.825	51.869	80.118
5.03	26.55	53.09	0.727	9.880	14.656
9.40	26.55	53.09	0.000	0.000	0.000

Y	τ _c	A _{sw}
0.65	0.33	0.00
5.03	0.09	0.00
9.40	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione	B = 100 cm				
Altezza sezione	H = 130.00 cm				
Y	A _{ti}	A _{ts}	σ _c	σ _{ti}	σ _{ts}
0.65	26.55	106.19	3.825	51.869	80.118
5.03	26.55	53.09	0.727	9.880	14.656
9.40	26.55	53.09	0.000	0.000	0.000
Y	τ _c	A _{sw}			
0.65	-0.33	0.00			
5.03	-0.09	0.00			
9.40	0.00	0.00			

11.3 MURO AD L TIPO 1

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{sfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{sfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_f	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{sfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{sfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{sfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{sfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c		1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_f		1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{sfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{sfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{sfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{sfav}	0.00	0.00	0.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c		1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_f		1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_k per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>		<i>Coefficienti parziali</i>		
		R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione		1.00	1.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle		1.00	1.00	1.40
Stabilità globale			1.10	

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	5.58 [m]
Spessore in sommità	1.10 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	1.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.20 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.10 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	40.00 [MPa]
Modulo elastico E	33642.648 [MPa]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{sa}	449.94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.01	0.00	0.00
2	18.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.18	[m]

Falda

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_0	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_0
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	20.00	21.00	38.00	38.00	0.0000	0.0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	6.68	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	17.69	0.00	Fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Carico)

D	Profilo	$X_i=0.50$	$X_f=10.00$	$Q_i=10.0000$	$Q_f=10.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
 γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

<u>Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75
<u>Combinazione n° 21 - Rara (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

E.C. 2

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_t < 0.80 f_{tk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00
Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QUIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QUIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	4.27	--	22.07	--
2	A1-M1 - [1]	--	5.65	--	18.75	--
3	A1-M1 - [1]	--	5.00	--	19.34	--
4	A1-M1 - [1]	--	4.93	--	21.33	--
5	EQU - [1]	--	--	7.07	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2.16
7	A1-M1 - [2]	--	4.55	--	17.61	--
8	A1-M1 - [2]	--	4.50	--	19.30	--
9	A1-M1 - [2]	--	3.93	--	19.78	--
10	A1-M1 - [2]	--	5.12	--	17.19	--
11	EQU - [2]	--	--	5.99	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	2.02
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.74	--	15.09	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.56	--	15.61	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.07	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.30	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.66
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.61
19	SLEQ - [1]	--	5.65	--	25.32	--
20	SLEF - [1]	--	5.24	--	23.70	--
21	SLER - [1]	--	5.12	--	23.21	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU	
Accelerazione al suolo a_g	3.80 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.04
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 12.47$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.23$

Combinazioni SLE	
Accelerazione al suolo a_g	1.08 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.16$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.58$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0
Lunghezza del muro 10.00 [m]

Peso muro 307.4500 [kN]
Baricentro del muro X=-0.07 Y=-4.46

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 3.20	Y = -6.68
Punto superiore superficie di spinta	X = 3.20	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	6.68	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00	[°]

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	103.5254	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	95.0587	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	41.0043	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.20	[m]	Y = -4.45	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		

Incremento sismico della spinta	39.7268	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.20	[m]	Y = -4.45	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	53.01	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 3.20	[m]	Y = -6.68	[m]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	339.2640	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.60	[m]	Y = -2.79	[m]
Inerzia del muro	38.3338	[kN]		
Inerzia verticale del muro	19.1669	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	42.3005	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	21.1502	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	212.1708	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	743.7705	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	743.7705	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	212.1708	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.60	[m]
Risultante in fondazione	773.4410	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.92	[°]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Momento rispetto al baricentro della fondazione	106.1468	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11224.6732	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.15312	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.11251	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 61.35	N _q = 48.93	N _γ = 64.07
Fattori forma	s _c = 1.00	s _q = 1.00	s _γ = 1.00
Fattori inclinazione	i _c = 0.68	i _q = 0.68	i _γ = 0.34
Fattori profondità	d _c = 1.09	d _q = 1.05	d _γ = 1.05
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	N' _c = 45.46	N' _q = 34.71	N' _γ = 22.64

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	15.09

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.28	7.6725	0.1548	1.1863
3	0.56	15.3450	0.7047	2.8318
4	0.84	23.0175	1.7777	4.9367
5	1.12	30.6900	3.5020	7.5008
6	1.40	38.3625	6.0058	10.5242
7	1.67	46.0350	9.4172	14.0069
8	1.95	53.7075	13.8644	17.9488
9	2.23	61.3800	19.4754	22.3501
10	2.51	69.0525	26.3784	27.2106
11	2.79	76.7250	34.7016	32.5304
12	3.07	84.3975	44.5731	38.3095
13	3.35	92.0700	56.1210	44.5479
14	3.63	99.7425	69.4735	51.2455
15	3.91	107.4150	84.7587	58.4025
16	4.19	115.0875	102.1048	66.0187
17	4.46	122.7600	121.6399	74.0942
18	4.74	130.4325	143.4921	82.6290
19	5.02	138.1050	167.7895	91.6230
20	5.30	145.7775	194.6604	101.0764
21	5.58	153.4500	224.2274	110.9155

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.13	1.0589	16.2699
3	0.26	4.2249	32.4173
4	0.39	9.4821	48.4421
5	0.52	16.8145	64.3443
6	0.65	26.2063	80.1239
7	0.78	37.6414	95.7810
8	0.91	51.1040	111.3155
9	1.04	66.5781	126.7274
10	1.17	84.0478	142.0167
11	1.30	103.4972	157.1834

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.32	-1.0362	-6.3527
3	0.64	-3.9865	-11.9626
4	0.96	-8.6131	-16.8298
5	1.28	-14.6783	-20.9543
6	1.60	-21.9446	-24.3361
7	1.92	-30.1742	-26.9752
8	2.24	-39.1295	-28.8715
9	2.56	-48.5728	-30.0251
10	2.88	-58.2664	-30.4361
11	3.20	-67.9726	-30.1043

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rcd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.28	100, 110	22.62	15.71	17842.17	-360.00	2325.47	369.48	--	--
3	0.56	100, 110	22.62	15.71	17577.45	-807.17	1145.48	370.57	--	--
4	0.84	100, 110	22.62	15.71	17265.88	-1333.47	750.12	371.67	--	--
5	1.12	100, 110	22.62	15.71	16912.78	-1929.91	551.08	372.77	--	--
6	1.40	100, 110	22.62	15.71	15588.26	-2440.41	406.34	373.87	--	--
7	1.67	100, 110	22.62	15.71	13981.20	-2860.09	303.71	374.97	--	--
8	1.95	100, 110	22.62	15.71	12361.97	-3191.19	230.17	376.07	--	--
9	2.23	100, 110	22.62	15.71	10808.93	-3429.59	176.10	377.17	--	--
10	2.51	100, 110	22.62	15.71	9156.88	-3497.98	132.61	378.26	--	--
11	2.79	100, 110	22.62	15.71	7428.06	-3359.61	96.81	379.36	--	--
12	3.07	100, 110	22.62	15.71	5844.98	-3086.93	69.26	380.46	--	--
13	3.35	100, 110	22.62	15.71	4502.75	-2744.64	48.91	381.56	--	--
14	3.63	100, 110	22.62	15.71	3471.58	-2418.06	34.81	382.66	--	--
15	3.91	100, 110	22.62	15.71	2685.48	-2119.05	25.00	383.76	--	--
16	4.19	100, 110	22.62	15.71	2118.15	-1879.21	18.40	384.86	--	--
17	4.46	100, 110	22.62	15.71	1701.72	-1686.19	13.86	385.95	--	--
18	4.74	100, 110	22.62	15.71	1409.68	-1550.83	10.81	387.05	--	--
19	5.02	100, 110	22.62	15.71	1194.29	-1450.99	8.65	388.15	--	--
20	5.30	100, 110	22.62	15.71	1029.38	-1374.55	7.06	389.25	--	--
21	5.58	100, 110	22.62	15.71	899.47	-1314.34	5.86	390.35	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 13

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzio normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.13	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	847.56	368.38	--	--
3	0.26	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	212.42	368.38	--	--
4	0.39	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	94.65	368.38	--	--
5	0.52	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	53.37	368.38	--	--
6	0.65	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	34.25	368.38	--	--
7	0.78	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	23.84	368.38	--	--
8	0.91	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	17.56	368.38	--	--
9	1.04	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	13.48	368.38	--	--
10	1.17	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	10.68	368.38	--	--
11	1.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	8.67	368.38	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.32	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	866.08	368.38	--	--
3	0.64	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	225.13	368.38	--	--
4	0.96	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	104.20	368.38	--	--
5	1.28	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	61.14	368.38	--	--
6	1.60	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	40.90	368.38	--	--
7	1.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	29.74	368.38	--	--
8	2.24	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	22.94	368.38	--	--
9	2.56	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	18.48	368.38	--	--
10	2.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	15.40	368.38	--	--
11	3.20	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	13.20	368.38	--	--

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	103.5254	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	95.0587	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	41.0043	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.20	[m]	Y = -4.45	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	27.4583	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.20	[m]	Y = -4.45	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.13	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 3.20	[m]	Y = -6.68	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	339.2640	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.60	[m]	Y = -2.79	[m]
Inerzia del muro	38.3338	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-19.1669	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	42.3005	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-21.1502	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	200.9057	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	658.2769	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	658.2769	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	200.9057	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.19	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	5.60	[m]		
Risultante in fondazione	688.2525	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.97	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	127.2345	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	10272.9391	[kN]		

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.14189	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.09321	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 61.35$	$N_q = 48.93$	$N_\gamma = 64.07$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.66$	$i_q = 0.66$	$i_\gamma = 0.31$
Fattori profondità	$d_c = 1.09$	$d_q = 1.05$	$d_\gamma = 1.05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 44.18$	$N'_q = 33.73$	$N'_\gamma = 20.54$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.56
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	15.61

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.28	7.6725	0.1530	1.1666
3	0.56	15.3450	0.6900	2.7532
4	0.84	23.0175	1.7283	4.7597
5	1.12	30.6900	3.3850	7.1861
6	1.40	38.3625	5.7772	10.0325
7	1.67	46.0350	9.0222	13.2988
8	1.95	53.7075	13.2370	16.9851
9	2.23	61.3800	18.5389	21.0914
10	2.51	69.0525	25.0451	25.6176
11	2.79	76.7250	32.8726	30.5637
12	3.07	84.3975	42.1387	35.9298
13	3.35	92.0700	52.9605	41.7158
14	3.63	99.7425	65.4551	47.9218
15	3.91	107.4150	79.7399	54.5477
16	4.19	115.0875	95.9318	61.5936
17	4.46	122.7600	114.1482	69.0594
18	4.74	130.4325	134.5060	76.9452
19	5.02	138.1050	157.1226	85.2509
20	5.30	145.7775	182.1151	93.9766
21	5.58	153.4500	209.5956	103.0550

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.13	0.9634	14.7976
3	0.26	3.8410	29.4483
4	0.39	8.6136	43.9520
5	0.52	15.2622	58.3088
6	0.65	23.7675	72.5187
7	0.78	34.1107	86.5816
8	0.91	46.2724	100.4977
9	1.04	60.2337	114.2668
10	1.17	75.9754	127.8889
11	1.30	93.4784	141.3641

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.32	-2.0166	-12.4553
3	0.64	-7.8764	-24.0204
4	0.96	-17.2947	-34.6951
5	1.28	-29.9864	-44.4796
6	1.60	-45.6667	-53.3739
7	1.92	-64.0507	-61.3778
8	2.24	-84.8535	-68.4915
9	2.56	-107.7903	-74.7149
10	2.88	-132.5761	-80.0481
11	3.20	-158.9261	-84.4910

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rcd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.28	100, 110	22.62	15.71	17844.66	-355.79	2325.79	369.48	--	--
3	0.56	100, 110	22.62	15.71	17587.11	-790.84	1146.11	370.57	--	--
4	0.84	100, 110	22.62	15.71	17286.87	-1298.00	751.03	371.67	--	--
5	1.12	100, 110	22.62	15.71	16948.63	-1869.36	552.25	372.77	--	--
6	1.40	100, 110	22.62	15.71	15790.02	-2377.90	411.60	373.87	--	--
7	1.67	100, 110	22.62	15.71	14264.34	-2795.59	309.86	374.97	--	--
8	1.95	100, 110	22.62	15.71	12696.78	-3129.31	236.41	376.07	--	--
9	2.23	100, 110	22.62	15.71	11180.37	-3376.86	182.15	377.17	--	--
10	2.51	100, 110	22.62	15.71	9687.30	-3513.54	140.29	378.26	--	--
11	2.79	100, 110	22.62	15.71	7980.38	-3419.17	104.01	379.36	--	--
12	3.07	100, 110	22.62	15.71	6397.66	-3194.27	75.80	380.46	--	--
13	3.35	100, 110	22.62	15.71	5025.57	-2890.80	54.58	381.56	--	--
14	3.63	100, 110	22.62	15.71	3901.15	-2560.10	39.11	382.66	--	--
15	3.91	100, 110	22.62	15.71	3032.11	-2250.89	28.23	383.76	--	--
16	4.19	100, 110	22.62	15.71	2421.91	-2018.80	21.04	384.86	--	--
17	4.46	100, 110	22.62	15.71	1924.41	-1789.41	15.68	385.95	--	--
18	4.74	100, 110	22.62	15.71	1580.75	-1630.12	12.12	387.05	--	--
19	5.02	100, 110	22.62	15.71	1331.11	-1514.41	9.64	388.15	--	--
20	5.30	100, 110	22.62	15.71	1142.12	-1426.81	7.83	389.25	--	--
21	5.58	100, 110	22.62	15.71	994.51	-1358.39	6.48	390.35	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 14

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.13	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	931.52	368.38	--	--
3	0.26	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	233.65	368.38	--	--
4	0.39	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	104.19	368.38	--	--
5	0.52	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	58.80	368.38	--	--
6	0.65	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	37.76	368.38	--	--
7	0.78	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	26.31	368.38	--	--
8	0.91	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	19.40	368.38	--	--
9	1.04	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	14.90	368.38	--	--
10	1.17	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	11.81	368.38	--	--
11	1.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	9.60	368.38	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.32	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	445.04	368.38	--	--
3	0.64	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	113.94	368.38	--	--
4	0.96	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	51.89	368.38	--	--
5	1.28	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	29.93	368.38	--	--
6	1.60	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	19.65	368.38	--	--
7	1.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	14.01	368.38	--	--
8	2.24	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	10.58	368.38	--	--
9	2.56	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	8.33	368.38	--	--
10	2.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	6.77	368.38	--	--
11	3.20	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	5.65	368.38	--	--

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	129.7552	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	122.6573	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	42.3273	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.20	[m]	Y = -4.45	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		
Incremento sismico della spinta	30.1925	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.20	[m]	Y = -4.45	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.06	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 3.20	[m]	Y = -6.68	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	339.2640	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.60	[m]	Y = -2.79	[m]
Inerzia del muro	38.3338	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-19.1669	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	42.3005	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-21.1502	[kN]		
Risultanti				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	231.8325	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	658.5733	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	715.6425	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2364.3265	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	658.5733	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	231.8325	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.30	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	5.60	[m]		
Risultante in fondazione	698.1870	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.39	[°]		

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Momento rispetto al baricentro della fondazione	195.3212	[kNm]
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u> Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.30	

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 18

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]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.79 Y[m]= 5.36

Raggio del cerchio R[m]= 13.03

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -9.16

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 10.10

Larghezza della striscia dx[m]= 0.77

Coefficiente di sicurezza C= 1.61

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1074.01	61.84	946.90	1.63	29.26	0.000	0.000
2	2986.06	55.55	2462.39	1.36	29.26	0.000	0.000
3	4507.40	49.93	3449.10	1.20	29.26	0.000	0.000
4	5763.64	44.90	4068.64	1.09	29.26	0.000	0.000
5	6823.97	40.29	4412.96	1.01	29.26	0.000	0.000
6	7728.71	35.98	4540.54	0.95	29.26	0.000	0.000
7	8503.77	31.89	4492.68	0.91	29.26	0.000	0.000
8	9166.89	27.98	4300.71	0.87	29.26	0.000	0.000
9	9751.77	24.21	3998.31	0.84	29.36	0.000	0.000
10	10733.35	20.54	3765.97	0.82	32.01	0.000	0.000
11	11141.53	16.96	3250.32	0.81	32.01	0.000	0.000
12	11468.48	13.45	2667.53	0.79	32.01	0.000	0.000
13	11718.09	9.99	2032.69	0.78	32.01	0.000	0.000
14	14178.73	6.57	1621.15	0.78	32.01	0.000	0.000
15	9672.89	3.16	534.03	0.77	32.01	0.000	0.000
16	3940.55	-0.22	-15.44	0.77	32.01	0.000	0.000
17	3529.28	-3.61	-222.51	0.77	32.01	0.000	0.000
18	3306.39	-7.02	-403.95	0.78	32.01	0.000	0.000
19	3120.34	-10.45	-565.73	0.78	32.01	0.000	0.000
20	2858.89	-13.91	-687.37	0.79	32.01	0.000	0.000
21	2518.99	-17.43	-754.61	0.81	32.01	0.000	0.000
22	2096.57	-21.02	-752.05	0.83	31.73	0.000	0.000
23	1601.84	-24.70	-669.33	0.85	29.26	0.000	0.000
24	1025.45	-28.49	-489.14	0.88	29.26	0.000	0.000
25	348.32	-32.42	-186.75	0.91	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W = 1466.7637$ [kN]

$\Sigma W\sin\alpha = 409.8955$ [kN]

$\Sigma W\tan\phi = 879.1484$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha\tan\phi = 3.92$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.28	7.6725	10.3579	0.0208	0.1548	0.2240	1.1863
3	0.56	15.3450	20.7158	0.1667	0.7047	0.8962	2.8318
4	0.84	23.0175	31.0736	0.5626	1.7777	2.0164	4.9367
5	1.12	30.6900	41.4315	1.3335	3.5020	3.5847	7.5008
6	1.40	38.3625	51.7894	2.6045	6.0058	5.6010	10.5242
7	1.67	46.0350	62.1473	4.5005	9.4172	8.0655	14.0069
8	1.95	53.7075	72.5051	7.1467	13.8644	10.9780	17.9488
9	2.23	61.3800	82.8630	10.6680	19.4754	14.3387	22.3501
10	2.51	69.0525	93.2209	15.1893	26.3784	18.1474	27.2106
11	2.79	76.7250	103.5788	20.8359	34.7016	22.4042	32.5304
12	3.07	84.3975	113.9366	27.7325	44.5731	27.1090	38.3095
13	3.35	92.0700	124.2945	36.0044	56.1210	32.2620	44.5479
14	3.63	99.7425	134.6524	45.7764	69.4735	37.8630	51.2455
15	3.91	107.4150	145.0103	57.1736	84.7587	43.9122	58.4025
16	4.19	115.0875	155.3681	70.3211	102.1048	50.4094	66.0187
17	4.46	122.7600	165.7260	85.3437	121.6399	57.3547	74.0942
18	4.74	130.4325	176.0839	102.3666	143.4921	64.7480	82.6290
19	5.02	138.1050	186.4418	121.5148	167.7895	72.5895	91.6230
20	5.30	145.7775	196.7996	142.9132	194.6604	80.8790	101.0764
21	5.58	153.4500	207.1575	166.6816	224.2274	89.5450	110.9155

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.28	7.6725	7.6725	0.0154	0.0155	0.1660	0.1670
3	0.56	15.3450	15.3450	0.1235	0.1283	0.6638	0.7197
4	0.84	23.0175	23.0175	0.4167	0.4722	1.4936	1.8484
5	1.12	30.6900	30.6900	0.9878	1.2114	2.6553	3.5199
6	1.40	38.3625	38.3625	1.9292	2.4718	4.1489	5.5761
7	1.67	46.0350	46.0350	3.3337	4.3559	5.9744	7.9881
8	1.95	53.7075	53.7075	5.2939	6.9613	8.1319	10.7453
9	2.23	61.3800	61.3800	7.9022	10.3834	10.6212	13.8423
10	2.51	69.0525	69.0525	11.2514	14.7166	13.4425	17.2762
11	2.79	76.7250	76.7250	15.4340	20.0547	16.5957	21.0454
12	3.07	84.3975	84.3975	20.5426	26.4910	20.0808	25.1488
13	3.35	92.0700	92.0700	26.6699	34.1188	23.8978	29.5858
14	3.63	99.7425	99.7425	33.9085	43.0309	28.0467	34.3559
15	3.91	107.4150	107.4150	42.3508	53.3203	32.5275	39.4588
16	4.19	115.0875	115.0875	52.0897	65.0798	37.3403	44.8944
17	4.46	122.7600	122.7600	63.2176	78.4023	42.4849	50.6624
18	4.74	130.4325	130.4325	75.8271	93.3804	47.9615	56.7628
19	5.02	138.1050	138.1050	90.0110	110.1068	53.7700	63.1954
20	5.30	145.7775	145.7775	105.8617	128.6743	59.9104	69.9602
21	5.58	153.4500	153.4500	123.4679	149.1715	66.3296	77.0039

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.13	0.5719	1.0589	8.8504	16.2699
3	0.26	2.3148	4.2249	18.0159	32.4173
4	0.39	5.2697	9.4821	27.4965	48.4421
5	0.52	9.4775	16.8145	37.2922	64.3443
6	0.65	14.9793	26.2063	47.4030	80.1239
7	0.78	21.8160	37.6414	57.8289	95.7810
8	0.91	30.0285	51.1040	68.5699	111.3155
9	1.04	39.6578	66.5781	79.6260	126.7274
10	1.17	50.7449	84.0478	90.9972	142.0167
11	1.30	63.3307	103.4972	102.3319	157.1834

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
-----	---	------	------	------	------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.13	0.5438	0.5936	8.3976	9.1636
3	0.26	2.1916	2.3908	16.9850	18.5175
4	0.39	4.9681	5.4164	25.7621	28.0617
5	0.52	8.8980	9.6951	34.7290	37.7962
6	0.65	14.0059	15.2516	43.8857	47.7209
7	0.78	20.3165	22.1108	53.2321	57.8359
8	0.91	27.8544	30.2972	62.7683	68.1412
9	1.04	36.6444	39.8357	72.4942	78.6368
10	1.17	46.7112	50.7510	82.4099	89.3226
11	1.30	58.0792	63.0678	92.5154	100.1987

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.32	-2.0166	1.3498	-12.4553	8.1777
3	0.64	-7.8764	5.0682	-24.0204	14.8033
4	0.96	-17.2947	10.6583	-34.6951	19.8766
5	1.28	-29.9864	17.6236	-44.4796	23.3976
6	1.60	-45.6667	25.4673	-53.3739	25.3665
7	1.92	-64.0507	33.6926	-65.7074	25.7831
8	2.24	-84.8535	41.8029	-79.8662	24.6475
9	2.56	-109.0126	49.3015	-94.9414	21.9597
10	2.88	-141.7093	55.6916	-108.5030	17.7197
11	3.20	-178.4199	60.4765	-121.0910	11.9275

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.32	0.7981	0.9999	4.7957	6.0576
3	0.64	2.9463	3.7542	8.4386	10.9654
4	0.96	6.0758	7.8951	10.9284	14.7234
5	1.28	9.8175	13.0545	12.2654	17.3316
6	1.60	13.8026	18.8646	12.4495	18.7900
7	1.92	17.6622	24.9575	11.4806	19.0986
8	2.24	21.0272	30.9651	9.3588	18.2574
9	2.56	23.5288	36.5196	6.0840	16.2665
10	2.88	24.9600	41.2530	3.4564	13.1257
11	3.20	25.7159	44.7974	1.0758	8.8352

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]
σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VR_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR_{sd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR_d Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.28	100, 110	22.62	15.71	17842.17	-36.28	1741.07	369.48	--	--
3	0.56	100, 110	22.62	15.71	17577.45	-144.59	867.28	370.57	--	--
4	0.84	100, 110	22.62	15.71	17265.88	-323.41	574.08	371.67	--	--
5	1.12	100, 110	22.62	15.71	16912.78	-570.25	425.84	372.77	--	--
6	1.40	100, 110	22.62	15.71	15588.26	-881.75	335.82	373.87	--	--
7	1.67	100, 110	22.62	15.71	13981.20	-1253.77	275.11	374.97	--	--
8	1.95	100, 110	22.62	15.71	12361.97	-1681.56	227.84	376.07	--	--
9	2.23	100, 110	22.62	15.71	10808.93	-2130.82	176.10	377.17	--	--
10	2.51	100, 110	22.62	15.71	9156.88	-2502.88	132.61	378.26	--	--
11	2.79	100, 110	22.62	15.71	7428.06	-2834.79	96.81	379.36	--	--
12	3.07	100, 110	22.62	15.71	5844.98	-3086.93	69.26	380.46	--	--
13	3.35	100, 110	22.62	15.71	4502.75	-2744.64	48.91	381.56	--	--
14	3.63	100, 110	22.62	15.71	3471.58	-2418.06	34.81	382.66	--	--
15	3.91	100, 110	22.62	15.71	2685.48	-2119.05	25.00	383.76	--	--
16	4.19	100, 110	22.62	15.71	2118.15	-1879.21	18.40	384.86	--	--
17	4.46	100, 110	22.62	15.71	1701.72	-1686.19	13.86	385.95	--	--
18	4.74	100, 110	22.62	15.71	1409.68	-1550.83	10.81	387.05	--	--
19	5.02	100, 110	22.62	15.71	1194.29	-1450.99	8.65	388.15	--	--
20	5.30	100, 110	22.62	15.71	1029.38	-1374.55	7.06	389.25	--	--
21	5.58	100, 110	22.62	15.71	899.47	-1314.34	5.86	390.35	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.28	100, 110	22.62	15.71	0.007	0.000	-0.096	-0.102
3	0.56	100, 110	22.62	15.71	0.014	0.001	-0.187	-0.211
4	0.84	100, 110	22.62	15.71	0.022	0.002	-0.267	-0.333
5	1.12	100, 110	22.62	15.71	0.032	0.004	-0.331	-0.479
6	1.40	100, 110	22.62	15.71	0.045	0.006	-0.372	-0.657
7	1.67	100, 110	22.62	15.71	0.060	0.009	-0.387	-0.872
8	1.95	100, 110	22.62	15.71	0.078	0.012	-0.368	-1.131
9	2.23	100, 110	22.62	15.71	0.100	0.016	-0.310	-1.439
10	2.51	100, 110	22.62	15.71	0.126	0.019	-0.209	-1.806
11	2.79	100, 110	22.62	15.71	0.160	0.024	0.329	-2.271
12	3.07	100, 110	22.62	15.71	0.204	0.028	0.944	-2.874
13	3.35	100, 110	22.62	15.71	0.262	0.033	2.017	-3.647
14	3.63	100, 110	22.62	15.71	0.335	0.038	3.717	-4.603
15	3.91	100, 110	22.62	15.71	0.422	0.044	6.157	-5.736
16	4.19	100, 110	22.62	15.71	0.524	0.050	9.393	-7.036
17	4.46	100, 110	22.62	15.71	0.640	0.057	13.444	-8.496
18	4.74	100, 110	22.62	15.71	0.769	0.064	18.328	-10.115
19	5.02	100, 110	22.62	15.71	0.913	0.071	24.064	-11.897
20	5.30	100, 110	22.62	15.71	1.072	0.078	30.677	-13.847
21	5.58	100, 110	22.62	15.71	1.245	0.086	38.196	-15.973

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fi}	A _{fs}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	VR _{cd}	VR _{sd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.13	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	847.56	368.38	--	--
3	0.26	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	212.42	368.38	--	--
4	0.39	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	94.65	368.38	--	--
5	0.52	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	53.37	368.38	--	--
6	0.65	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	34.25	368.38	--	--
7	0.78	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	23.84	368.38	--	--
8	0.91	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	17.56	368.38	--	--
9	1.04	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	13.48	368.38	--	--
10	1.17	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	10.68	368.38	--	--
11	1.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	8.67	368.38	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.13	100, 110	22.62	22.62	0.005	0.010	0.267	-0.052
14	0.26	100, 110	22.62	22.62	0.018	0.021	1.075	-0.210
15	0.39	100, 110	22.62	22.62	0.041	0.031	2.436	-0.477
16	0.52	100, 110	22.62	22.62	0.074	0.042	4.361	-0.853
17	0.65	100, 110	22.62	22.62	0.117	0.053	6.860	-1.342
18	0.78	100, 110	22.62	22.62	0.169	0.065	9.945	-1.946
19	0.91	100, 110	22.62	22.62	0.232	0.076	13.627	-2.666
20	1.04	100, 110	22.62	22.62	0.305	0.088	17.917	-3.506
21	1.17	100, 110	22.62	22.62	0.389	0.100	22.826	-4.467
22	1.30	100, 110	22.62	22.62	0.483	0.112	28.366	-5.551

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fi}	A _{fs}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	VR _{cd}	VR _{sd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.32	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	445.04	368.38	--	--
3	0.64	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	113.94	368.38	--	--
4	0.96	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	51.89	368.38	--	--
5	1.28	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	29.93	368.38	--	--
6	1.60	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	19.65	368.38	--	--
7	1.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	14.01	368.38	--	--
8	2.24	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	10.58	368.38	--	--
9	2.56	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	8.23	368.38	--	--
10	2.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	6.33	368.38	--	--
11	3.20	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	5.03	368.38	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.32	100, 110	22.62	22.62	0.008	0.007	0.450	-0.088
14	0.64	100, 110	22.62	22.62	0.029	0.012	1.689	-0.330
15	0.96	100, 110	22.62	22.62	0.060	0.016	3.551	-0.695
16	1.28	100, 110	22.62	22.62	0.100	0.019	5.872	-1.149
17	1.60	100, 110	22.62	22.62	0.145	0.021	8.485	-1.660
18	1.92	100, 110	22.62	22.62	0.191	0.021	11.225	-2.197
19	2.24	100, 110	22.62	22.62	0.237	0.020	13.927	-2.725
20	2.56	100, 110	22.62	22.62	0.280	0.018	16.426	-3.214
21	2.88	100, 110	22.62	22.62	0.316	0.015	18.554	-3.631
22	3.20	100, 110	22.62	22.62	0.343	0.010	20.149	-3.943

11.4 MURO AD L TIPO 2

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{sfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{sfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_f	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{sfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{sfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{sfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{sfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c		1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_f		1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{sfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{sfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{sfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{sfav}	0.00	0.00	0.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c		1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_f		1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_k per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>		<i>Coefficienti parziali</i>		
		R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione		1.00	1.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle		1.00	1.00	1.40
Stabilità globale			1.10	

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	4.50 [m]
Spessore in sommità	1.10 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	1.10 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.30 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.10 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	40.00 [MPa]
Modulo elastico E	33642.648 [MPa]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{sa}	449.94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.01	0.00	0.00
2	18.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz. valle-paramento	0.00	[m]

Falda

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_0	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_0
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	20.00	21.00	38.00	38.00	0.0000	0.0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5.60	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	14.72	0.00	Fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Carico)

D	Profilo	$X_i=0.50$	$X_f=10.00$	$Q_i=10.0000$	$Q_f=10.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
 γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

<u>Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75
<u>Combinazione n° 21 - Rara (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

E.C. 2

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_t < 0.80 f_{tk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00
Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QUIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QUIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	4.18	--	21.22	--
2	A1-M1 - [1]	--	5.53	--	18.03	--
3	A1-M1 - [1]	--	4.78	--	18.82	--
4	A1-M1 - [1]	--	4.94	--	20.24	--
5	EQU - [1]	--	--	6.63	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2.15
7	A1-M1 - [2]	--	4.25	--	16.89	--
8	A1-M1 - [2]	--	4.38	--	18.12	--
9	A1-M1 - [2]	--	3.75	--	18.75	--
10	A1-M1 - [2]	--	4.89	--	16.36	--
11	EQU - [2]	--	--	5.41	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.99
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.70	--	14.22	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.53	--	14.69	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.87	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.17	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.65
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.60
19	SLEQ - [1]	--	5.53	--	24.35	--
20	SLEF - [1]	--	5.03	--	22.62	--
21	SLER - [1]	--	4.89	--	22.08	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU	
Accelerazione al suolo a_g	3.80 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.04
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 12.47$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.23$

Combinazioni SLE	
Accelerazione al suolo a_g	1.08 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.16$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.58$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0
Lunghezza del muro 10.00 [m]

Peso muro 247.5000 [kN]
Baricentro del muro X=-0.25 Y=-3.65

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2.30	Y = -5.60
Punto superiore superficie di spinta	X = 2.30	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	5.60	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00	[°]

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	72.7562	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	66.8059	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	28.8173	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.30	[m]	Y = -3.73	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		

Incremento sismico della spinta	27.9194	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.30	[m]	Y = -3.73	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	53.01	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.30	[m]	Y = -5.60	[m]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	196.6500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.15	[m]	Y = -2.25	[m]
Inerzia del muro	30.8591	[kN]		
Inerzia verticale del muro	15.4295	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.5189	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	12.2595	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	147.8200	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	511.7146	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	511.7146	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	147.8200	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.15	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.50	[m]
Risultante in fondazione	532.6374	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.11	[°]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Momento rispetto al baricentro della fondazione	74.3630	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	7275.2680	[kN]
<u>Tensioni sul terreno</u>		
Lunghezza fondazione reagente	4.50	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.13575	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.09168	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 61.35	N _q = 48.93	N _γ = 64.07
Fattori forma	s _c = 1.00	s _q = 1.00	s _γ = 1.00
Fattori inclinazione	i _c = 0.67	i _q = 0.67	i _γ = 0.33
Fattori profondità	d _c = 1.10	d _q = 1.05	d _γ = 1.05
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	N' _c = 45.50	N' _q = 34.63	N' _γ = 22.32

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.70
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	14.22

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	6.1875	0.0980	0.9208
3	0.45	12.3750	0.4368	2.1404
4	0.68	18.5625	1.0836	3.6586
5	0.90	24.7500	2.1055	5.4755
6	1.13	30.9375	3.5699	7.5911
7	1.35	37.1250	5.5440	10.0055
8	1.57	43.3125	8.0948	12.7185
9	1.80	49.5000	11.2897	15.7302
10	2.02	55.6875	15.1958	19.0407
11	2.25	61.8750	19.8804	22.6498
12	2.48	68.0625	25.4106	26.5576
13	2.70	74.2500	31.8537	30.7642
14	2.93	80.4375	39.2769	35.2694
15	3.15	86.6250	47.7473	40.0733
16	3.38	92.8125	57.3323	45.1760
17	3.60	99.0000	68.0989	50.5773
18	3.83	105.1875	80.1145	56.2773
19	4.05	111.3750	93.4461	62.2761
20	4.28	117.5625	108.1611	68.5735
21	4.50	123.7500	124.3237	75.1218

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.11	0.6527	11.8480
3	0.22	2.6022	23.5775
4	0.33	5.8354	35.1886
5	0.44	10.3394	46.6811
6	0.55	16.1009	58.0552
7	0.66	23.1072	69.3107
8	0.77	31.3450	80.4478
9	0.88	40.8013	91.4664
10	0.99	51.4632	102.3665
11	1.10	63.3176	113.1481

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.23	-0.5440	-4.6444
3	0.46	-2.0967	-8.7707
4	0.69	-4.5389	-12.3791
5	0.92	-7.7514	-15.4693
6	1.15	-11.6150	-18.0416
7	1.38	-16.0108	-20.0958
8	1.61	-20.8194	-21.6320
9	1.84	-25.9218	-22.6502
10	2.07	-31.1988	-23.1503
11	2.30	-36.5312	-23.1324

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rcd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	15.71	17887.58	-283.29	2890.92	369.26	--	--
3	0.45	100, 110	22.62	15.71	17685.75	-624.22	1429.15	370.15	--	--
4	0.68	100, 110	22.62	15.71	17452.19	-1018.74	940.19	371.04	--	--
5	0.90	100, 110	22.62	15.71	17189.58	-1462.36	694.53	371.92	--	--
6	1.13	100, 110	22.62	15.71	16900.77	-1950.21	546.29	372.81	--	--
7	1.35	100, 110	22.62	15.71	15832.09	-2364.24	426.45	373.69	--	--
8	1.57	100, 110	22.62	15.71	14563.59	-2721.83	336.24	374.58	--	--
9	1.80	100, 110	22.62	15.71	13260.24	-3024.32	267.88	375.47	--	--
10	2.02	100, 110	22.62	15.71	11957.49	-3262.92	214.72	376.35	--	--
11	2.25	100, 110	22.62	15.71	10699.60	-3437.77	172.92	377.24	--	--
12	2.48	100, 110	22.62	15.71	9396.36	-3508.06	138.05	378.12	--	--
13	2.70	100, 110	22.62	15.71	7966.48	-3417.67	107.29	379.01	--	--
14	2.93	100, 110	22.62	15.71	6621.23	-3233.08	82.32	379.89	--	--
15	3.15	100, 110	22.62	15.71	5412.72	-2983.47	62.48	380.78	--	--
16	3.38	100, 110	22.62	15.71	4384.39	-2708.33	47.24	381.67	--	--
17	3.60	100, 110	22.62	15.71	3569.36	-2455.25	36.05	382.55	--	--
18	3.83	100, 110	22.62	15.71	2878.77	-2192.57	27.37	383.44	--	--
19	4.05	100, 110	22.62	15.71	2389.87	-2005.15	21.46	384.32	--	--
20	4.28	100, 110	22.62	15.71	1965.79	-1808.59	16.72	385.21	--	--
21	4.50	100, 110	22.62	15.71	1658.44	-1666.13	13.40	386.10	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 13

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzio normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.11	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	1374.93	368.38	--	--
3	0.22	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	344.88	368.38	--	--
4	0.33	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	153.79	368.38	--	--
5	0.44	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	86.80	368.38	--	--
6	0.55	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	55.74	368.38	--	--
7	0.66	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	38.84	368.38	--	--
8	0.77	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	28.63	368.38	--	--
9	0.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	22.00	368.38	--	--
10	0.99	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	17.44	368.38	--	--
11	1.10	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	14.17	368.38	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	1649.64	368.38	--	--
3	0.46	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	428.03	368.38	--	--
4	0.69	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	197.73	368.38	--	--
5	0.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	115.78	368.38	--	--
6	1.15	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	77.27	368.38	--	--
7	1.38	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	56.05	368.38	--	--
8	1.61	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	43.11	368.38	--	--
9	1.84	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	34.62	368.38	--	--
10	2.07	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	28.77	368.38	--	--
11	2.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	24.57	368.38	--	--

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	72.7562	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	66.8059	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	28.8173	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.30	[m]	Y = -3.73	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	19.2973	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.30	[m]	Y = -3.73	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.13	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.30	[m]	Y = -5.60	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	196.6500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.15	[m]	Y = -2.25	[m]
Inerzia del muro	30.8591	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-15.4295	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.5189	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-12.2595	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	139.9031	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	452.9215	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	452.9215	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	139.9031	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.19	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.50	[m]
Risultante in fondazione	474.0367	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.17	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	84.9703	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	6655.5763	[kN]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.50	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.12583	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.07547	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 61.35$	$N_q = 48.93$	$N_\gamma = 64.07$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.65$	$i_q = 0.65$	$i_\gamma = 0.30$
Fattori profondità	$d_c = 1.10$	$d_q = 1.05$	$d_\gamma = 1.05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 44.21$	$N'_q = 33.65$	$N'_\gamma = 20.23$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.53
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	14.69

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	6.1875	0.0970	0.9080
3	0.45	12.3750	0.4291	2.0892
4	0.68	18.5625	1.0577	3.5435
5	0.90	24.7500	2.0441	5.2709
6	1.13	30.9375	3.4500	7.2714
7	1.35	37.1250	5.3367	9.5450
8	1.57	43.3125	7.7658	12.0918
9	1.80	49.5000	10.7985	14.9116
10	2.02	55.6875	14.4965	18.0046
11	2.25	61.8750	18.9211	21.3707
12	2.48	68.0625	24.1338	25.0099
13	2.70	74.2500	30.1960	28.9223
14	2.93	80.4375	37.1693	33.1078
15	3.15	86.6250	45.1150	37.5663
16	3.38	92.8125	54.0946	42.2980
17	3.60	99.0000	64.1696	47.3029
18	3.83	105.1875	75.4014	52.5808
19	4.05	111.3750	87.8515	58.1319
20	4.28	117.5625	101.5812	63.9560
21	4.50	123.7500	116.6495	70.0096

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.11	0.5924	10.7481
3	0.22	2.3596	21.3608
4	0.33	5.2868	31.8382
5	0.44	9.3591	42.1801
6	0.55	14.5615	52.3867
7	0.66	20.8792	62.4578
8	0.77	28.2972	72.3936
9	0.88	36.8008	82.1940
10	0.99	46.3749	91.8589
11	1.10	57.0048	101.3885

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.23	-0.9699	-8.3353
3	0.46	-3.7888	-16.0786
4	0.69	-8.3207	-23.2301
5	0.92	-14.4293	-29.7896
6	1.15	-21.9785	-35.7572
7	1.38	-30.8322	-41.1328
8	1.61	-40.8542	-45.9166
9	1.84	-51.9084	-50.1084
10	2.07	-63.8587	-53.7082
11	2.30	-76.5689	-56.7162

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rcd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	15.71	17889.21	-280.54	2891.19	369.26	--	--
3	0.45	100, 110	22.62	15.71	17692.12	-613.47	1429.67	370.15	--	--
4	0.68	100, 110	22.62	15.71	17466.14	-995.18	940.94	371.04	--	--
5	0.90	100, 110	22.62	15.71	17213.64	-1421.70	695.50	371.92	--	--
6	1.13	100, 110	22.62	15.71	16937.14	-1888.76	547.46	372.81	--	--
7	1.35	100, 110	22.62	15.71	16020.74	-2302.99	431.54	373.69	--	--
8	1.57	100, 110	22.62	15.71	14807.32	-2654.89	341.87	374.58	--	--
9	1.80	100, 110	22.62	15.71	13555.28	-2957.11	273.84	375.47	--	--
10	2.02	100, 110	22.62	15.71	12301.64	-3202.34	220.90	376.35	--	--
11	2.25	100, 110	22.62	15.71	11087.45	-3390.49	179.19	377.24	--	--
12	2.48	100, 110	22.62	15.71	9870.32	-3499.84	145.02	378.12	--	--
13	2.70	100, 110	22.62	15.71	8537.15	-3471.89	114.98	379.01	--	--
14	2.93	100, 110	22.62	15.71	7222.50	-3337.44	89.79	379.89	--	--
15	3.15	100, 110	22.62	15.71	5997.09	-3123.33	69.23	380.78	--	--
16	3.38	100, 110	22.62	15.71	4914.10	-2864.13	52.95	381.67	--	--
17	3.60	100, 110	22.62	15.71	3993.28	-2588.36	40.34	382.55	--	--
18	3.83	100, 110	22.62	15.71	3262.13	-2338.39	31.01	383.44	--	--
19	4.05	100, 110	22.62	15.71	2687.37	-2119.77	24.13	384.32	--	--
20	4.28	100, 110	22.62	15.71	2240.47	-1935.91	19.06	385.21	--	--
21	4.50	100, 110	22.62	15.71	1873.10	-1765.63	15.14	386.10	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 14

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.11	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	1514.98	368.38	--	--
3	0.22	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	380.34	368.38	--	--
4	0.33	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	169.75	368.38	--	--
5	0.44	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	95.89	368.38	--	--
6	0.55	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	61.63	368.38	--	--
7	0.66	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	42.98	368.38	--	--
8	0.77	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	31.72	368.38	--	--
9	0.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	24.39	368.38	--	--
10	0.99	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	19.35	368.38	--	--
11	1.10	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	15.74	368.38	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	925.31	368.38	--	--
3	0.46	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	236.87	368.38	--	--
4	0.69	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	107.86	368.38	--	--
5	0.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	62.20	368.38	--	--
6	1.15	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	40.83	368.38	--	--
7	1.38	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	29.11	368.38	--	--
8	1.61	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	21.97	368.38	--	--
9	1.84	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	17.29	368.38	--	--
10	2.07	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	14.05	368.38	--	--
11	2.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	11.72	368.38	--	--

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	91.1901	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	86.2018	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	29.7471	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.30	[m]	Y = -3.73	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		
Incremento sismico della spinta	21.2189	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.30	[m]	Y = -3.73	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.06	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.30	[m]	Y = -5.60	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	196.6500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.15	[m]	Y = -2.25	[m]
Inerzia del muro	30.8591	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-15.4295	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.5189	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-12.2595	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	161.6380	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	453.1299	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	411.9748	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1306.4124	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	453.1299	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	161.6380	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.50	[m]
Risultante in fondazione	481.0962	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.63	[°]

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Momento rispetto al baricentro della fondazione	125.1046	[kNm]
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u>		
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.17	

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 18

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]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.97 Y[m]= 4.42

Raggio del cerchio R[m]= 10.89

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.23

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 8.00

Larghezza della striscia dx[m]= 0.65

Coefficiente di sicurezza C= 1.60

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	770.83	62.11	681.29	1.39	29.26	0.000	0.000
2	2140.43	55.73	1768.86	1.15	29.26	0.000	0.000
3	3226.10	50.04	2472.77	1.01	29.26	0.000	0.000
4	4120.51	44.97	2912.00	0.92	29.26	0.000	0.000
5	4874.22	40.32	3153.59	0.85	29.26	0.000	0.000
6	5516.45	35.97	3239.90	0.80	29.26	0.000	0.000
7	6065.93	31.85	3200.76	0.76	29.26	0.000	0.000
8	6535.43	27.91	3058.72	0.73	29.26	0.000	0.000
9	7031.35	24.10	2871.55	0.71	29.83	0.000	0.000
10	7714.83	20.41	2690.69	0.69	32.01	0.000	0.000
11	8001.79	16.81	2313.73	0.68	32.01	0.000	0.000
12	8230.87	13.27	1889.29	0.67	32.01	0.000	0.000
13	9593.28	9.78	1630.15	0.66	32.01	0.000	0.000
14	10275.16	6.33	1133.52	0.65	32.01	0.000	0.000
15	3041.43	2.91	154.22	0.65	32.01	0.000	0.000
16	2815.66	-0.51	-25.06	0.65	32.01	0.000	0.000
17	2494.11	-3.93	-170.87	0.65	32.01	0.000	0.000
18	2409.14	-7.36	-308.65	0.65	32.01	0.000	0.000
19	2271.59	-10.82	-426.44	0.66	32.01	0.000	0.000
20	2079.88	-14.32	-514.44	0.67	32.01	0.000	0.000
21	1831.75	-17.88	-562.26	0.68	32.01	0.000	0.000
22	1524.09	-21.50	-558.69	0.70	31.78	0.000	0.000
23	1164.03	-25.23	-496.11	0.72	29.26	0.000	0.000
24	745.05	-29.07	-361.97	0.74	29.26	0.000	0.000
25	252.75	-33.06	-137.87	0.77	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 1027.0342$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 290.3668$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 615.7498$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 3.88$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	6.1875	8.3531	0.0109	0.0980	0.1457	0.9208
3	0.45	12.3750	16.7063	0.0874	0.4368	0.5828	2.1404
4	0.68	18.5625	25.0594	0.2951	1.0836	1.3114	3.6586
5	0.90	24.7500	33.4125	0.6994	2.1055	2.3313	5.4755
6	1.13	30.9375	41.7656	1.3660	3.5699	3.6427	7.5911
7	1.35	37.1250	50.1188	2.3605	5.5440	5.2455	10.0055
8	1.57	43.3125	58.4719	3.7484	8.0948	7.1397	12.7185
9	1.80	49.5000	66.8250	5.5952	11.2897	9.3254	15.7302
10	2.02	55.6875	75.1781	7.9666	15.1958	11.8024	19.0407
11	2.25	61.8750	83.5313	10.9281	19.8804	14.5709	22.6498
12	2.48	68.0625	91.8844	14.5454	25.4106	17.6307	26.5576
13	2.70	74.2500	100.2375	18.8838	31.8537	20.9820	30.7642
14	2.93	80.4375	108.5906	24.0091	39.2769	24.6248	35.2694
15	3.15	86.6250	116.9438	29.9868	47.7473	28.5589	40.0733
16	3.38	92.8125	125.2969	36.8825	57.3323	32.7844	45.1760
17	3.60	99.0000	133.6500	44.7617	68.0989	37.3014	50.5773
18	3.83	105.1875	142.0031	53.6900	80.1145	42.1098	56.2773
19	4.05	111.3750	150.3563	63.7330	93.4461	47.2096	62.2761
20	4.28	117.5625	158.7094	74.9562	108.1611	52.6008	68.5735
21	4.50	123.7500	167.0625	87.4224	124.3237	58.2368	75.1218

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	6.1875	6.1875	0.0081	0.0081	0.1079	0.1079
3	0.45	12.3750	12.3750	0.0648	0.0650	0.4317	0.4406
4	0.68	18.5625	18.5625	0.2186	0.2310	0.9714	1.1031
5	0.90	24.7500	24.7500	0.5181	0.5936	1.7269	2.1831
6	1.13	30.9375	30.9375	1.0119	1.2370	2.6983	3.5781
7	1.35	37.1250	37.1250	1.7485	2.2221	3.8856	5.2185
8	1.57	43.3125	43.3125	2.7766	3.6027	5.2887	7.0914
9	1.80	49.5000	49.5000	4.1446	5.4302	6.9077	9.1904
10	2.02	55.6875	55.6875	5.9012	7.7551	8.7425	11.5118
11	2.25	61.8750	61.8750	8.0949	10.6270	10.7932	14.0535
12	2.48	68.0625	68.0625	10.7743	14.0955	13.0598	16.8141
13	2.70	74.2500	74.2500	13.9880	18.2097	15.5423	19.7928
14	2.93	80.4375	80.4375	17.7845	23.0186	18.2406	22.9891
15	3.15	86.6250	86.6250	22.2125	28.5711	21.1547	26.4025
16	3.38	92.8125	92.8125	27.3204	34.9160	24.2848	30.0328
17	3.60	99.0000	99.0000	33.1568	42.1021	27.6307	33.8797
18	3.83	105.1875	105.1875	39.7704	50.1781	31.1924	37.9430
19	4.05	111.3750	111.3750	47.2096	59.1927	34.9701	42.2227
20	4.28	117.5625	117.5625	55.5231	69.1946	38.9636	46.7187
21	4.50	123.7500	123.7500	64.7573	80.2303	43.1384	51.3962

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.11	0.3343	0.6527	6.1149	11.8480
3	0.22	1.3533	2.6022	12.4478	23.5775
4	0.33	3.0808	5.8354	18.9987	35.1886
5	0.44	5.5410	10.3394	25.7676	46.6811
6	0.55	8.7577	16.1009	32.7546	58.0552
7	0.66	12.7550	23.1072	39.9596	69.3107
8	0.77	17.5568	31.3450	47.3826	80.4478
9	0.88	23.1871	40.8013	55.0236	91.4664
10	0.99	29.6700	51.4632	62.8827	102.3665
11	1.10	37.0293	63.3176	70.9598	113.1481

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
-----	---	------	------	------	------

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AL KM 0+166 - SEC. 82

1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.11	0.3247	0.3618	5.9259	6.5995
3	0.22	1.3085	1.4565	11.9826	13.3248
4	0.33	2.9657	3.2979	18.1701	20.1758
5	0.44	5.3107	5.8998	24.4884	27.1526
6	0.55	8.3579	9.2761	30.9376	34.2552
7	0.66	12.1218	13.4405	37.5176	41.4835
8	0.77	16.6166	18.4070	44.2284	48.8375
9	0.88	21.8568	24.1894	51.0700	56.3173
10	0.99	27.8568	30.8015	58.0425	63.9229
11	1.10	34.6310	38.2571	65.1458	71.6542

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	-0.9699	0.5571	-8.3353	4.7157
3	0.46	-3.7888	2.1100	-16.0786	8.6593
4	0.69	-8.3207	4.4812	-23.2301	11.8307
5	0.92	-14.4293	7.4929	-29.7896	14.2300
6	1.15	-21.9785	10.9678	-35.7572	15.8571
7	1.38	-30.8322	14.7280	-41.9254	16.7121
8	1.61	-40.8542	18.5961	-50.2984	16.7950
9	1.84	-51.9084	22.3945	-58.5272	16.1057
10	2.07	-64.5971	25.9456	-64.5869	14.6443
11	2.30	-80.1869	29.0717	-71.0424	12.4108

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	0.2617	0.4127	2.1844	3.4931
3	0.46	0.9627	1.5630	3.8190	6.4143
4	0.69	1.9763	3.3194	4.9038	8.7635
5	0.92	3.1763	5.5503	5.4389	10.5407
6	1.15	4.4361	8.1243	5.4241	11.7460
7	1.38	5.6292	10.9097	4.8596	12.3794
8	1.61	6.6293	13.7749	3.7452	12.4407
9	1.84	7.3179	16.5885	2.4811	11.9302
10	2.07	7.9090	19.2190	2.5672	10.8477
11	2.30	8.4566	21.5346	2.1035	9.1932

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]
σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VR_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR_{sd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR_d Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rcd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	15.71	17887.58	-23.60	2159.83	369.26	--	--
3	0.45	100, 110	22.62	15.71	17685.75	-94.19	1077.40	370.15	--	--
4	0.68	100, 110	22.62	15.71	17452.19	-211.12	715.23	371.04	--	--
5	0.90	100, 110	22.62	15.71	17189.58	-373.31	532.81	371.92	--	--
6	1.13	100, 110	22.62	15.71	16900.77	-579.31	422.30	372.81	--	--
7	1.35	100, 110	22.62	15.71	15832.09	-827.30	347.92	373.69	--	--
8	1.57	100, 110	22.62	15.71	14563.59	-1115.12	294.29	374.58	--	--
9	1.80	100, 110	22.62	15.71	13260.24	-1440.36	253.71	375.47	--	--
10	2.02	100, 110	22.62	15.71	11957.49	-1800.37	214.72	376.35	--	--
11	2.25	100, 110	22.62	15.71	10699.60	-2155.42	172.92	377.24	--	--
12	2.48	100, 110	22.62	15.71	9396.36	-2457.68	138.05	378.12	--	--
13	2.70	100, 110	22.62	15.71	7966.48	-2734.77	107.29	379.01	--	--
14	2.93	100, 110	22.62	15.71	6621.23	-2977.37	82.32	379.89	--	--
15	3.15	100, 110	22.62	15.71	5412.72	-2983.47	62.48	380.78	--	--
16	3.38	100, 110	22.62	15.71	4384.39	-2708.33	47.24	381.67	--	--
17	3.60	100, 110	22.62	15.71	3569.36	-2455.25	36.05	382.55	--	--
18	3.83	100, 110	22.62	15.71	2878.77	-2192.57	27.37	383.44	--	--
19	4.05	100, 110	22.62	15.71	2389.87	-2005.15	21.46	384.32	--	--
20	4.28	100, 110	22.62	15.71	1965.79	-1808.59	16.72	385.21	--	--
21	4.50	100, 110	22.62	15.71	1658.44	-1666.13	13.40	386.10	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 110	22.62	15.71	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.23	100, 110	22.62	15.71	0.006	0.000	-0.078	-0.082
3	0.45	100, 110	22.62	15.71	0.011	0.000	-0.153	-0.168
4	0.68	100, 110	22.62	15.71	0.017	0.001	-0.223	-0.260
5	0.90	100, 110	22.62	15.71	0.025	0.002	-0.283	-0.363
6	1.13	100, 110	22.62	15.71	0.033	0.004	-0.333	-0.484
7	1.35	100, 110	22.62	15.71	0.043	0.006	-0.367	-0.625
8	1.57	100, 110	22.62	15.71	0.054	0.008	-0.385	-0.791
9	1.80	100, 110	22.62	15.71	0.068	0.010	-0.382	-0.983
10	2.02	100, 110	22.62	15.71	0.084	0.013	-0.357	-1.205
11	2.25	100, 110	22.62	15.71	0.102	0.016	-0.305	-1.461
12	2.48	100, 110	22.62	15.71	0.123	0.019	-0.225	-1.753
13	2.70	100, 110	22.62	15.71	0.148	0.022	0.199	-2.107
14	2.93	100, 110	22.62	15.71	0.180	0.026	0.580	-2.543
15	3.15	100, 110	22.62	15.71	0.220	0.030	1.200	-3.080
16	3.38	100, 110	22.62	15.71	0.268	0.034	2.150	-3.731
17	3.60	100, 110	22.62	15.71	0.327	0.038	3.519	-4.502
18	3.83	100, 110	22.62	15.71	0.395	0.043	5.366	-5.389
19	4.05	100, 110	22.62	15.71	0.473	0.047	7.724	-6.386
20	4.28	100, 110	22.62	15.71	0.560	0.052	10.607	-7.489
21	4.50	100, 110	22.62	15.71	0.655	0.058	14.023	-8.695

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.11	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	1374.93	368.38	--	--
3	0.22	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	344.88	368.38	--	--
4	0.33	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	153.79	368.38	--	--
5	0.44	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	86.80	368.38	--	--
6	0.55	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	55.74	368.38	--	--
7	0.66	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	38.84	368.38	--	--
8	0.77	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	28.63	368.38	--	--
9	0.88	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	22.00	368.38	--	--
10	0.99	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	17.44	368.38	--	--
11	1.10	100, 110	22.62	22.62	0.00	897.46	14.17	368.38	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.11	100, 110	22.62	22.62	0.003	0.007	0.163	-0.032
14	0.22	100, 110	22.62	22.62	0.011	0.015	0.655	-0.128
15	0.33	100, 110	22.62	22.62	0.025	0.023	1.483	-0.290
16	0.44	100, 110	22.62	22.62	0.045	0.030	2.654	-0.519
17	0.55	100, 110	22.62	22.62	0.071	0.038	4.172	-0.816
18	0.66	100, 110	22.62	22.62	0.103	0.046	6.045	-1.183
19	0.77	100, 110	22.62	22.62	0.141	0.055	8.279	-1.620
20	0.88	100, 110	22.62	22.62	0.185	0.063	10.880	-2.129
21	0.99	100, 110	22.62	22.62	0.236	0.072	13.854	-2.711
22	1.10	100, 110	22.62	22.62	0.293	0.080	17.207	-3.367

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	368.38	--	--
2	0.23	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	925.31	368.38	--	--
3	0.46	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	236.87	368.38	--	--
4	0.69	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	107.86	368.38	--	--
5	0.92	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	62.20	368.38	--	--
6	1.15	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	40.83	368.38	--	--
7	1.38	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	29.11	368.38	--	--
8	1.61	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	21.97	368.38	--	--
9	1.84	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	17.29	368.38	--	--
10	2.07	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	13.89	368.38	--	--
11	2.30	100, 110	22.62	22.62	0.00	-897.46	11.19	368.38	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 110	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.23	100, 110	22.62	22.62	0.003	0.004	0.186	-0.036
14	0.46	100, 110	22.62	22.62	0.012	0.007	0.703	-0.138
15	0.69	100, 110	22.62	22.62	0.025	0.010	1.493	-0.292
16	0.92	100, 110	22.62	22.62	0.043	0.012	2.496	-0.488
17	1.15	100, 110	22.62	22.62	0.062	0.013	3.654	-0.715
18	1.38	100, 110	22.62	22.62	0.084	0.014	4.907	-0.960
19	1.61	100, 110	22.62	22.62	0.106	0.014	6.196	-1.212
20	1.84	100, 110	22.62	22.62	0.127	0.013	7.461	-1.460
21	2.07	100, 110	22.62	22.62	0.147	0.012	8.644	-1.691
22	2.30	100, 110	22.62	22.62	0.165	0.010	9.686	-1.895