

Lavori per il miglioramento delle condizioni di sicurezza della S.S. n° 36 dal Km 27+800 al Km 44+300, tratta Giussano-Civate lungo la Strada Statale n° 36 "del Lago di Como e dello Spluga"

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. SIL. NOMSMI00668

PROGETTISTA



I PROGETTISTI:

*Ing. Andrea Polli*  
*Ordine degli Ingegneri Roma N°A19540*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.:

*Ing. Andrea Polli*  
*Ordine degli Ingegneri Roma N°A19540*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Lorenzo Verzani*  
*Ordine dei Geologi della Lombardia N°1234*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

*Ing. Marco Meneguzzer*  
*Ordine degli Ingegneri della provincia di Trento N°1483*

VISTO:

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO : *Ing. Pietro Gualandi*  
IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO: *Ing. Emanuele Fiorenza*

PROTOCOLLO

—

DATA

Aprile 2023

**OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI**

Relazione di calcolo - Ponti

CODICE PROGETTO

PROGETTO                      LIV. PROG.                      N. PROG.

**- - MSM I 06**   **D**   **2 1 0 1**

NOME FILE

T00VI00STRRE02\_B

CODICE ELAB.

**T 0 0 V I 0 0 S T R R E 0 2**

REVISIONE

SCALA:

**B**

**B**

*Revisione per istruttoria ANAS*

*Aprile 2023*

*M. Schiavo*

*M. Del Fedele*

*A. Polli*

**A**

*Emissione Progetto Definitivo*

*08/04/2022*

*M. Schiavo*

*E. Trussoni*

*F. Bontempi*

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO



## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	NORME E TESTI DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	NORMATIVA EMESSA DALLO STATO ITALIANO .....	5
2.2	NORMATIVA EMESSA DA ENTI PUBBLICI .....	5
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	5
3	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA .....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	6
4.1	Calcestruzzo C28/35 .....	6
4.2	Acciaio per cemento armato tipo B450C .....	7
4.3	Malta per micropali e tiranti C25/30 .....	7
4.4	Acciaio per barre .....	7
4.5	Malta cementizia per iniezione chiodature paratie .....	8
4.6	Spritz-beton (betoncino proiettato) .....	8
4.7	Acciaio per tubolari micropali .....	8
4.8	Jet-grouting .....	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	9
5.1	Stratigrafia di progetto .....	9
5.2	Costante elastica di sottofondo verticale .....	11
6	AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....	12
6.1	Parametri sismici .....	12
6.2	Analisi pseudostatiche .....	13
7	COMBINAZIONI DI CARICO .....	15
8	CRITERI DI VERIFICA .....	17
8.1	Stato limite ultimo .....	17
8.2	Stato limite di esercizio .....	18
8.3	Verifiche di capacità portante Fondazioni dirette .....	21
8.4	Verifica della stabilità .....	24
9	ANALISI DEI CARICHI .....	25
9.1	Carichi sovrastruttura stradale e impalcato .....	25
9.2	Azioni di traffico (Q1) sull'impalcato .....	25
9.3	Azione variabili a monte delle Spalle .....	26
9.4	Azione di frenata o di accelerazione (Q3) .....	27
9.5	Spinte delle terre .....	27
10	CARATTERISTICHE IMPALCATI .....	30
11	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SPALLE ESISTENTI .....	32
12	DIMENSIONAMENTO SPALLE PROVVISORIE .....	40
12.1	Modello di calcolo .....	40
12.2	Verifiche di resistenza dei pali .....	41
12.3	Verifiche dei tiranti .....	44
12.4	Verifiche degli spostamenti .....	48
13	MURI NUOVE SPALLE DEFINITIVE .....	49
13.1	Dati di calcolo .....	49
13.2	Verifiche strutturali elevazione .....	50
13.3	Verifiche strutturali fondazione e pali .....	53
13.4	Ampliamento Ponte Veduggio .....	59

<b>14</b>	<b>SCATOLARE BRIOSCO .....</b>	<b>61</b>
<b>14.1</b>	<b>Berlinese provvisoria.....</b>	<b>61</b>
<b>14.1.1</b>	<b>Modello di calcolo .....</b>	<b>61</b>
<b>14.1.2</b>	<b>Verifiche di resistenza dei micropali.....</b>	<b>62</b>
<b>14.1.3</b>	<b>Verifiche dei tiranti.....</b>	<b>64</b>
<b>14.1.4</b>	<b>Verifiche degli spostamenti .....</b>	<b>67</b>
<b>15</b>	<b>CAVALCAVIA – INTERVENTI DI PROTEZIONE DELLE PILE .....</b>	<b>68</b>
<b>15.1</b>	<b>Materiali .....</b>	<b>69</b>
<b>15.1.1</b>	<b>Calcestruzzo .....</b>	<b>69</b>
<b>15.1.2</b>	<b>Acciaio per barre.....</b>	<b>69</b>
<b>15.2</b>	<b>Azioni.....</b>	<b>69</b>
<b>15.3</b>	<b>Combinazioni delle azioni .....</b>	<b>70</b>
<b>15.4</b>	<b>Verifica muro verticale.....</b>	<b>71</b>
<b>15.5</b>	<b>Verifica fondazioni .....</b>	<b>72</b>
<b>15.5.1</b>	<b>Micropali.....</b>	<b>72</b>
<b>15.5.2</b>	<b>Ciabatta di fondazione.....</b>	<b>78</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo tratta le analisi e le verifiche strutturali effettuate per il ripristino strutturale delle strutture previsti nei lavori di manutenzione straordinaria della S.S. n. 36 dal km27+800 al km 44+300, tratta Giussano-Civate lungo la strada Statale n. 36 del Lago di Como e dello Spluga.

In particolare vengono analizzati gli interventi relativi alle seguenti opere.

<b>Opera</b>	<b>Progressiva (km)</b>	<b>Tipologia Opera</b>
Ponte Giussano	25+508 ÷ 25+522	Rifacimento Impalcato e consolidamento spalle
Scatolare Briosco	28+420	Ampliamento Scatolare
Ponte Capriano	30+380 ÷ 30+394	Rifacimento Impalcato e consolidamento spalle
Ponte Veduggio	31+650	Rifacimento Impalcato con ampliamento e consolidamento spalle
Cavalcavia Km 29+200	29+200	Opera di protezione Pile
Cavalcavia Km 32+600	32+600	Opera di protezione Pile
Cavalcavia Km 33+400	33+400	Opera di protezione Pile
Cavalcavia Km 39+450	39+450	Opera di protezione Pile
Cavalcavia Km 42+600	42+600	Opera di protezione Pile

Nel seguito viene riportata l'analisi di ognuna delle strutture nel suo insieme, e la verifica delle porzioni preesistenti e di ampliamento.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

## **2 NORME E TESTI DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo "agli Stati Limite" e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

### **2.1 Normativa emessa dallo stato italiano**

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 17.01.2018:** "Norme tecniche per le Costruzioni".

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 617 del 02.02.2009:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008;

**UNI EN 1537 - 2013:** "Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Tiranti di ancoraggio".

Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione.

### **2.2 Normativa emessa da enti pubblici**

**UNI EN 197-1:** "Cemento - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.

**UNI EN 206-1:** "Calcestruzzo - Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità".

**UNI 11104/2016:** "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206";

**UNI ENV 1992-2:2006:** "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi".

### **2.3 Riferimenti bibliografici**

**Migliacci – F. Mola:** "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a." – Masson Italia Editori 1985

**Bowles J.E. (1988):** "Foundations Analysis and Design, 4<sup>th</sup> ed." – McGraw-Hill, New York

**Nova R. (2002):** "Fondamenti di meccanica delle terre" – McGraw-Hill, Milano

**Raccomandazioni A.I.C.A.P. (1993)** – Ancoraggi nei terreni e nelle rocce

**Terzaghi K. (1943):** "Theoretical Soil Mechanics" – J.Wiley & Sons, New York

**C. Cestelli Guidi:** "Geotecnica e tecnica delle fondazioni" – Ulrico Hoepli Editore, 1987

## **3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA**

- **SAP2000 Ultimate rel. 20.2.0 – Structural Analysis Program**

Programma id calcolo agli elementi finiti  
Computers and Structures, Inc. – Berkeley CA, USA

Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali.

- **RS2 rel. 9 - edito da Rocscience Inc. Toronto, Ontario - Canada**  
Programma di calcolo geotecnico agli elementi finiti 2D
- **Spettri di risposta ver. 1.0.3**  
I parametri sismici di base sono stati calcolati utilizzando il foglio di calcolo dedicato fornito dal Consiglio Sup. LL.PP. (<http://www.cslp.it/cslp/>).
- **RC-Sec**  
Programma di calcolo per la verifica agli s.l. di sezioni in c.a distribuito dalla GeoStru-Software  
Licenza 2018.10.0.774

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo C28/35

<b>CALCESTRUZZO GETTI IN OPERA</b>	
Classe di esposizione:	XC2
Classe di resistenza minima:	C28/35
Rapporto (A/C)	0,55
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/m <sup>3</sup>
Dimensione max aggregati:	32 mm
Classe di consistenza:	S4
Copriferro:	50 mm

<b>CALCESTRUZZO PALI <math>\phi</math>800</b>	
Classe di esposizione:	XC2
Classe di resistenza minima:	C28/35
Rapporto (A/C)	0,55
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/m <sup>3</sup>
Dimensione max aggregati:	20mm
Classe di consistenza:	S4
Copriferro:	70 mm

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	<b>35.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	=	29.05 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	37.05 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	32588 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	2.83 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	1.98 N/mm <sup>2</sup>

#### Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.64 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.32 N/mm <sup>2</sup>

#### Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	=	17.43 N/mm <sup>2</sup>
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	=	13.07 N/mm <sup>2</sup>

## 4.2 Acciaio per cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite Ultimo</b>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	=	391.30 N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite di Esercizio</b>			
Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	=	360.00 N/mm <sup>2</sup>

## 4.3 Malta per micropali e tiranti C25/30

Riempimento a gravità

Resistenza a compressione (a 28 giorni)  $\geq 30\text{MPa}$

## 4.4 Acciaio per barre

Diametro nominale	$D_p =$	32	mm
Area delle barre	$A_p =$	804	mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura a trazione	$f_{ptk} =$	800	N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite di snervamento	$f_{pyk} =$	670	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E =$	206.000	N/mm <sup>2</sup>

#### 4.5 Malta cementizia per iniezione chiodature paratie

Bulbo di fondazione eseguito con iniezioni ripetute e selettive (IRS)  
Resistenza a compressione (a 28 gg)  $\geq 30 \text{ N/mm}^2$

#### 4.6 Spritz-beton (betoncino proiettato)

Resistenza a compressione (a 28 giorni) C25/30  $\geq 30 \text{ MPa}$   
Resistenza a compressione (dopo 24h)  $\geq 12 \text{ MPa}$   
Diametro massimo aggregati 11 mm  
Energia assorbita (da prove di punzonamento su piastra)  $\geq 500 \text{ joule}$

#### 4.7 Acciaio per tubolari micropali

Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} \text{ (N/mm}^2)$	355
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M0}$	1.05

#### 4.8 Jet-grouting

- Trattamento colonnare: diametro reso 1200 mm
- Rapporto Acqua/ Cemento: 1/1
- Resistenza a compressione monoassiale minima: 2÷5 MPa
- RQD (minimo): 70%

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 Stratigrafia di progetto

La trattazione completa della situazione geotecnica lungo il tratto in oggetto è riportata nella Relazione Geotecnica allegata al Progetto. Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità presenti ed assunti nei calcoli di dimensionamento.

Formazione	descrizione	$N_{spt}$	$\gamma_n$	$c_k'$	$\phi_k'$	$c_{uk}$	$E_{vc}$	CC / CR
		[colpi/30cm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
UG1	Limi sabbiosi argillosi	10÷20 ( $v_k = 10.5$ )	19	23	28	70	17.5	0.10÷0.30 / 0.07÷0.3
UG2	Sabbie limose ghiaiose	15÷40 ( $v_k = 26$ )	19	5.6	30	-	23.4	-
UG3	Ghiaie sabbiose	35÷R ( $v_k = 80$ )	20	0	40	-	45	-
UG4	Limi con argille sabbiose	1÷4 ( $v_k = 2$ )	19	16	21	12	3.5	0.37 / 0.13
MFO	Marne (substrato litoide)	-	22	> 100	> 30	-	> 200	-

Tabella: Stratigrafia utilizzata nelle analisi (parametri caratteristici)

dove:

$\gamma_n$	peso di volume naturale
$N_{spt}$	Resistenza penetrometrica dinamica standard ( $v_k$ : valore caratteristico)
$c'$	coesione drenata
$c_u$	coesione non drenata
$\phi'$	angolo di attrito efficace
$E_{vc}$	modulo elastico in compressione vergine
CC	Indice di compressibilità
CR	Indice di ricomprensione

La falda di progetto è variabile lungo il tracciato, presentando valori di soggiacenza da pochi metri fino a 20 m.

Le tabelle seguenti mostrano le stratigrafie di progetto per ciascuna struttura in esame.

<b>Z (m da p.c.)</b>	<b>Formazione</b>
0 ÷ 14	UG2
> 14	UG3
Falda a -10 m da p.c.	

*Stratigrafia Ponte Giussano (pk 25+500 ca)*

<b>Z (m da p.c.)</b>	<b>Formazione</b>
0 ÷ 18	UG1
> 18	UG3
Falda a -13 m da p.c.	

*Stratigrafia Svincolo Briosco (pk 28+420 ca)*

<b>Z (m da p.c.)</b>	<b>Formazione</b>
0 ÷ 6	UG4
> 6	MFO
Falda a -3 m da p.c.	

*Stratigrafia Ponte Capriano (pk 30+390 ca)*

<b>Z (m da p.c.)</b>	<b>Formazione</b>
0 ÷ 30	UG4
> 30	UG4
Falda a -3 m da p.c.	

*Stratigrafia Ponte Veduggio (pk 31+600 ca)*

Le categorie di suolo sismiche sono indicate nel successivo Par. 6.1.

## 5.2 Costante elastica di sottofondo verticale

Nel presente paragrafo si stima la costante di sottofondo da utilizzare successivamente nei calcoli strutturali per simulare la risposta elastica del terreno alle sollecitazioni dovute ai carichi.

Il calcolo della costante ( $k_s$ ) è stato condotto applicando il procedimento di Bowles (1988) per fondazioni superficiali: tale teoria utilizza le seguenti relazioni:

$$k_s = \frac{q}{\Delta H} \cdot \frac{E_s}{B' \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_s \cdot I_F}$$

dove:

$q$  = carico agente sul terreno;

$\Delta H$  = cedimento al di sotto del piano fondazione;

$E_s$  = modulo elastico del terreno di fondazione;

$B'$  = minima dimensione della fondazione di riferimento;

$\mu$  = coefficiente di Poisson del terreno di fondazione, assunto pari a 0.3.

Si calcolano in particolare due valori per ogni caso analizzato corrispondenti al centro della fondazione e allo spigolo, effettuando infine una media dei valori calcolati. Per il calcolo in corrispondenza del centro occorre dividere la fondazione rettangolare in 4 elementi ancora rettangolari uguali tra di essi secondo la teoria di Newmark sommando quindi i contributi del denominatore della formula suddetta di ciascun elemento; in questo caso, inoltre il termine  $B'$  è pari alla metà della base totale  $B$ . Per il calcolo della costante in corrispondenza dello spigolo si ha un solo termine in cui  $B'$  è pari alla larghezza totale della fondazione  $B$ . Il procedimento appena citato, come già riferito, si basa sulla distribuzione degli incrementi di sforzo nel terreno di Boussinesq che è esplicitata in forma semplice dall'equazione di Newmark applicabile su uno spigolo di un'area rettangolare: da ciò deriva la necessità di discretizzare l'area di partenza in 4 rettangoli al fine di individuare lo stato di sforzi e di cedimenti al centro della stessa. Si effettua la somma al denominatore in quanto è necessario sommare i cedimenti dovuti a ciascun elemento che nell'equazione della costante compaiono appunto al denominatore.

Il valore del coefficiente di influenza  $I_s$  è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2 \cdot \mu}{1 - \mu} \cdot I_2$$

dove

$I_1$  e  $I_2$  = coefficienti dipendenti dai rapporti  $L/B$  e  $H/B'$ ;

$H$  = altezza dello strato compressibile;

$B'$  = parametro dipendente dal punto al di sotto della fondazione in cui si vuole calcolare la costante elastica;

$L$  = sviluppo longitudinale della fondazione pari a 100 m.

Il valore del termine  $H$  che rappresenta lo spessore dello strato compressibile al di sotto del piano di fondazione è supposto pari a 2 volte la larghezza della fondazione.

Il valore del coefficiente di influenza  $I_F$  è stato estrapolato dal seguente diagramma.

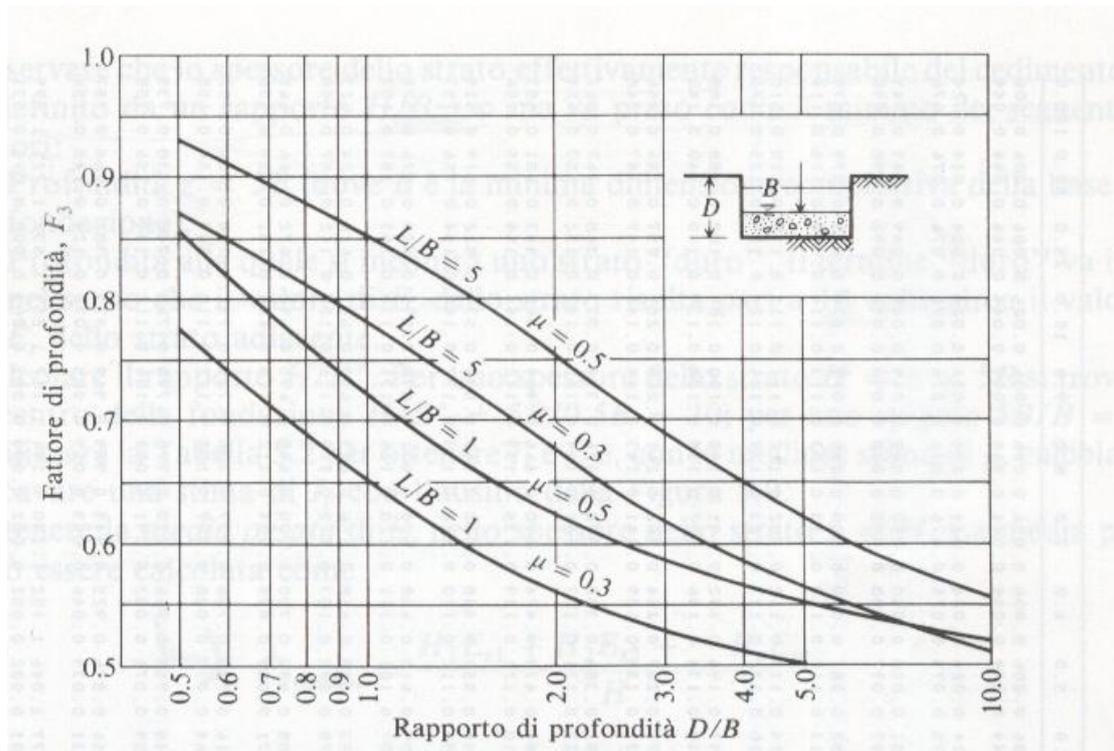


Grafico per la determinazione del coefficiente di influenza  $I_F$

I valori medi, utilizzati nei calcoli strutturali, sono stati valutati nel seguente metodo considerando la costante al centro in misura maggiore rispetto a quella sullo spigolo secondo una media pesata suggerita dall'Autore.

$$k_{s\text{-media}} = \frac{4 \cdot k_{s\text{-centro}} + k_{s\text{-spigolo}}}{5}$$

## 6 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 6.1 Parametri sismici

Il presente progetto è stato redatto considerando per gli stati limite di esercizio lo stato Limite di Danno e per gli stati limite ultimi lo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto, ai sensi della tabella 2.4.I del D.M. 17.01.2018, una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni nonché una classe d'uso III. In base alla tabella 2.4. Il coefficiente d'uso vale  $C_U = 1.5$ .

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Le forme spettrali previste dal DM 17/01/2018 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F^0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F^0$ ,  $T_C^*$  relativi alla *pericolosità sismica* su *reticolo di riferimento* nell'*intervallo di riferimento* sono forniti nelle tabelle riportate nell'allegato B del DM 17/01/2018.

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica SS (cfr. Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/18), dipende dalla classificazione sismica, di seguito riportata.

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15$ ), nelle verifiche sismiche è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18):

Categoria topografica	$S_T$
T1	1.0

Lungo il tracciato si possono assumere le seguenti caratteristiche sismiche.

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
SLO	60	0.025	2.56	0.19
SLD	101	0.0305	2.58	0.21
SLV	949	0.0592	2.66	0.3
SLC	1950	0.0715	2.72	0.31
CLASSE C				

Classificazione sismica lungo il tratto in esame

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
SLO	60	0.025	2.56	0.19
SLD	101	0.0305	2.58	0.21
SLV	949	0.0593	2.66	0.3
SLC	1950	0.0716	2.72	0.31
CLASSE D				

Classificazione sismica in corrispondenza del Ponte di Veduggio

## 6.2 Analisi pseudostatiche

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno  $W$  considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 17.01.2018):

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{con} \quad k_h = \beta \cdot a_{\max} / g$$

$$F_v = k_v \cdot W \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $\beta$  = coefficiente di riduzione di  $a_{\max}$

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

Relazione di calcolo Ponti

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- $S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV);
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V);
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta_m$  da valutare a seconda dei casi specifici.

## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Nel seguito vengono illustrati i criteri cui si è fatto riferimento per la combinazione delle azioni elementari valutate secondo i criteri precedentemente illustrati.

Nella definizione della combinazione delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione,  $Q_{k1}$  l'azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  le azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$  variabili a seconda della tipologia d'azione e della tipologia di struttura esaminata.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli d'intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- 1) *valore quasi permanente*  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- 2) *valore frequente*  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento
- 3) *valore raro* (o di combinazione)  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con le altre azioni variabili.

### Stati limite ultimi

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLU sono le seguenti:

Nel caso di carichi statici:

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

Nel caso di carichi sismici:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nel caso di combinazioni connesse ad azioni eccezionali di progetto si ha:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Si precisa che nelle relazioni sopra riportate il segno "+" indicata "combinato con".

Nell'ambito delle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono tre diverse famiglie e precisamente:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido:

#### **EQU**

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **GEO**

I valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono stati assunti = 1.35

### Stati limite di esercizio

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLE sono le seguenti:

a) *Comb. Rara:*  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

b) *Comb. Frequente:*  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

c) *Comb. Quasi permanente:*  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Le combinazioni di carico SLE sono utilizzate per le analisi allo stato limite di esercizio, le combinazioni di carico SLE-QP e SLE-FR sono utilizzate per le analisi di fessurazione, mentre quelle SLU per le analisi allo stato limite ultimo e per le verifiche di capacità portante della fondazione.

## 8 CRITERI DI VERIFICA

### 8.1 Stato limite ultimo

#### Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

$$\mu_{\Phi} = \mu_{\Phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed}$$

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.

#### Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1. Indicato con  $V_{Ed}$  il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left( 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.3.5.2 del già citato D.M..

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

$\vartheta$	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2.5$
$\alpha$	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta) / 2$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole

## 8.2 Stato limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa

- Calcestruzzo compresso:
  - Combinazione rara  $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$  per cls  $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$
  - Combinazione quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$  per cls  $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio teso:
  - Combinazione rara  $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$  per acciaio B450  $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

Viene inoltre eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi (riportati nella tabella 4.1.II del D.M. 17.01.2018):

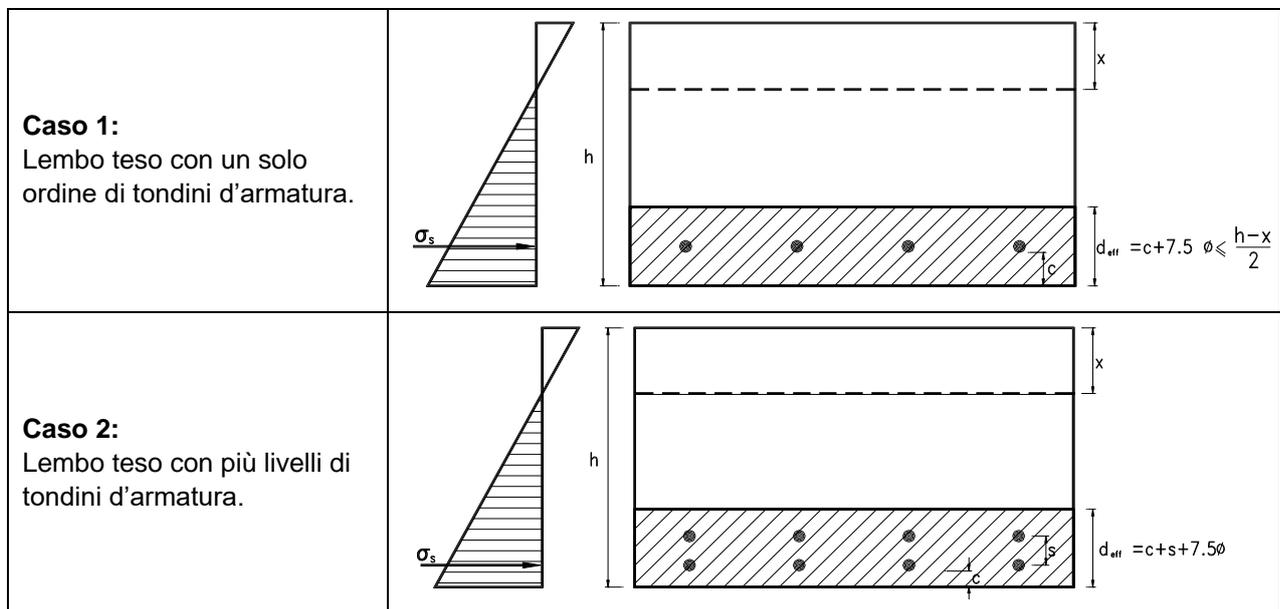
- **Combinazioni di azioni:**
  - Frequente (indicata con FR);
  - Quasi Permanente (indicata con QP).
- **Condizioni ambientali:**
  - Ordinarie;
  - Aggressive;
  - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
  - Sensibili (acciai da precompresso);
  - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

### Valutazione della distanza media tra le fessure

Si definisce l'area efficace  $A_{ceff}$  come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.

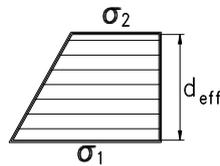


La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

$$\Delta_{sm} = 2 \cdot \left( c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);  
 s = distanza tra le barre d'armatura; se  $s > 14 \cdot \phi$  si adotterà  $s = 14 \cdot \phi$ ;  
 $\phi$  = diametro della barra;  
 $k_2$  = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:  
 • 0.4 per barre ad aderenza migliorata;  
 • 0.8 per barre lisce.  
 $k_3$  = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:  
 • 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);  
 • 0.250 (caso di trazione pura);  
 •  $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$  (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della sezione):



- $\sigma_1, \sigma_2$  = trazione nel cls teso;  
 -  $\rho_r = A_s / A_{ceff}$  = rapporto geometrico d'armatura (con  $A_s$  = area della sezione di acciaio posta nell'area  $A_{ceff}$ ).

### Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

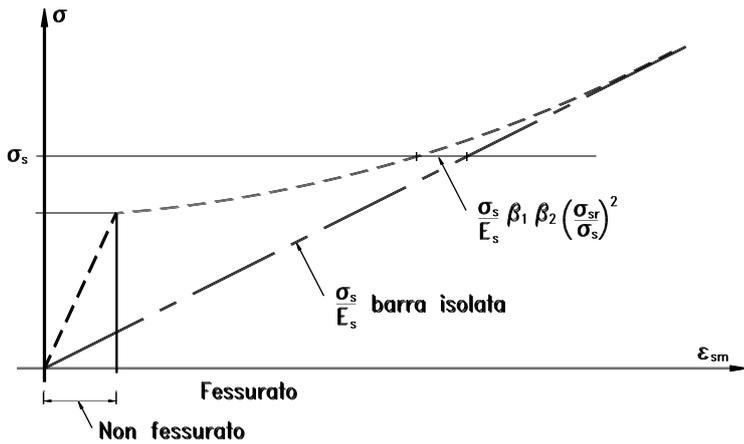
$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione  $f_{ctm}$  nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.  
 $\beta_1$  = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:  
 • 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);  
 • 0.5 (caso di barre lisce).  
 $\beta_2$  = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:  
 • 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);  
 • 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).  
 $E_s$  = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.

In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione  $\epsilon_{sm}$  in funzione della tensione  $\sigma_s$ .



Andamento della deformazione  $\epsilon_{sm}$  in funzione della tensione  $\sigma_s$

### Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$  e  $w_3$  riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

### Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, le classi di esposizione individuate per le opere in esame riconducono a condizioni ambientali del tipo "Aggressive". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	$w_d$
b	Aggressive (XC4)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

## 8.3 Verifiche di capacità portante Fondazioni dirette

La verifica di capacità portante della fondazione viene condotta in accordo all'Approccio 2:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3:

I valori A1 dei carichi sono stati considerati nel calcolo delle sollecitazioni nelle parti d'opera mentre i valori dei parametri geotecnici M1 e dei parametri R3 sono i seguenti:

tan $\phi$	$\gamma_\phi = 1.0$
Peso unità di volume	$\gamma_\gamma = 1.0$
Capacità portante	$\gamma_R = 2.3$

La portata di base è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali. La portata limite unitaria è fornita dalla seguente espressione:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

I simboli utilizzati nella precedente relazione e nelle successive sono:

$\gamma$	peso di volume del terreno
M	momento risultante sulla fondazione
N	azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione
H	azione parallela al piano di posa sulla fondazione
$B_R$	larghezza reale della fondazione
$e = M/N$	eccentricità del carico sulla fondazione
$B = B_R - 2e$	Larghezza equivalente della fondazione
L	lunghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa della fondazione
$\alpha$	angolo di inclinazione del piano di fondazione
$\omega$	angolo di inclinazione del piano campagna
$q'$	sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione
$c'$	coesione
$\phi'$	angolo di attrito
$q_{LIM}$	portata limite unitaria
$F_s$	fattore di sicurezza

La portata di progetto è ottenuta da quella limite divisa per il fattore di sicurezza.

I coefficienti di capacità portante sono:

$$N_{\phi} = \text{tg}^2(45^{\circ} + \phi'/2)$$

$$N_Q = N_{\phi} \cdot e^{-\pi \cdot \text{tg} \phi'}$$

$$N_c = (N_Q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 2.0 \cdot (N_Q + 1) \cdot \text{tg} \phi'$$

I coefficienti  $s_{\gamma}$ ,  $s_q$ ,  $s_c$  sono i fattori di forma della fondazione:

$$s_{\gamma} = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$s_q = s_{\gamma}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

(Per  $B > L \Rightarrow B/L = 1$ )

I coefficienti  $i_{\gamma}$ ,  $i_q$ ,  $i_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^m$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}\phi'}$$

I coefficienti  $b_\gamma$ ,  $b_q$ ,  $b_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione:

$$b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \operatorname{tg}\phi')^2$$

$$b_q = b_\gamma$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}\phi'}$$

I coefficienti  $g_\gamma$ ,  $g_q$ ,  $g_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg}\omega)^2$$

$$g_q = g_\gamma$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}\phi'}$$

I coefficienti  $d_q$ ,  $d_c$  sono i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \operatorname{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}\phi'}$$

## 8.4 Verifica della stabilità

Secondo quanto indicato dalla nuova normativa vigente, le verifiche di stabilità sono state condotte agli S.L.U. secondo l'Approccio 1, Combinazione 2:

### A2 + M2 + R2

I coefficienti parziali da adottare vengono di seguito riassunti.

- Coefficienti parziali sulle azioni corrispondenti alle combinazioni GEO in fase statica
- Coefficienti parziali M2 da applicare ai parametri geotecnici del terreno:

$\gamma_\phi$ (fattore da applicare alla tangente dell'angolo di attrito)	1,25
$\gamma_c$ (fattore da applicare alla coesione drenata)	1,25
$\gamma_q$ (fattore da applicare alla compressione monoassiale della roccia)	1,6

- Coefficiente parziale R2 sulle resistenze pari a 1.1: per le verifiche di stabilità occorre in pratica verificare che il fattore di sicurezza minimo ottenuto dai calcoli sia non inferiore a 1.1. Adottando il programma FEM RS2 rel. 9, le verifiche sono state condotte applicando progressivamente fattori di sicurezza crescenti ai parametri di resistenza del terreno (coesione e angolo d'attrito); in ogni step di calcolo viene applicato il medesimo fattore di sicurezza sia alla coesione sia all'angolo d'attrito. Il procedimento iterativo viene eseguito in modo automatico dal programma di calcolo. Attraverso tale procedura è possibile rilevare il massimo valore del coefficiente che garantisce la stabilità del sistema. Il coefficiente così trovato dovrà essere confrontato con il minimo richiesto dalla normativa, pari a 1.1.

Le verifiche in fase sismica non sono state effettuate in quanto l'opera ha carattere provvisoriale.

## 9 ANALISI DEI CARICHI

### 9.1 Carichi sovrastruttura stradale e impalcato

#### CARICHI DOVUTI A PESO PROPRIO STRUTTURALE

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.0 kN/m<sup>3</sup> ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

$$P_{\text{soletta}} = 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{travi}} = 0.6 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN/m} \text{ (Luce e interasse variabili a seconda dei casi)}$$

#### CARICHI PERMANENTI

Si considera un'altezza media di 30 cm al di sopra dell'impalcato.

$$P = 0.3 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 6 \text{ kN/m}^2$$

#### PAVIMENTAZIONE STRADALE

Si considera inoltre il peso di binder e strato di usura

$$P_{\text{perm\_pavimentazione}} = 0.10 \text{ m} \times 30 \text{ kN/m}^3 = 3 \text{ kN/m}^2 \text{ (strato di binder e usura di spessore 0.10 m)}$$

### 9.2 Azioni di traffico (Q1) sull'impalcato

Le azioni da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dagli schemi di carico di seguito elencati (D. M. 17 gennaio 2018).

**SCHEMA 1:** utilizzato sia per le verifiche globali che per quelle locali. Esso è costituito da carichi concentrati su due assi tandem (applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m) e da carichi uniformemente distribuiti secondo le seguenti colonne di carico:

- **colonna 1:** **Q<sub>1k</sub>: 2 assi da 300 kN disposti a distanza di 1,20 m**  
**q<sub>1k</sub>: carico uniforme ripartito pari a 9,00 kN/m<sup>2</sup>**
- **colonna 2:** **Q<sub>2k</sub>: 2 assi da 200 kN disposti a distanza di 1,20 m**  
**q<sub>2k</sub>: carico uniforme ripartito pari a 2,50 kN/m<sup>2</sup>**

In senso trasversale i carichi Q<sub>ik</sub> e q<sub>ik</sub> sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione più gravosa per le azioni longitudinali. Essendo la dimensione di soletta costante, l'intensità del carico distribuito rimane costante lungo la progressiva. Nelle immagini seguenti si riporta a titolo lo schema di carico con la disposizione trasversale dei carichi uniformi e assali sui conci, valido per tutte le sezioni dell'impalcato.

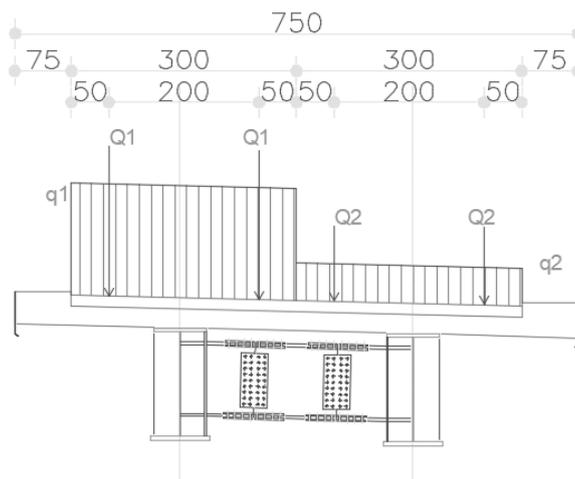


Figura 1 – Disposizione trasversale corsie di carico per l'impalcato

I carichi mobili vengono fatti muovere longitudinalmente, secondo le indicazioni di norma, su tutto lo sviluppo dell'impalcato, ripartendo i carichi uniformemente distribuiti secondo le linee di influenza di taglio e momento, in modo da massimizzare gli effetti su ciascun elemento della struttura.

**SCHEMA 2:** utilizzato per le sole verifiche locali. Esso è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare (di larghezza 0,60 m e lunghezza 0,35 m) con peso di una singola ruota di 200 kN e con asse longitudinale posto nella posizione più gravosa.

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica sono eseguite verifiche a danneggiamento in riferimento al par. 5.1.4.3 del D.M. 17/01/18 in cui si considera uno spettro di tensione indotto da uno specifico modello di carico di fatica semplificato.

Tale modello, riportato nella figura successiva, è costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso pari a 120 kN e viaggiate sulla corsia lenta.

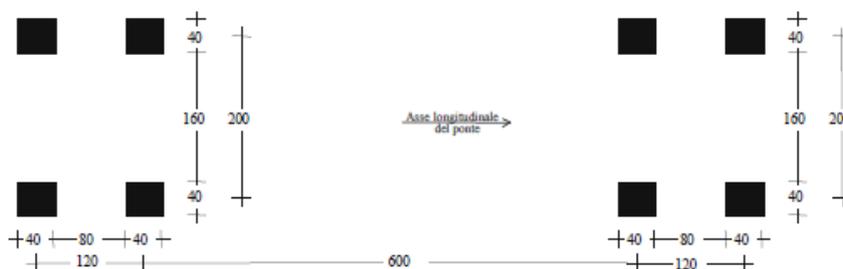


Figura 2 – Modello di carico a fatica n. 3

### 9.3 Azione variabili a monte delle Spalle

A monte delle Spalle (provvisorie e definitive) in presenza della Strada Statale a tergo delle Spalle è stato applicato un sovraccarico accidentale caratteristico pari a 20 kPa.

Per quanto riguarda i sovraccarichi, i coefficienti parziali A1 ( $g_R=1.3$ ) sono stati applicati agli effetti delle azioni e quindi alle sollecitazioni ottenute dai modelli di calcolo FEM. Limitatamente ai sovraccarichi accidentali, i cui coefficienti parziali da normativa sono pari a 1.5 per la combinazione A1+C1, nei modelli di calcolo sono stati applicati valori moltiplicati per un fattore  $1.5/1.3=1.15$  in modo da ottenere complessivamente un coefficiente sui sovraccarichi pari a 1.5. Cautelativamente questi modelli sono stati considerati anche per le verifiche in esercizio e per la stima degli spostamenti.

In sostanza, quindi, di seguito i coefficienti considerati nei modelli di calcolo per i sovraccarichi accidentali ( $q_{calc}$ ):

Sovraccarico accidentale tipo	qk (kPa)	Combinazione	q <sub>calc</sub> (kPa)
Stradale	20	A1+C1	23
		A1+C2	26

#### 9.4 Azione di frenata o di accelerazione (Q3)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto l'azione di frenatura sarà:

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 14 = 400 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

#### 9.5 Spinte delle terre

La spinta del terreno è calcolata automaticamente dal software di calcolo sulla base dei parametri geotecnici dei terreni inseriti dall'utente. Tali parametri sono stati inseriti nel software già moltiplicati per i coefficienti parziali indicati dalla normativa, D.M. 17.01.2018, per le diverse combinazioni.

Anche la presenza della falda è stata valutata sulla base delle quote del livello di falda di progetto indicata a seconda del tratto dai documenti di carattere geologico-geotecnico allegati al Progetto.

In generale, le spinte delle terre a tergo delle opere in progetto sono date dal rilevato esistente o dal rilevato di nuova costruzione. I parametri adottati sono indicati di seguito, considerando in via cautelativa il caso di rilevato esistente.

##### Fase statica

- Angolo di attrito: 30°
- Peso di volume: 18 kN/m<sup>3</sup>
- Coefficiente di spinta (a riposo):  $k_0 = 1 - \tan(\phi) = 0.5$

##### Fase sismica

Per quanto concerne il caso sismico, l'azione sulle paratie è stata schematizzata mediante l'applicazione di una sovraspinta sismica orizzontale data dalla seguente espressione:

$$\Delta S_{\text{sisma}} = (K_{\text{as}} - K_a) \cdot (q_{\text{perm}} \cdot h + \gamma \cdot h \cdot h/2)$$

Il valore del coefficiente di spinta attiva ( $k_a$ ) viene calcolato secondo la relazione di Brinch-Hansen tenendo conto dell'angolo di attrito di 30° ed un angolo terra-muro pari a  $0.5 \cdot \phi$ . Il coefficiente di spinta attiva risulta quindi pari a:  $k_a = 0.30$ .

Utilizzando la teoria di Mononobe Okabe e le relative formule riportate nell'Eurocodice 8 sono stati calcolati i coefficienti di spinta attiva in caso di sisma. Tale metodo consente di calcolare la spinta sismica a monte dell'Opera.

I coefficienti di spinta in fase sismica valutati mediante la relazione di Mononobe – Okabe sono:

$$K_{a,sism} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \varphi \cdot \text{sen}(\psi - \vartheta - \delta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon - \vartheta)}{\text{sen}(\psi - \vartheta - \varphi) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right)^2} \quad (\text{spinta attiva})$$

Dove, si assume

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Di seguito si esplicita per esteso il calcolo rispettivamente per il caso generale (Categoria di suolo C) e per il Ponte di Veduggio (Categoria di suolo D).

Calcolo dei coefficienti di spinta attiva con la teoria di Mononobe - Okabe (da Eurocodice 8)							
<b>Fattore di importanza</b>							
<i>F<sub>i</sub></i>	1.00	(Bs)					
<b>Caratteristiche terreno</b>							
<i>φ</i>	30.00	(°)	0.524	(rad)	angolo attrito terreno		
<i>ψ</i>	90.00	(°)	1.571	(rad)	angolo tra l'orizzontale e la parete (orizzontale a valle)		
<i>β</i>	0.00	(°)	0.000	(rad)	angolo tra il terreno a monte della paratia e l'orizzontale		
<i>δ</i>	15.00	(°)	0.262	(rad)	angolo di attrito tra terreno e muro		
<i>k<sub>h</sub></i>	0.0885						coefficiente sismico orizzontale
<i>k<sub>v</sub></i>	0.0443						coefficiente sismico verticale (=0.5 k <sub>h</sub> )
<b>Per terreno in condizioni dinamiche sopra il livello di falda</b>							
<i>(tan θ)<sub>1</sub></i>	0.085						
<i>(tan θ)<sub>2</sub></i>	0.093						
<i>(θ)<sub>1</sub></i>	4.844	(°)	0.085	(rad)	angolo	(+k <sub>v</sub> )	
<i>(θ)<sub>2</sub></i>	5.290	(°)	0.092	(rad)	angolo	(-k <sub>v</sub> )	
<i>ka<sub>1</sub></i>	0.357	β <= φ - θ	coefficiente di spinta attiva, calcolato con (θ) <sub>1</sub>				0.362
<i>ka<sub>2</sub></i>	0.362	β <= φ - θ	coefficiente di spinta attiva, calcolato con (θ) <sub>2</sub>				
<i>ka<sub>1</sub></i>	0.874	β > φ - θ	coefficiente di spinta attiva, calcolato con (θ) <sub>1</sub>				0.884
<i>ka<sub>2</sub></i>	0.884	β > φ - θ	coefficiente di spinta attiva, calcolato con (θ) <sub>2</sub>				
						<b>ka =</b>	<b>0.362</b>

**Calcolo dei coefficienti di spinta attiva con la teoria di Mononobe - Okabe (da Eurocodice 8)**

**Fattore di importanza**

$F_i$  1.00 (Bs)

**Caratteristiche terreno**

$\varphi$	30.00	(°)	0.524	(rad)	angolo attrito terreno
$\psi$	90.00	(°)	1.571	(rad)	angolo tra l'orizzontale e la parete (orizzontale a valle)
$\beta$	0.00	(°)	0.000	(rad)	angolo tra il terreno a monte della paratia e l'orizzontale
$\delta$	15.00	(°)	0.262	(rad)	angolo di attrito tra terreno e muro
$k_h$	0.1062				coefficiente sismico orizzontale
$k_v$	0.0531				coefficiente sismico verticale (=0.5 $k_h$ )

**Per terreno in condizioni dinamiche sopra il livello di falda**

$(\tan \theta)_1$  0.101

$(\tan \theta)_2$  0.112

$(\theta)_1$  5.759 (°) 0.101 (rad) angolo (+k<sub>v</sub>)

$(\theta)_2$  6.399 (°) 0.112 (rad) angolo (-k<sub>v</sub>)

$k_{a1}$  0.369  $\beta \leq \phi - \theta$  coefficiente di spinta attiva, calcolato con  $(\theta)_1$

$k_{a2}$  0.377  $\beta \leq \phi - \theta$  coefficiente di spinta attiva, calcolato con  $(\theta)_2$

$k_{a1}$  0.894  $\beta > \phi - \theta$  coefficiente di spinta attiva, calcolato con  $(\theta)_1$

$k_{a2}$  0.908  $\beta > \phi - \theta$  coefficiente di spinta attiva, calcolato con  $(\theta)_2$

$k_a =$  **0.377**

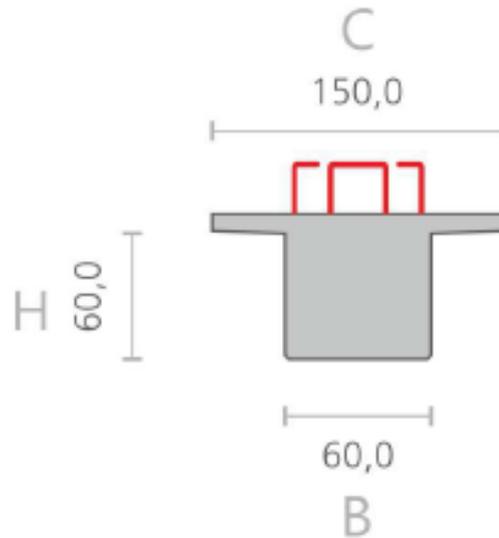
Il coefficiente di spinta attiva in caso di sisma risulta quindi nei due casi considerati pari rispettivamente a 0.362 e 0.377.

Attraverso la formula sopracitata, quindi, è stata calcolata la sovraspinta sismica come azione esterna sulle spalle. Nella tabella seguente si esplicitano i calcoli effettuati per le due sezioni tipo presenti in progetto.

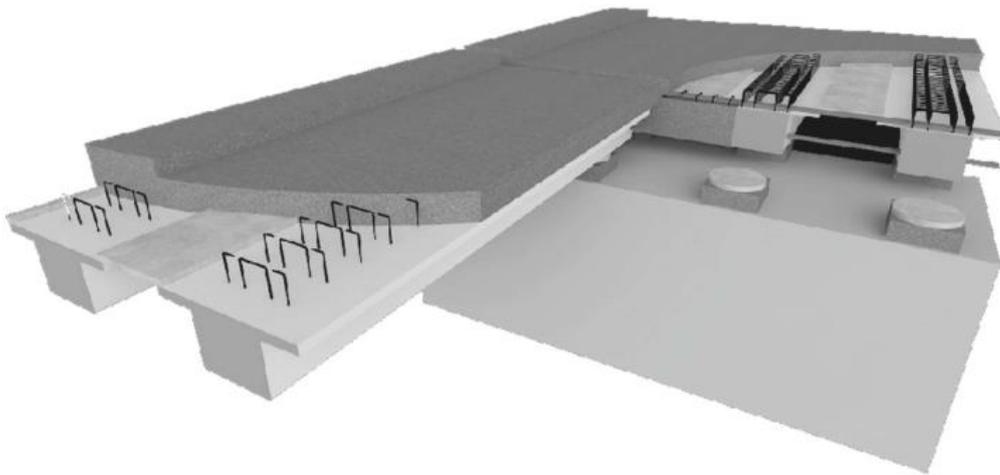
Tratto	f (°)	ag/g (-)	Suolo	k0	ka	kasism	ktot-sism
Generale	30	0.059	C	0.500	0.3	0.362	0.562
Veduggio	30	0.059	D	0.500	0.3	0.377	0.577

## 10 CARATTERISTICHE IMPALCATI

L'impalcato previsto nell'ambito del presente Progetto Definitivo è costituito da travi tipo PAVER HTP60 poste ad interasse di circa 150 e da una soletta collaborante di spessore 25 cm. Di seguito alcuni particolari topologici.



Sezione Trave tipo Paver HTP60



Vista 3D tipologica impalcato

Tale impalcato viene previsto per il rifacimento dei Ponti Giussano, Capriano e Veduggio, nonché per l'ampliamento dello scatolare Briosco.

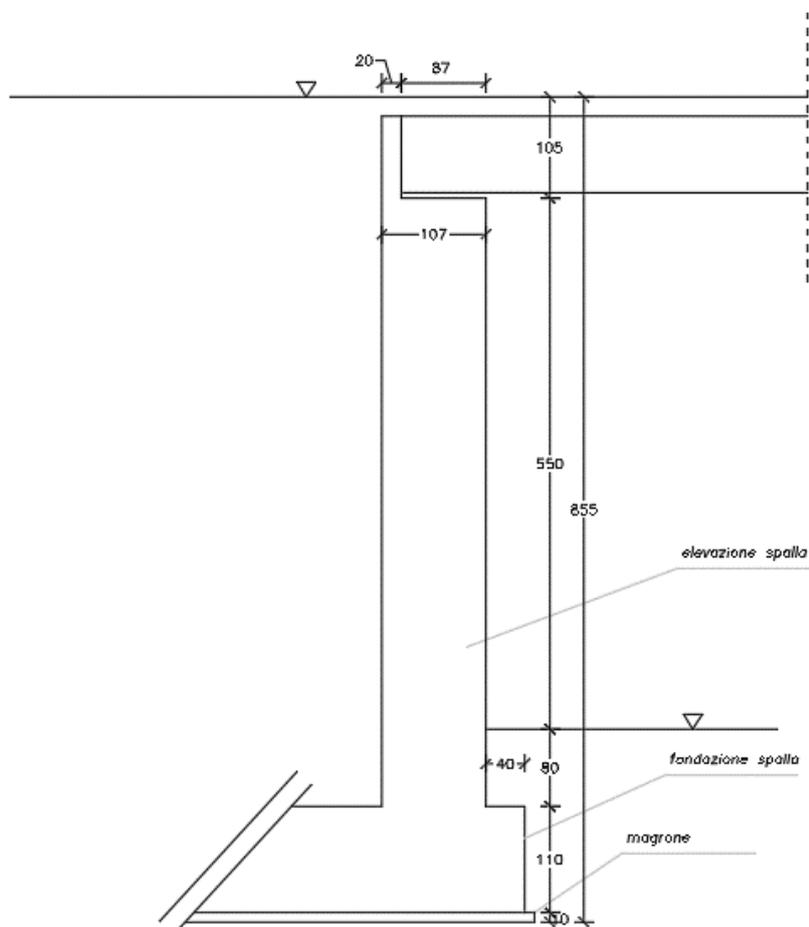
### **Confronto dei pesi rispetto all'impalcato esistente**

Il peso dei carichi permanenti e pesi propri dell'impalcato esistente risulta di circa 95 kN/m di sviluppo della spalla. Rispetto all'esistente, la trave in progetto è più pesante (si ha una sezione di 60x60cm) ed è posta ad un interasse maggiore rispetto alle travi esistenti pari a 1.5/1.6m: in sostanza si ha un aumento dei carichi verticali complessivi di circa il 10%: tale aumento si considera comunque accettabile alla luce del fatto che una

parte delle azioni orizzontali vengono assorbite dai tiranti passivi, inducendo in fondazione un carico massimo inferiore (come verrà riportato nel successivo capitolo.

## 11 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SPALLE ESISTENTI

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali della Spalla nella situazione attuale in base ai risultati delle indagini eseguite.



Geometria Spalla esistente (tipologica)

DATI:

Peso di volume rilevato esistente: 18 kN/m<sup>3</sup>

Angolo d'attrito rilevato esistente: 32°

Sovraccarico accidentale caratteristico: 20 kPa

Peso impalcato attuale (comprensivo di permanenti): 90 kN/m (circa)

Azione	S (kN/m)	M (kNm/m)	N (kN/m)
terreno	152	381	280
accidentale	41	152	
TOTALE	193	534	-

**Azioni stacco elevazione (caratteristiche valutate con ka)**

Le verifiche strutturali sono state condotte sulla sezione allo stacco dell'elevazione assumendo le seguenti geometrie:

Sezione di calcolo: 100 cm x 100 cm (da rilievi strutturali)

Armatura:  $\phi 16/40$  lato strada (da rilievi strutturali) +  $\phi 16/20$  lato controterra (ipotizzata, da verificare nelle prossime fasi progettuali)

Di seguito vengono riportate le verifiche a pressoflessione SLE che NON risultano soddisfatte.

Verifiche a flessione

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1000

N°	As [mm²]	d [mm]
1	503	50
2	1005	950

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.    **Metodo n**

N<sub>Ed</sub>      kN  
 M<sub>xEd</sub>      kNm  
 M<sub>yEd</sub>    

**P.to applicazione N**  
 Centro     Baricentro cls  
 Coord.[mm]    xN     yN

**Materiali**  
**FeB44k**    **C25/30**  
 ε<sub>su</sub>  %    ε<sub>c2</sub>  %  
 f<sub>yd</sub>  N/mm²    ε<sub>cu</sub>  %  
 E<sub>s</sub>  N/mm²    f<sub>cd</sub>  N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>     f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  %    σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm²    τ<sub>co</sub>  N/mm²  
    τ<sub>c1</sub>  N/mm²

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  %  
 d  mm  
 x     x/d   
    δ

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+     S.L.U.-  
 Metodo n

**Verifica**  
 N° iterazioni:

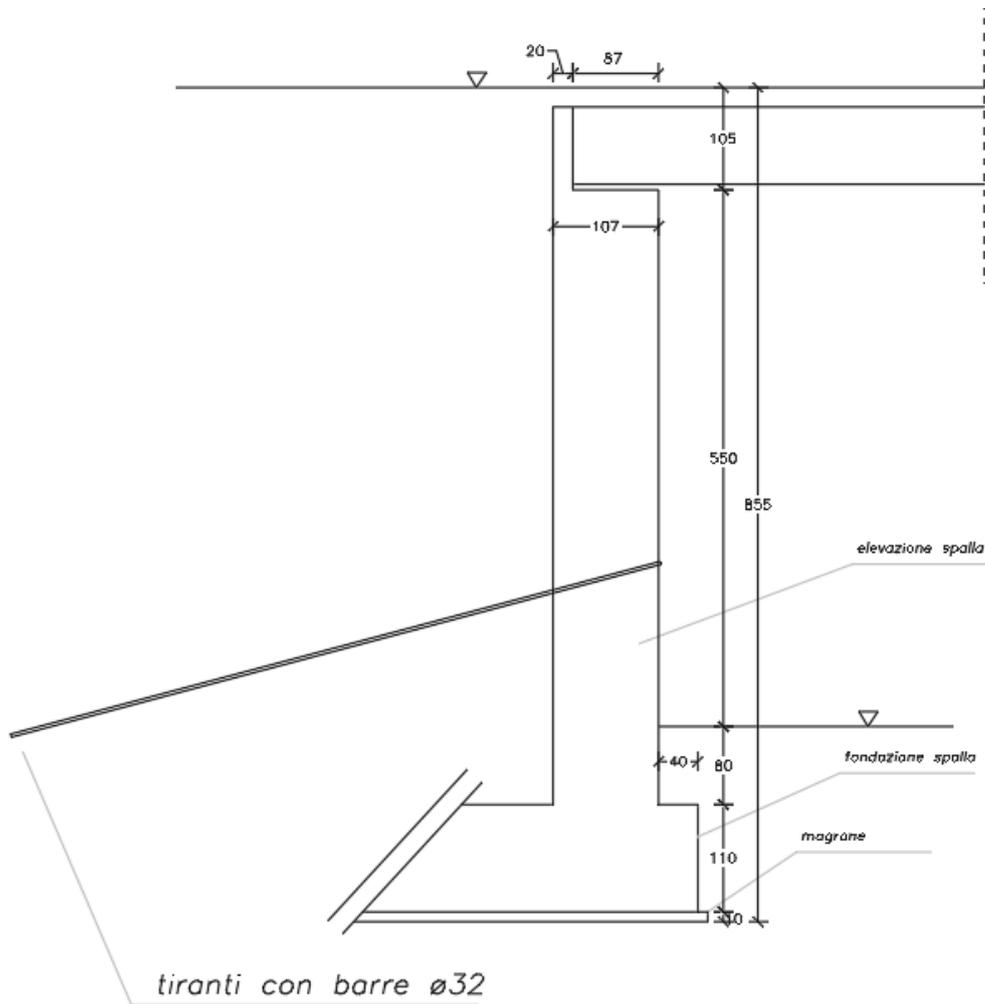
Precompresso

Di seguito si riporta la verifica a taglio SLU in cui le azioni precedentemente calcolate sono state moltiplicate per un fattore 1.5.

Verifica a taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2018 (§ 4.1.2.1.3)				
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>				
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	25	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	20.75	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	11.76	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>				
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	290.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	260.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	534.00	kNm
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>				
Altezza utile della sezione	$d$	=	950	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>				
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1005	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0011	--
<b>VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)</b>				
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.46	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.28	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.27	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	305.88	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	305.88	kN
<b>VERIFICA SODDISFATTA:</b> <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>				

Si prevede pertanto un consolidamento delle spalle esistenti con tiranti passivi: la figura seguente mostra una sezione tipologica che mostra il consolidamento con tiranti di tipo passivo a sostegno della spalla esistente.



**Geometria Spalla esistente con tiranti passivi**

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti di tipo passivo previsti in Progetto. Risulta dimensionante la fase statica.

**Dati geometrici e spinte**

$\gamma_{\text{terreno}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
$\phi$ (°)	32
q (kN/m <sup>2</sup> )	20.0
k <sub>0</sub>	0.470
h <sub>elevazione</sub> (m)	7.5
h <sub>paraghiata</sub> (m)	1.5
$\alpha$ (°)	15
int barre (m)	1.2

**Dati tiranti**

Tipologia: passivi armati con barre f32mm

Interasse: 1.2 m

Inclinazione 15° (da prevedere ad inclinazione alternata 10° - 20°)

Relazione di calcolo Ponti

Bulbo di fondazione con valvole ad iniezione ripetute e selettive (IRS)  
Lunghezza: 5m (libera) + 20 m (fondazione)

Ai tiranti viene affidata la spinta corrispondente alle spinte delle terre dovuta al nuovo rinterro per un'altezza corrispondente al nuovo paraghiaia, alla spinta degli accidentali pari a 20 kPa, nonché alla forza di frenatura calcolata presuntamente, pari a 400 kN su una stesa di 3 m. Nei calcoli è stato considerato un coefficiente a riposo  $k_0$  pari a 0.470.

Di seguito viene calcolata la forza di progetto da affidare ai tiranti in base alle spinte considerate.

Azione	g (-)	Sd (kN/m)
terreno	1.3	99.0
accidentale	1.5	105.8
Frenatura	1.5	200.0
TOTALE	-	404.8

<b>Forza sul tirante</b>	<b>502.9 kN</b>
--------------------------	-----------------

#### Azioni spinte delle terre (orizzontali)

In ragione dell'inclinazione dei tiranti sull'orizzontale ( $15^\circ$ ) e dell'interasse pari a 1.2m, la spinta di progetto ( $S_{dT}$ ) con cui vengono dimensionati i tiranti è pari a 503 kN.

#### Verifiche strutturali dei tiranti

In tutti i casi si hanno tiranti armati con barre tipo Dywidag acciaio S670/800 di diametro  $f_{32}$ mm. La resistenza di progetto risulta pari a:

$$T_{Rd} = \frac{A_{barre} \cdot f_{pyk}}{\gamma_s} = \frac{804 \text{mm}^2 \cdot 670 \text{N/mm}^2}{1.05} = 513 \text{kN}$$

Dove

$A_{barre}$  = area nominale barre

$\gamma_s$  = fattore di sicurezza sull'acciaio

$f_{pyk}$  = resistenza a snervamento del trefolo

Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi in quanto  $N_d = 503 \text{kN} < T_{Rd} = 513 \text{kN}$ .

#### Lunghezza libera

La lunghezza libera dei tiranti è stata considerata in modo tale che il tratto di fondazione, dimensionato successivamente, sia completamente esterno al cuneo di spinta attiva della spalla: si ha una lunghezza libera pari a 3 m.

#### Lunghezza di fondazione

In accordo con le N.T.C. 2018, la lunghezza della fondazione di un tirante definitivo deve essere definita in modo da garantire il rispetto della verifica a sfilamento del bulbo di ancoraggio.

La verifica consiste nell'accertare che la forza di progetto dei tiranti ( $N_d$ ), calcolata attraverso i modelli di calcolo sopra esposti, sia minore della resistenza a sfilamento di progetto ( $R_{ad}$ ) del bulbo di ancoraggio:

$$N_d < R_{ad}$$

La resistenza a sfilamento di progetto ( $R_{ad}$ ) si determina dividendo la resistenza caratteristica ( $R_{ak}$ ) per un coefficiente parziale funzione del tipo di tirante (temporaneo o definitivo):

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

	simbolo	coefficiente parziale R3
temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
definitivi	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tabella 6.6.1 delle N.T.C. 2008, Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggio

La resistenza caratteristica allo sfilamento della fondazione ( $R_{ak}$ ) è funzione della lunghezza del bulbo, della resistenza a taglio tra bulbo e terreno adiacente, nonché delle modalità esecutive. La seguente formula viene comunemente utilizzata per calcolare la resistenza a sfilamento:

$$R_{ak} = \pi \cdot \varnothing_{\text{perf}} \cdot L_{\text{fond}} \cdot \tau_{ak} \cdot \alpha$$

in cui:  $\varnothing_{\text{perf}}$  = diametro medio di perforazione pari a 160 mm;  
 $L_{\text{fond}}$  = lunghezza di ancoraggio;  
 $\tau_{ak}$  = resistenza di attrito terreno-bulbo caratteristica;  
 $\alpha$  = coefficiente empirico funzione del terreno e delle modalità esecutive, assunto pari a 1.4.

La resistenza caratteristica  $\tau_{ak}$  si ricava applicando ai valori di aderenza minimo  $\tau_{a,c-\text{min}}$  e medio  $\tau_{a,c-\text{medio}}$  i coefficienti  $\xi$  riassunti nella tabella seguente, funzione del numero di verticali indagate.

numero profili di indagine	1	2	3	4	5
$\xi_{a3}$	1,8	1,75	1,7	1,65	1,6
$\xi_{a4}$	1,8	1,7	1,65	1,60	1,55

Tabella 6.6.III delle N.T.C. 2018, Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine.

Assumendo un coefficiente  $\xi$  pari a 1.65, la resistenza caratteristica può essere determinata attraverso la seguente espressione:

$$\tau_{ak} = \min \left( \frac{\tau_{a,c-\text{medio}}}{\xi_{a3}} ; \frac{\tau_{a,c-\text{min}}}{\xi_{a4}} \right)$$

Nel caso in oggetto si ha una aderenza caratteristica ( $\tau_{ak}$ ) pari a circa 70 kPa.

Si considera in questo caso le caratteristiche più sfavorevoli che si possono riscontrare per i Ponti in esame, corrispondenti al caso del Ponte di Veduggio dove si ha l'Unità Geotecnica UG4.

Nella seguente tabella si riporta, per ciascun ordine di tiranti, il diametro teorico del bulbo di ancoraggio, la lunghezza del bulbo, il tiro di progetto e le sopra descritte verifiche.

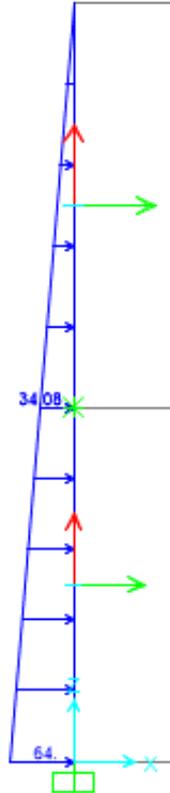
Tirante tipo	Lfond (m)	TEd (kN)	$\tau_{\text{lim-min}}$ (kPa)	$\tau_{\text{lim-media}}$ (kPa)
T1	20	503	70	80

VERIFICA GEOTECNICA						
Tirante tipo	Lfond (m)	TEd (kN)	$\tau_{\text{lim-k}}$ (kPa)	$R_{ak}$ (kN)	$R_{ad}$ (kN)	$R_{ad} > T_{Ed}$
T1	20	503	44	618	531	OK

**Verifiche dei bulbi di ancoraggio**

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Le azioni allo stacco dell'elevazione, sono calcolate considerando uno schema statico in cui i tiranti sono schematizzati da un appoggio. Di seguito si riporta lo schema statico utilizzato. (nella figura è indicato il carico triangolare delle spinte delle terre).



**Schema statico considerato: incastro alla base e appoggio in corrispondenza dei tiranti**

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle sollecitazioni interne:

CASO	M (kN m/m)	V (kN/m)	N (kN/m)	z (m)
SLU	0	88.26	280	0
	220.14	-179.5	190	3.5
	0	0	90	7.5
SLE	0	69.3	280	0
	158.88	-132.09	190	3.5
	0	0	90	7.5

Di seguito si riportano le verifiche strutturali delle elevazioni considerando le massime sollecitazioni sopra calcolate.

Verifiche a flessione SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1000

N°	As [mm²]	d [mm]
1	503	50
2	1005	950

Tipologia Sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Metodo di applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Materiali: FeB44k C25/30

$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -2.157 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 373.9 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰	$\sigma_s$ 91.06 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 200 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 16.67	$\epsilon_s$ 0.4553 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8	d 950 mm
$\epsilon_{syd}$ 1.87 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75	x 249 x/d 0.2621
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6	$\delta$ 0.7677
	$\tau_{c1}$ 1.829	

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Verifiche a flessione SLU

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1000

N°	As [mm²]	d [mm]
1	503	50
2	1005	950

Tipologia Sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Metodo di applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Materiali: FeB44k C25/30

$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -16.67 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 373.9 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰	$\sigma_s$ 373.9 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 200 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 16.67	$\epsilon_c$ 3.35 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8	$\epsilon_s$ 67.5 ‰
$\epsilon_{syd}$ 1.87 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75	d 950 mm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6	x 44.92 x/d 0.04728
	$\tau_{c1}$ 1.829	$\delta$ 0.7

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 442.5 kNm

Metodo di flessione:  Retta  Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

Le verifiche strutturali a pressoflessione sono soddisfatte grazie al vincolo offerto dai tiranti passivi che ha evidentemente ridotto le sollecitazioni massime sull'elevazione della spalla. In fase esecutiva occorrerà verificare l'armatura ipotizzata in questa fase per quanto riguarda l'elevazione.

## 12 DIMENSIONAMENTO SPALLE PROVVISORIE

Di seguito si riporta il dimensionamento, eseguito con il programma di calcolo RS2 rel. 2019, della Spalla Provvisoria costituita da pali f800 mm accostati ad interasse 1 m.

Nel modello viene considerata anche l'azione di frenatura in testa pari a 400 kN su una stesa di 3 m.

### 12.1 Modello di calcolo

La tabella seguente riporta le caratteristiche generali delle paratie in progetto.

#### micropali

Diametro pali	800mm
Interasse micropali	1m
Altezza massima di scavo	6+1.5m
Lunghezza paratia	14m
Materiale	Cls C25/30 armato
Spessore equivalente nel modello	60cm

In sommità della paratia è previsto un cordolo di calcestruzzo da realizzare in elevazione: l'altezza relativa alla paratia stessa inserita nel modello di calcolo è comprensiva di tale cordolo; l'altezza complessiva della paratia è quindi di 14m.

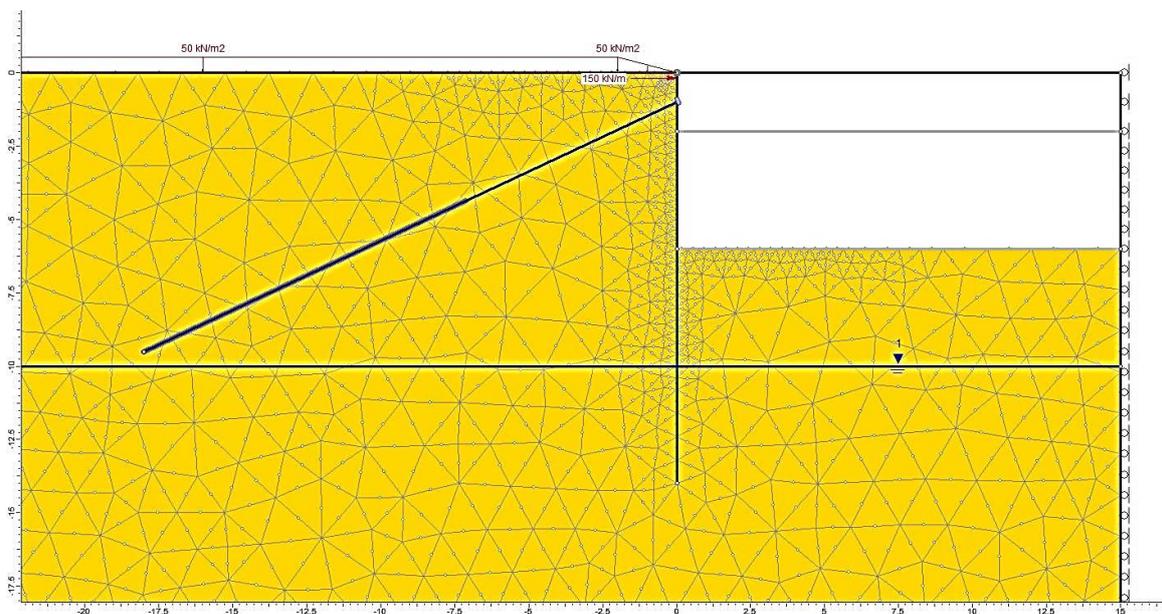
Il livello di falda è posto da -10 m da p.c..

La tabella seguente riassume le caratteristiche dei tiranti adottati per la sezione in esame.

Tirante tipo	Armatura	Interasse (m)	Llib (m)	Lfond (m)	Ltot (m)	$\alpha$ (°)	Quota (m da testa-paratia)
T1	barra $\phi 32$ mm	1	8	12	20	25	-0.25

L'inclinazione dei tiranti dovrà essere variabile da 20° a 30° in modo da distanziare adeguatamente i bulbi di fondazione.

Il modello adottato misura circa 80 m in larghezza e 40 m in altezza; nella figura seguente si riporta un'immagine estratta dal software di calcolo per meglio comprendere la geometria del modello.



Sezione di Calcolo – Geometria del modello di calcolo fase definitiva: Stage 6

Di seguito si riportano le fasi della modellazione adottate nel software di calcolo che simulano le operazioni di cantiere che si svolgeranno durante la realizzazione dell'opera.

**Stage 1: CONDIZIONE GEOSTATICA**

Corrisponde alla fase geostatica iniziale.

**Stage 2: APPLICAZIONE CARICHI STRADALI**

Viene modellato il sovraccarico in corrispondenza della strada esistente a monte.

**Stage 3: REALIZZAZIONE PARATIA**

Vengono modellati i pali che costituiscono la paratia.

**Stage 4-5: SCAVI PARZIALI ED ESECUZIONE TIRANTI**

In queste fasi viene progressivamente schematizzato l'approfondimento dello scavo e l'esecuzione dei tiranti di ancoraggio alle quote di progetto.

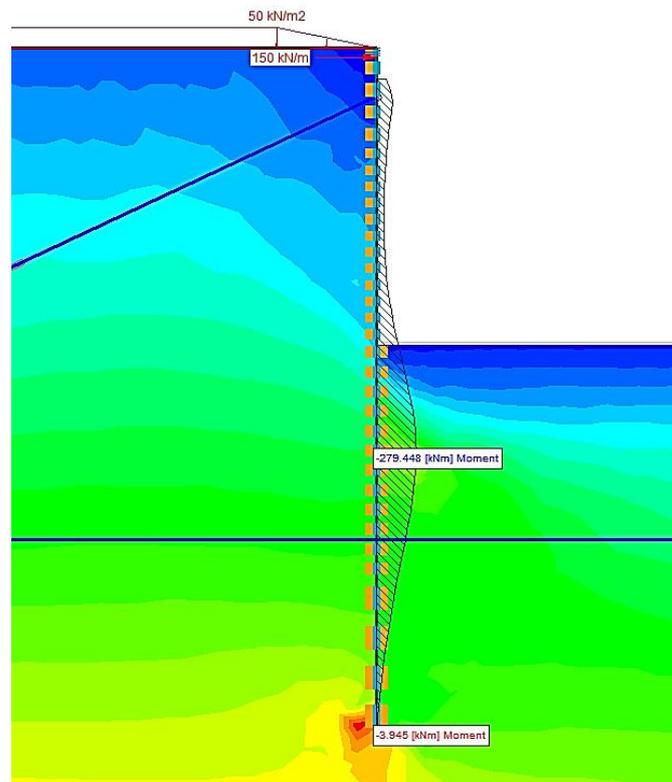
**Stage 6: SCAVO DEFINITIVO**

In questa fase viene schematizzato lo scavo massimo fino a quota -6m da testa paratia.

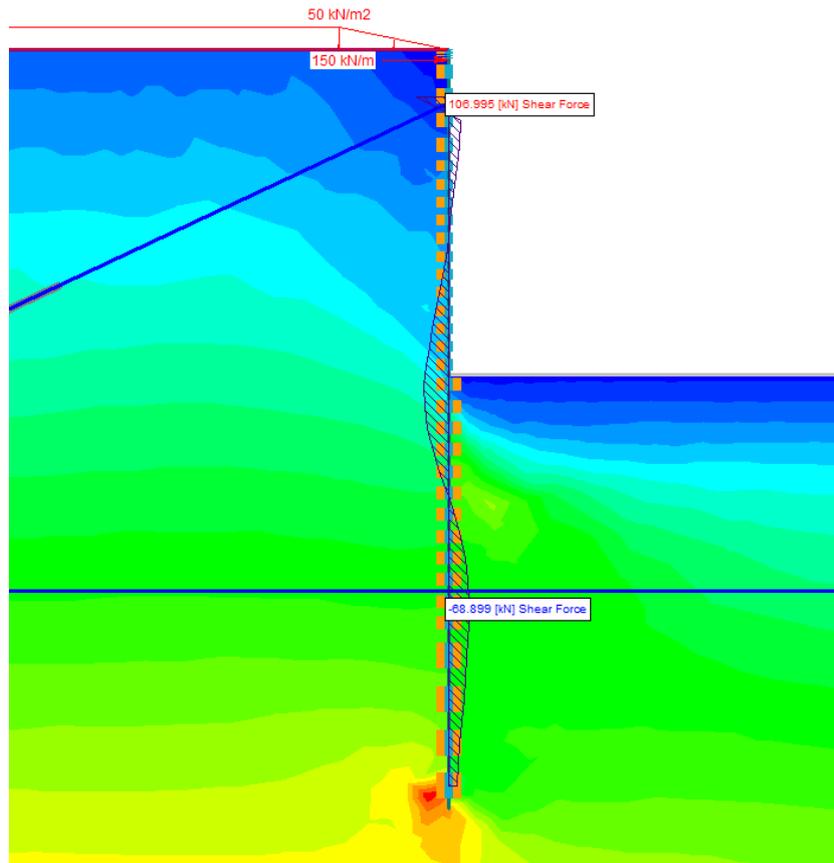
## 12.2 Verifiche di resistenza dei pali

Nel presente paragrafo vengono eseguite le verifiche di resistenza strutturale della paratia. Le verifiche vengono effettuate agli stati limite ultimi confrontando le sollecitazioni massime fornite dal programma nello step più sfavorevole, moltiplicate per l'opportuno coefficiente parziale, con le resistenze della paratia.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi eseguite con il programma di calcolo per la sezione considerata; nelle figure sottostanti si mostrano i diagrammi del momento flettente e del taglio negli step di calcolo più significativi. Le sollecitazioni in oggetto sono riferite ad un metro lineare di sviluppo. Per trovare le sollecitazioni di progetto tali valori sono stati quindi moltiplicati per l'interasse dei micropali.



Comb 1 (SLE/STR) – Andamento Momento flettente per tutti gli step di calcolo



Comb 1 (SLE/STR) – Andamento Taglio per tutti gli step di calcolo

Le verifiche vengono effettuate agli stati limite ultimi confrontando le sollecitazioni massime, nello step più sfavorevole, con le resistenze dei micropali. Le azioni fornite dal programma vengono moltiplicate per un fattore 1,3 considerando le spinte delle terre come carichi permanenti per le verifiche a rottura, come stabilito dalla normativa vigente. Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni massime.

Comb	Caso	Sollecitazioni modello di calcolo		Sollecitazioni di progetto sul singolo micropalo	
		M (kNm/m)	V (kN/m)	Md (kNmm)	Vd (kN/m)
1	Statico	279	107	363	139
2	Statico	288	105	288	105

Sollecitazioni di progetto nei pali

I pali vengono armati con barre 12 f24 e spirale f10/20cm.

#### Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali800

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 400 [mm]  
 Raggio interno 0 [mm]  
 N° barre uguali 12  
 Diametro barre 24 [mm]  
 Coprifero (baric.) 97 [mm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 80 80 kN  
 M<sub>xEd</sub> 363 279 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

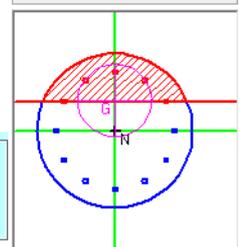
B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -8.926 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  237.8 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  1.189 ‰  
 d 703 mm  
 x 253.2 x/d 0.3602  
 $\delta$  0.8903

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali800

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 400 [mm]  
 Raggio interno 0 [mm]  
 N° barre uguali 12  
 Diametro barre 24 [mm]  
 Coprifero (baric.) 97 [mm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 80 80 kN  
 M<sub>xEd</sub> 363 279 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali

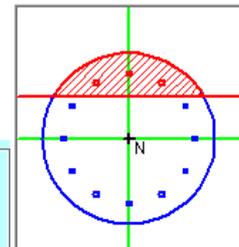
B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

M<sub>xRd</sub> 606 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  8.483 ‰  
 d 703 mm  
 x 205.3 x/d 0.2921  
 $\delta$  0.8051

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso



Verifica a taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2018						
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>						
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	24.90	N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	14.11	N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	<b>391.30</b>	N/mm <sup>2</sup>		
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>						
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>139.00</b>	kN		
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>80.00</b>	kN		
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>363.00</b>	kNm		
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>						
Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>703</b>	mm		
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>464</b>	mm		
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>						
Diametro ferri longitudinali	$\emptyset$	=	<b>24</b>	mm		
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>4</b>	--		
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1808	mm <sup>2</sup>		
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0055	--		
<b>VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)</b>						
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.53	--		
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.33	N/mm <sup>2</sup>		
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.25	N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	120.17	kN		
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>155.97</b>	<b>kN</b>		
<b>VERIFICA SODDISFATTA:</b> <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>						

### 12.3 Verifiche dei tiranti

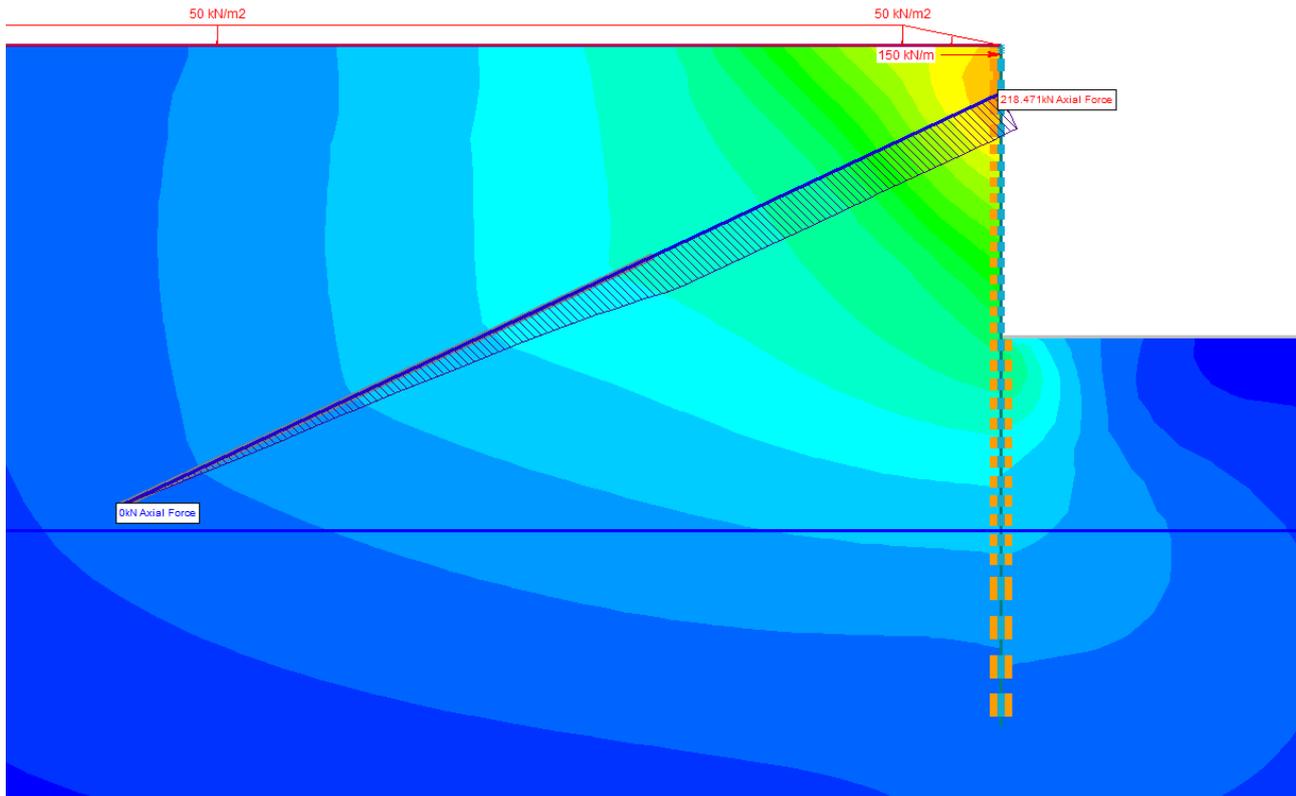
#### Caratteristiche generali e azioni di progetto

Nel presente paragrafo vengono dimensionati i tiranti sulla base delle azioni calcolate nei precedenti paragrafi. In tutti i casi si hanno tiranti armati con barre tipo Dywidag acciaio S670/800 di diametro f32mm con bulbi di fondazione realizzati con tecnologia IRS ad iniezioni ripetute e selettive.

La tabella seguente mostra le caratteristiche dei tiranti adottati nei calcoli per ciascun ordine.

Tirante tipo	Armatura	Llib (m)	Lfond (m)	Ltot (m)	a (°)	Quota (m da testa-paratia)
T1	barra $\phi$ 32mm	8	12	20	25	-1

Caratteristiche tiranti attivi provvisori (tecnologia IRS)



### Azione massima sul tirante

Nella seguente tabella sono riportati i valori massimi delle azioni agenti nei tiranti per ciascuna sezione di calcolo nelle diverse combinazioni di normativa.

Tirante	F <sub>calc</sub> (kN)	N <sub>d</sub> (kN)
T1	218	283

Forze massime nei tiranti (N<sub>d</sub>)

Dove 'F<sub>calc</sub>' è la forza massima ottenuta dal modello di calcolo.

### Verifiche strutturali dei tiranti

In tutti i casi si hanno tiranti armati con barre tipo Dywidag acciaio S670/800 di diametro f32mm: le verifiche strutturali dei tiranti vengono condotte considerando l'azione massima di progetto calcolata dai modelli FEM pari a 283 kN.

La resistenza di progetto risulta pari a:

$$T_{Rd} = \frac{A_{barre} \cdot f_{pyk}}{\gamma_s} = \frac{804 \text{ mm}^2 \cdot 670 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 513 \text{ kN}$$

Dove

A<sub>barre</sub> = area nominale barre

γ<sub>s</sub> = fattore di sicurezza sull'acciaio

f<sub>pyk</sub> = resistenza a snervamento della barra

Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi in quanto N<sub>d</sub> = 283 kN < T<sub>Rd</sub> = 513 kN.

### Calcolo lunghezza libera - Verifica geometrica

La lunghezza libera dei tiranti viene calcolata in fase statica imponendo che l'ancoraggio possa sviluppare interamente la spinta attiva, vale a dire che l'ancoraggio deve essere posizionato al di fuori della linea ideale

di spinta dal fondo della paratia inclinata di  $45^\circ + \varphi/2$  sull'orizzontale (cioè esternamente al cuneo ideale di spinta).

Pertanto, la lunghezza libera dei tiranti minima è pari a:

$$L_{lib-calc} = (H_{paratia} - h_{tirante}) \cdot \frac{\text{sen}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\text{sen}\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)} \cdot 1.1$$

dove:  $\alpha$  = inclinazione del tirante sull'orizzontale, pari in media a  $30^\circ$ ;  
 $H_{paratia}$  = altezza della paratia;  
 $h_{tirante}$  = quota del tirante rispetto alla testa della paratia;  
 $\varphi$  = angolo d'attrito dei livelli in sito, pari a  $35^\circ$ .

Quota (m da testa-paratia)	Tirante tipo	$H_{paratia}$ (m)	$h_{tirante}$ (m)	$L_{lib-calc}$ (m)	$L_{libera}$ (m)
I	T1	14	1	7.2	8

Le verifiche geometriche dei tiranti risultano in tutti i casi soddisfatti.

### Calcolo lunghezza di fondazione

In accordo con le N.T.C. 2018, la lunghezza della fondazione di un tirante definitivo deve essere definita in modo da garantire il rispetto della verifica a sfilamento del bulbo di ancoraggio.

#### Verifica a sfilamento

La prima verifica consiste nell'accertare che la forza di progetto dei tiranti ( $N_d$ ), calcolata attraverso i modelli di calcolo sopra esposti, sia minore della resistenza a sfilamento di progetto ( $R_{ad}$ ) del bulbo di ancoraggio:

$$N_d < R_{ad}$$

La resistenza a sfilamento di progetto ( $R_{ad}$ ) si determina dividendo la resistenza caratteristica ( $R_{ak}$ ) per un coefficiente parziale funzione del tipo di tirante (temporaneo o definitivo):

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

	simbolo	coefficiente parziale R3
temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
definitivi	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tabella 6.6.1 delle N.T.C. 2008, Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggio

La resistenza caratteristica allo sfilamento della fondazione ( $R_{ak}$ ) è funzione della lunghezza del bulbo, della resistenza a taglio tra bulbo e terreno adiacente, nonché delle modalità esecutive. La seguente formula viene comunemente utilizzata per calcolare la resistenza a sfilamento:

$$R_{ak} = \pi \cdot \varnothing_{perf} \cdot L_{fond} \cdot \tau_{ak} \cdot \alpha$$

in cui:  $\varnothing_{perf}$  = diametro medio di perforazione pari a 160 mm;  
 $L_{fond}$  = lunghezza di ancoraggio;  
 $\tau_{ak}$  = resistenza di attrito terreno-bulbo caratteristica;  
 $\alpha$  = coefficiente empirico funzione del terreno e delle modalità esecutive, assunto pari a 1.4.

La resistenza caratteristica  $\tau_{ak}$  si ricava applicando ai valori di aderenza minimo  $\tau_{a,c-min}$  e medio  $\tau_{a,c-medio}$  i coefficienti  $\xi$  riassunti nella tabella seguente, funzione del numero di verticali indagate.

numero profili di indagine	1	2	3	4	5
$\xi_{a3}$	1,8	1,75	1,7	1,65	1,6
$\xi_{a4}$	1,8	1,7	1,65	1,60	1,55

Tabella 6.6.III delle N.T.C. 2018, Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine.

Assumendo un coefficiente  $\xi$  pari a 1.65/1.6, la resistenza caratteristica può essere determinata attraverso la seguente espressione:

$$\tau_{ak} = \min\left(\frac{\tau_{a,c-medio}}{\xi_{a3}}; \frac{\tau_{a,c-min}}{\xi_{a4}}\right)$$

Nel caso in oggetto si ha una aderenza caratteristica ( $\tau_{ak}$ ) pari a circa 90 kPa.

Nella seguente tabella si riporta, per ciascun ordine di tiranti, il diametro teorico del bulbo di ancoraggio, la lunghezza del bulbo, il tiro di progetto e le sopra descritte verifiche.

Tirante tipo	Lfond (m)	TEd (kN)	$\tau_{lim-min}$ (kPa)	$\tau_{lim-media}$ (kPa)	
T1	12	283	90	100	
				<b>VERIFICA GEOTECNICA</b>	
Tirante tipo	Lfond (m)	TEd (kN)	$\tau_{lim-k}$ (kPa)	R <sub>ad</sub> (kN)	R <sub>ad</sub> > T <sub>Ed</sub>
T1	12	283	56	410	<b>OK</b>

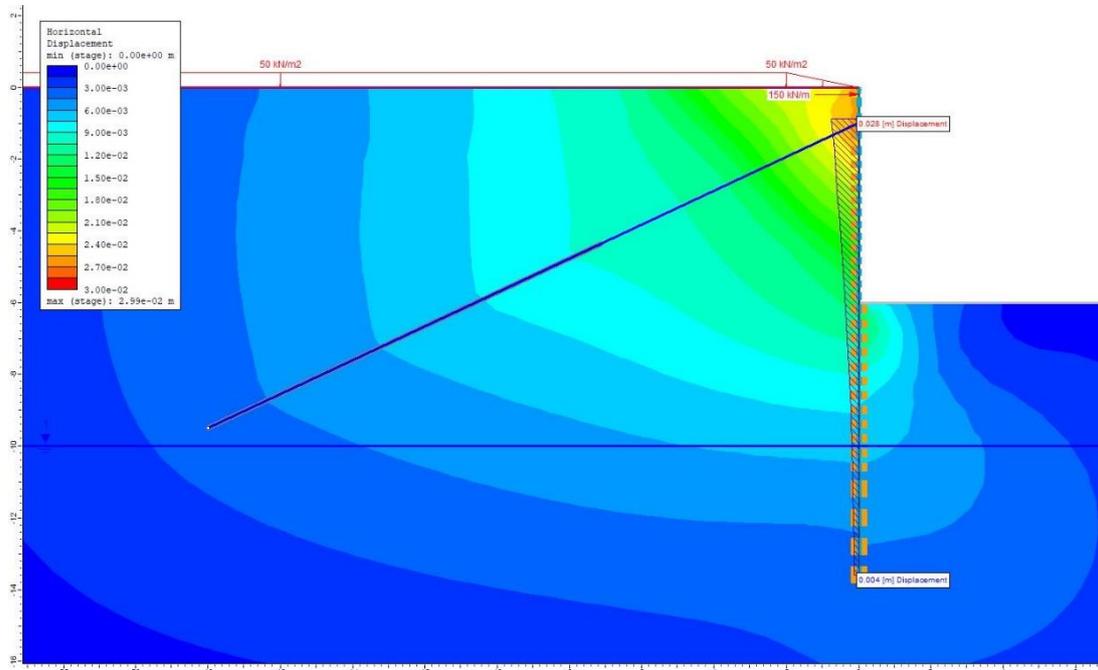
#### Verifiche dei bulbi di ancoraggio

Tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si osserva inoltre che le verifiche, qui non riportate, sono soddisfatte considerando anche l'aderenza trefoli-malta cementizia.

In fase costruttiva, per altro, andranno eseguiti opportuni campi prova per le verifiche sulla tenuta dei bulbi di ancoraggio.

## 12.4 Verifiche degli spostamenti

Di seguito si riporta il diagramma degli spostamenti massimi (SLE).



Comb 1 (SLE/STR) – Andamento Spostamenti della paratia per lo step di calcolo più gravoso

I valori massimi di spostamento pari a 3cm sono ritenuti ammissibili per l'opera in progetto e per la tipologia di terreno presente in sito.

## 13 MURI NUOVE SPALLE DEFINITIVE

### 13.1 Dati di calcolo

Di seguito si riporta il dimensionamento dei muri che costituiscono le spalle definitive e i muri d'ala adiacenti. Nel primo caso, le azioni trasversali vengono assorbite dai tiranti dimensionati nel precedente capitolo, mentre le azioni verticali sono state considerate nel dimensionamento.

Si assume una lunghezza di 4 m, in analogia con la lunghezza dell'ampliamento tipo.

Parametri		
$\gamma$	18	kN/mc
$\gamma_{cls}$	25	kN/mc
$\phi$	30	°
$\phi$	0.5236	rad
$K_0$	0.500	
$q$	20	kN/mq
$kh$	0.106	-
$kv$	0.053	-
$H_{tot}$	8.50	m
$d$	<b>0.81</b>	m
$b_{imp}$	1.19	m
$H_{appog}$	7.50	m

Dati input

Elemento	Pesi						
	Lx [m]	Ly [m]	H [m]	Volume [mc]	Peso [kN]	Braccio x/z [m]	My (long) [kNm]
Paraghiaia	0.40	4.00	1.50	2.40	60.00	0.57	34.20
Muro frontale	0.90	4.00	6.00	21.60	540.00	1.05	567.00
Platea	4.00	4.00	1.00	16.00	400.00	0.00	0.00
Terrapieno	2.60	4.00	7.50	78.00	1404.00	-0.70	-982.80
Somma permanenti					2404.00		-381.60

Spinta statica Terrapieno					1300.50	2.83	3684.75
Spinta Accidentali terrapieno					340.00	4.25	1445.00
Peso Accidentali terrapieno					208.00	-0.70	-145.60

Geometrie

Combo	Tx (long) [kN/m]	N [kN/m]	My (long) [kNm/m]
SLU 1	442	2358	1245
SLE 1	328	2165	914

Azioni allo stacco elevazione

	Fx	Fy	P	Mx	My	T
n°	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU 1	2201	0	5619		8840	
SLE 1	1641	0	4124		6402	

Azioni ad intradosso fondazione

N. Palo	d <sub>x</sub> [m]	d <sub>y</sub> [m]	d <sub>i</sub> [m]	J <sub>x</sub> [m <sup>2</sup> ]	J <sub>y</sub> [m <sup>2</sup> ]
1	1.20	-1.20	1.70	5.8	5.8
2	1.20	1.20	1.70	J <sub>TOR</sub> [m <sup>2</sup> ]	N. Pali
3	-1.20	-1.20	1.70	11.5	4.0
4	-1.20	1.20	1.70		

Dimensioni palificata (pali f800)

n°	Npalo-min (kN)	Npalo-max (kN)	Vpalo-max (kN)
SLU 1	-437	3246	550
SLE 1	-203	2365	410

Azioni massime sui pali

## 13.2 Verifiche strutturali elevazione

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del muro di elevazione di spessore assunto 90 cm. L'armatura è composta da barre verticali f24/20 cm e da staffe f12/20 cm a 2 bracci al m nella sezione di base maggiormente sollecitata.

Di seguito le verifiche strutturali a presso-flessione e a taglio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Elevazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	900

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2262	75
2	2262	825

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2358 2165 kN  
 M<sub>xEd</sub> 1245 914 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C	C28/35
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200 000 N/mm²	$f_{cd}$ 15.87
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.6667
	$\tau_{c1}$ 1.971

$\sigma_c$  -10.39 N/mm²  
 $\sigma_s$  146.8 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.7341 ‰  
 d 825 mm  
 x 424.8 x/d 0.5149  
 $\delta$  1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Elevazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	900

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2262	75
2	2262	825

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata  
 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2358 2165 kN  
 M<sub>xEd</sub> 1245 914 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C28/35
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200 000 N/mm²	$f_{cd}$ 15.87
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.6667
	$\tau_{c1}$ 1.971

M<sub>xRd</sub> 1 545 kNm  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  12.24 ‰  
 d 825 mm  
 x 183.5 x/d 0.2224  
 $\delta$  0.718

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2018				
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>				
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	<b>391.30</b>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>				
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>442.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>1245.00</b>	kNm
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>				
Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>840</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>				
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>24</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>5</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	2260	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0027	--
<b>VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)</b>				
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.49	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	287.61	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>297.65</b>	<b>kN</b>
<b>VERIFICA NON SODDISFATTA:</b> occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.				
<b>VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)</b>				
<b>Armatura aggiuntiva resistente a taglio:</b>				
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	<b>90</b>	°
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	<b>12</b>	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	<b>2</b>	--
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	<b>200</b>	mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	226.19	mm <sup>2</sup>
<b>Fattori di resistenza a compressione:</b>				
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	13.41	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	8.23	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	--
Si controlla che $\theta$ sia minore di 45°	<b>Controllo (<math>\theta</math>)</b>		<b>OK</b>	--
Se $\theta$ non rispetta il limite inferiore di 21,8°, si adotta $\theta=21,8^\circ$	$\theta_{adottato}$		<b>21.80</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	836.49	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	3111.26	kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>836.49</b>	<b>kN</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA.</b>				

### 13.3 Verifiche strutturali fondazione e pali

Di seguito si riporta la metodologia di calcolo della capacità portante del singolo palo.

#### Calcolo capacità portante pali sollecitati a compressione

La capacità portante di progetto del singolo palo di fondazione è fornita dalla seguente espressione:

$$R_d = \min \left( \frac{R_{c,cal-media}}{\xi_3}; \frac{R_{c,cal-min}}{\xi_4} \right)$$

$$R_{c,cal} = \frac{R_{c,cal-base}}{\gamma_b} + \frac{R_{c,cal-lat}}{\gamma_s} - W_{palo-eff} \cdot \gamma_G$$

Con

$$R_{c,cal-base} = \left( \frac{\pi}{4} \cdot D_b^2 \right) \cdot q_{lim,base}$$

$$R_{c,cal-lat} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot h_i$$

Dove

$R_{c,cal}$	Portata di calcolo a compressione del palo	[kN]
$R_{c,cal-base}$	Portata di base di calcolo	[kN]
$R_{c,cal-lat}$	Portata laterale lungo il fusto del palo di calcolo	[kN]
$W_{palo-eff}$	Peso proprio del palo efficace	[kN]
$\gamma_b, \gamma_s$	Coefficienti di sicurezza per la portata di base e laterale secondo NTC	[-]
$D_b$	Diametro della base del palo	[m]
$D$	Diametro del fusto del palo	[m]
$q_{lim,base}$	Resistenza unitaria alla punta $\leq q_{max,base}$	[kPa]
$\tau_i$	Aderenza unitaria laterale dello strato i-esimo	[kPa]
$h_i$	Spessore dello strato i-esimo a contatto con il palo, assunto pari a 0.25 m	[m]

Il coefficiente parziale amplificativo del peso del palo  $\gamma_G$ , utilizzato nelle verifiche di capacità portante, è stato assunto pari ad 1.3 nella combinazione statica e pari a 1 nella combinazione sismica SLV.

In funzione del numero di prove geognostiche ubicate nelle vicinanze dell'opera (pari a 1 nel caso in esame), si ricava il fattore di correlazione ricavato dalla tabella 6.4.IV delle N.T.C. 2008 risulta pari a 1.7 (valido per parametri medi e minimi). Le resistenze di calcolo sono state divise per tale fattore in modo da ottenere le resistenze caratteristiche.

L'aderenza unitaria laterale e la portata unitaria di base vengono date dalle seguenti equazioni.

$$\tau_i = \alpha \cdot c_i + k \cdot \sigma'_{v-i} \cdot \tan(\delta) \leq \tau_{max}$$

$$q_{lim,base} = \sigma'_{v-base} \cdot N_q + c \cdot N_c$$

dove:

<b>k</b>	$1 - \sin(\phi) \leq 0.6$	[-]
<b><math>\delta</math></b>	$0.7 \div 1.0 \cdot \phi$	[°]
<b><math>\sigma'_v</math></b>	Sforzo verticale efficace lungo il fusto del palo	[kPa]
<b><math>\alpha</math></b>	0.5	[-]

La capacità portante unitaria di base in condizioni drenate è stata calcolata secondo stime reperibili in bibliografia per terreni simili a quelli in esame (tra cui Hansen, 1970). Nel caso in oggetto i parametri  $N_q$  e  $N_c$  assunti sono:

$\phi$ (°)	<b><math>N_c</math></b>	<b><math>N_q</math></b>
5	7.3	1.6
10	9.6	2.7
15	12.9	4.4
20	17.7	7.4
<b>25</b>	<b>25.1</b>	<b>12.7</b>
<b>30</b>	<b>37.2</b>	<b>22.5</b>
34	52.6	36.5

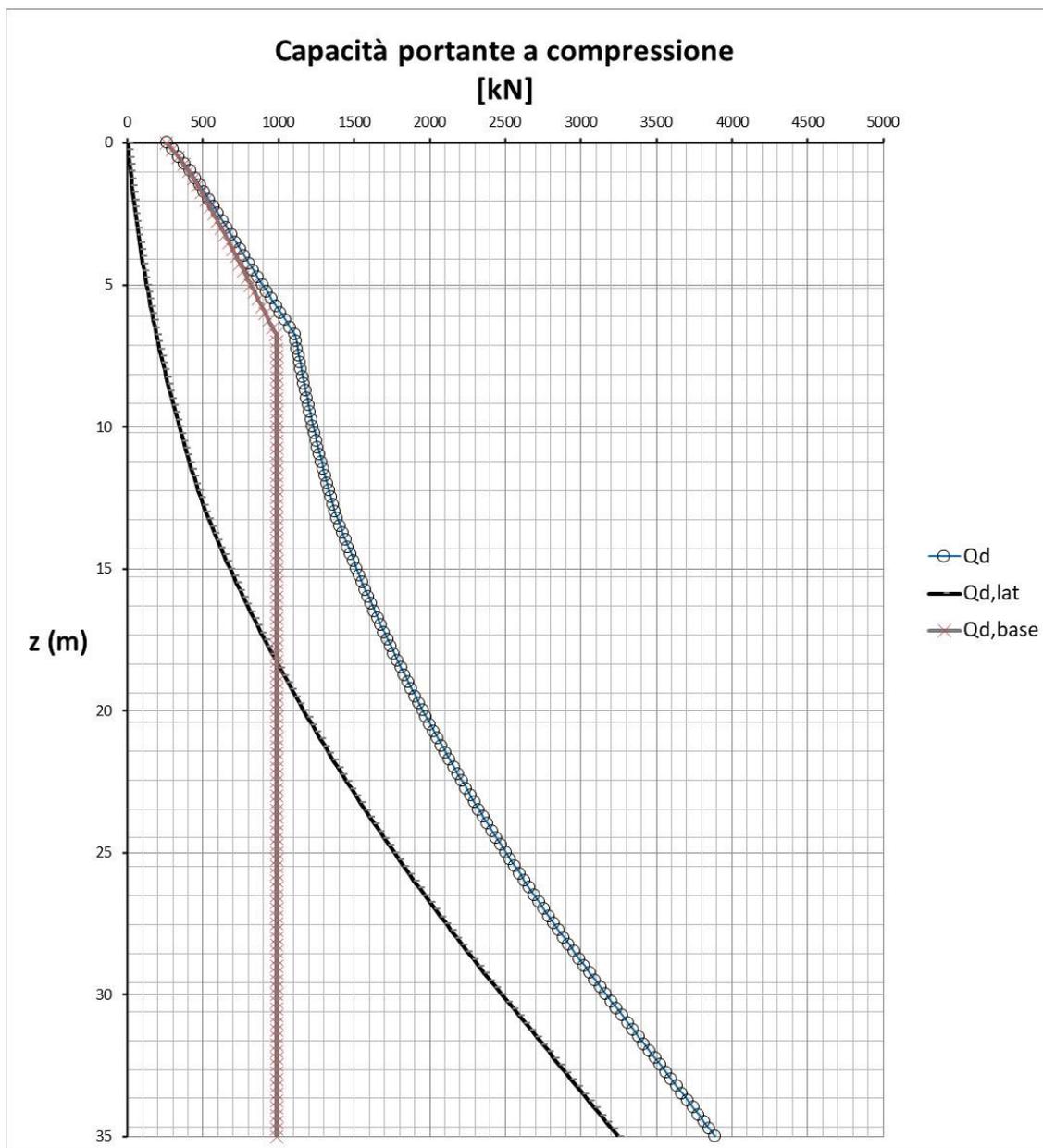
Livello	$q_{\max, \text{base}}$ (kPa)	$\tau_{\max}$ (kPa)
UG2	2500	75
UG3	4000	120

In accordo alla normativa i fattori parziali sulle resistenze da adottare a seconda delle combinazioni, considerando pali di tipo trivellato sollecitati a compressione:

COMB	Simbolo ( $\gamma_R$ )	coefficiente parziale
SLU (A1+M1+R3)	$\gamma_R$	1.15 (portata laterale) 1.35 (portata di base)
SLV (A1=1+M1+R3)	$\gamma_R$	1.15 (portata laterale) 1.35 (portata di base)

Si omettono le verifiche di capacità portante a trazione a causa del modesto valore ottenuto relativamente all'azione assiale in trazione.

Di seguito vengono riportate il grafico relativo alla capacità portante delle sottofondazioni in progetto in fase statica; in fase sismica è stata assunta cautelativamente la medesima curva calcolata per la fase statica.



Assumendo una lunghezza di 32 m, si ha una capacità portante di progetto a compressione pari a circa 3500 kN, maggiore rispetto alla massima azione assiale pari a 3246 kN. Risulta dimensionante il caso statico.

Si omette la verifica di capacità portante a trazione dato il valore contenuto di massima azione di trazione.

### Verifiche strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo viene effettuato con il programma LPile della Ensoft Inc. Rel. 19.

Lunghezza (m)	Diametro (mm)	Area (m <sup>2</sup> )	Mom. di inerzia (m <sup>4</sup> )	R <sub>ck</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
32	800	0.503	0.0201	35

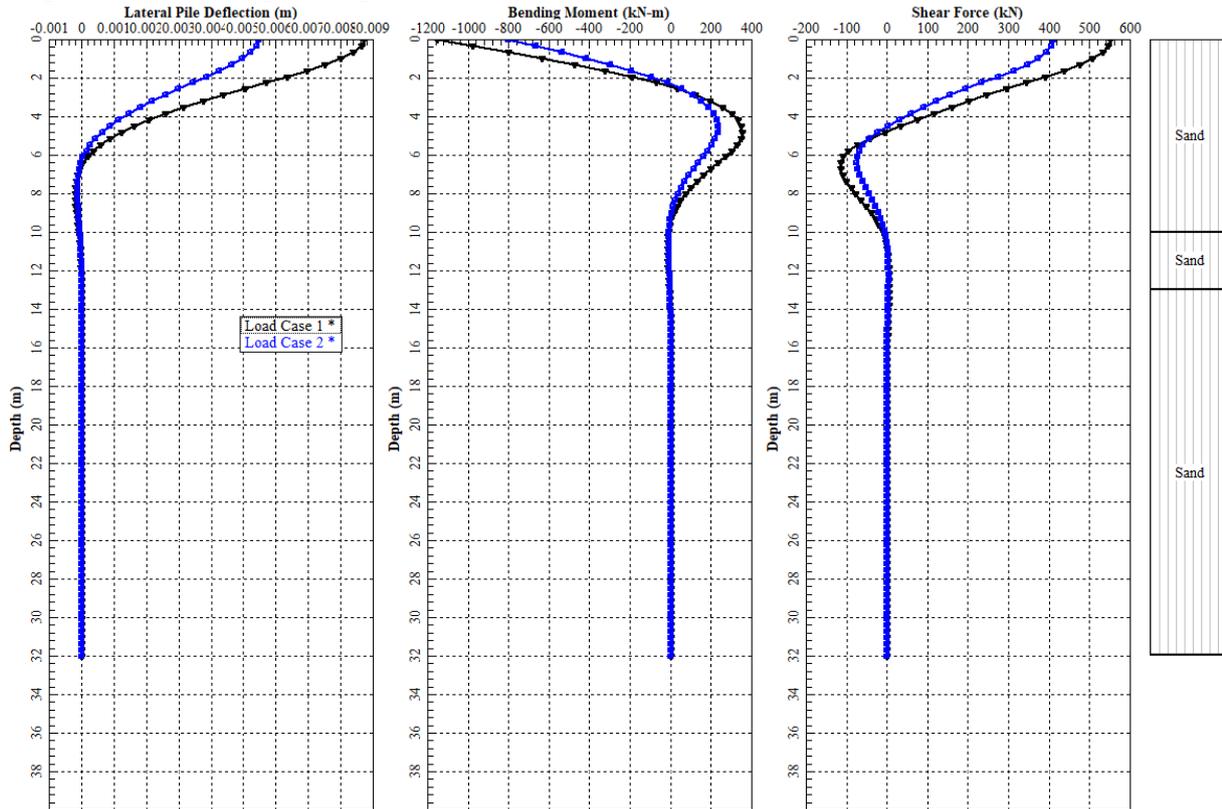
Caratteristiche pali di fondazione

N.	Comb	Npalo-min (kN)	Npalo-max (kN)	Vpalo-max (kN)
1	SLU	-437	3246	550
2	SLE	-203	2365	410

*Azioni in testa palo massime*

Per quanto riguarda la stratigrafia di progetto è stata utilizzata la schematizzazione indicata nel precedente capitolo sulla caratterizzazione geotecnica.

Di seguito si riportano i grafici significativi dei risultati del modello adottato.



Con tale configurazione, i valori del taglio e del momento massimo ottenuti in testa-palo sono sintetizzati nella tabella seguente.

N.	Comb	Nd-min (kN)	Nd-max (kN)	Vd (kN)	Md (kN)
1	SLU	-437	3246	550	1131
2	SLE	-203	2365	410	785

*Azioni in testa palo massime*

Per tutti i casi la testa-palo è considerata immersata nella fondazione: il vincolo in testa-palo è stato di conseguenza schematizzato cautelativamente come un incastro.

Le verifiche sotto riportate sono state effettuate ai sensi delle N.T.C. 2018

Si assume un'armatura composta da n. 1 corona di 16 barre ciascuna  $\phi 32$  mm e da una spirale  $\phi 10/10$  cm; di seguito le verifiche strutturali. Con la massima e minima azione assiale il momento resistente agli SLU risulta in ogni caso superiore al momento sollecitante: la condizione più sfavorevole avviene considerando l'azione assiale minima.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PaloSpalla\_f800

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 400 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 32 [mm]  
 Copriferro (baric.): 96 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -437 [-203] kN  
 M<sub>xEd</sub>: 1131 [785] kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [0]

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>: 0 mm Col. modello

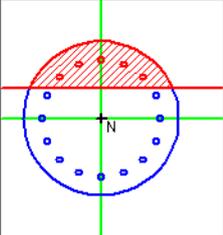
Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 1167 kNm  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 6.509 ‰  
 d: 704 mm  
 x: 246.2 x/d: 0.3497  
 $\delta$ : 0.8771

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: PaloSpalla\_f800

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 400 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 32 [mm]  
 Copriferro (baric.): 96 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -437 [-203] kN  
 M<sub>xEd</sub>: 1131 [785] kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [0]

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4

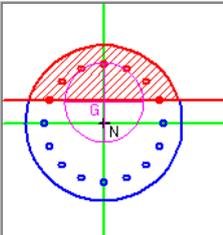
Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

$\sigma_c$ : -15.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 348.6 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 1.743 ‰  
 d: 704 mm  
 x: 283.9 x/d: 0.4032  
 $\delta$ : 0.944

Precompresso



VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2018				
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>				
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	24.90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	14.11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	<b>391.30</b>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>				
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>550.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>1131.00</b>	kNm
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>				
Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>703</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>464</b>	mm
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>				
Diametro ferri longitudinali	$\emptyset$	=	<b>32</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>4</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	3216	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0099	--
<b>VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)</b>				
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.53	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.33	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	108.17	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>174.44</b>	<b>kN</b>
<b>VERIFICA NON SODDISFATTA:</b> occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.				
<b>VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)</b>				
<b>Armatura aggiuntiva resistente a taglio:</b>				
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	<b>90</b>	°
Diametro ferri a taglio	$\emptyset_{sw}$	=	<b>10</b>	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	<b>2</b>	--
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	<b>100</b>	mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	157.08	mm <sup>2</sup>
<b>Fattori di resistenza a compressione:</b>				
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	25.68	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	7.06	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	--
Si controlla che $\theta$ sia minore di 45°	<b>Controllo (<math>\theta</math>)</b>	=	<b>OK</b>	--
Se $\theta$ non rispetta il limite inferiore di 21,8°, si adotta $\theta=21,8^\circ$	$\theta_{adottato}$	=	<b>25.68</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	808.84	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	1035.58	kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>808.84</b>	<b>kN</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA.</b>				

Oltre la profondità di 8 m, dove le sollecitazioni lungo il palo si riducono fino ad annullarsi, la gabbia di armatura sarà composta da barre 12 f20mm e spirale f10/20cm.

### 13.4 Ampliamento Ponte Veduggio

Nel caso dell'ampliamento del Ponte di Veduggio, si ha in fondazione un terreno caratterizzato dall'Unità UG4 avente scarse caratteristiche portanti.

In luogo dei pali f800, si prevede per quest'Opera un trattamento con jet-grouting su tutta l'impronta della fondazione.

In definitiva, rispetto all'ampliamento dimensionato in precedenza (Ponte Giussano), si hanno le seguenti caratteristiche:

- Larghezza della ciabatta di fondazione 5 m (anziché 4 m come nel caso dei pali f800)
- Trattamento jetting realizzato con colonne f1200mm tangenti poste quindi ad un passo 1.2x1.2 sotto la ciabatta di fondazione di lunghezza 10 m. La lunghezza è stata dimensionata adottando due volte la base.

La verifica di capacità portante è stata soddisfatta con parametri che tengono conto del trattamento ed in particolare:

Peso di Volume (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	E (MPa)
20	150	21 (come terreno naturale)	400

#### Caratteristiche geotecniche - jet-grouting

Elemento	Pesi						
	Lx [m]	Ly [m]	H [m]	Volume [mc]	Peso [kN]	Braccio x/z [m]	My (long) [kNm]
Dente	1.50	4.00	0.00	0.00	0.00	1.02	0.00
Paraghiaia	0.40	4.00	1.50	2.40	60.00	0.07	4.20
Muro frontale	0.90	4.00	6.00	21.60	540.00	0.55	297.00
Platea	5.00	4.00	1.00	20.00	500.00	0.00	0.00
Terrapieno	2.60	4.00	7.50	78.00	1404.00	-1.20	-1684.80
Somma permanenti					2504.00		-1383.60

Spinta statica Terrapieno					1300.50	2.83	3684.75
Spinta Accidentali terrapieno					340.00	4.25	1445.00
Peso Accidentali terrapieno					208.00	-1.20	-249.60

#### Spinte Spalla Veduggio

Combo	Tx (long) [kN]	Ty (trasv) [kN]	N [kN]
SLU 1	0.00	0.00	1400.00
SLE 1	0.00	0.00	1000.00

Azioni impalcato (l'azione orizzontale viene affidata ai tiranti passivi armati con barre)

Di seguito la pressione equivalente calcolata sul piano di fondazione considerando una fondazione di tipo diretto.

Comb	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	B1 (m)	B2 (m)
SLU	2200	0	4967	0	5751	5.0	4.0
SLE	1641	0	3712	0	4187	5.0	4.0

Azioni ad intradosso fondazione

Comb	e1 (m)	e2 (m)	B1/6 (m)	B2/6 (m)	B1/3 (m)	B2/3 (m)	e1<B1/3	e2<B1/3
SLU	1.158	0.000	0.833	0.667	1.667	1.333	OK	OK
SLE	1.128	0.000	0.833	0.667	1.667	1.333	OK	OK

Comb	B1eq (m)	B2eq (m)	s <sub>eq</sub> (kPa)
SLU	2.68	4.00	463
SLE	2.74	4.00	338

Massima pressione equivalente

La pressione massima equivalente in corrispondenza dell'ampliamento del Ponte Veduggio è pari a circa 465 kPa (si trascura il fatto che si prevede una fondazione unica tra ampliamento e muro d'ala che non ha gli scarichi dell'impalcato).

Di seguito si riporta la verifica di capacità portante del terreno trattato con jet-grouting.

**CALCOLO PORTATA LIMITE FONDAZIONE SUPERFICIALE**  
 Formulazione di Brinch-Hansen

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

φ = 21.0 °	M = 5751.00 kNm	
c = 150.00 kN/m <sup>2</sup>	N = 4967.00 kN	
B <sub>R</sub> = 5.00 m → B = 2.68 m	H = 2200.00 kN	
L = 4.00 m	FS = 2.3	
e = 1.16 m		
D = 1.00 m → q' = 18.00 kN/m <sup>2</sup>		46.53 + (contributo forze d'attrito)
γ = 10.00 kN/m <sup>3</sup>		2030.77 + (contributo forze di coesione)
α = 0 °		91.72 = (contributo sovraccarico laterale)
ω = 0 °		
γ <sub>rii</sub> = 18.00 kN/m <sup>3</sup>		
		<b>q<sub>LIM</sub> = 2169.03 kN/m<sup>2</sup></b> (Portata Limite)
		<b>q<sub>Amm</sub> = 943.05 kN/m<sup>2</sup></b> (FS= 2.3)

N <sub>φ</sub> = 2.12	s <sub>γ</sub> = 1.14	d <sub>q</sub> = 1.12	i <sub>γ</sub> = 0.49	b <sub>γ</sub> = 1.00	g <sub>γ</sub> = 1.00
N <sub>q</sub> = 7.07	s <sub>q</sub> = 1.14	d <sub>c</sub> = 1.14	i <sub>q</sub> = 0.64	b <sub>q</sub> = 1.00	g <sub>q</sub> = 1.00
N <sub>c</sub> = 15.81	s <sub>c</sub> = 1.28		i <sub>c</sub> = 0.59	b <sub>c</sub> = 1.00	g <sub>c</sub> = 1.00
N <sub>γ</sub> = 6.20 Vesic			m = 1.60		

La verifica risulta soddisfatta.

## 14 SCATOLARE BRIOSCO

### 14.1 Berlinese provvisoria

Di seguito si riporta il dimensionamento, eseguito con il programma di calcolo RS2 rel. 2019, della berlinese provvisoria costituita da micropali f220 mm accostati ad interasse 50 cm.

#### 14.1.1 Modello di calcolo

La tabella seguente riporta le caratteristiche generali delle paratie in progetto.

##### micropali

Diametro pali	220mm
Interasse micropali	0.40m
Altezza massima di scavo	4m
Lunghezza paratia	8m
Materiale	Cls C25/30 armato
Spessore equivalente nel modello	16cm

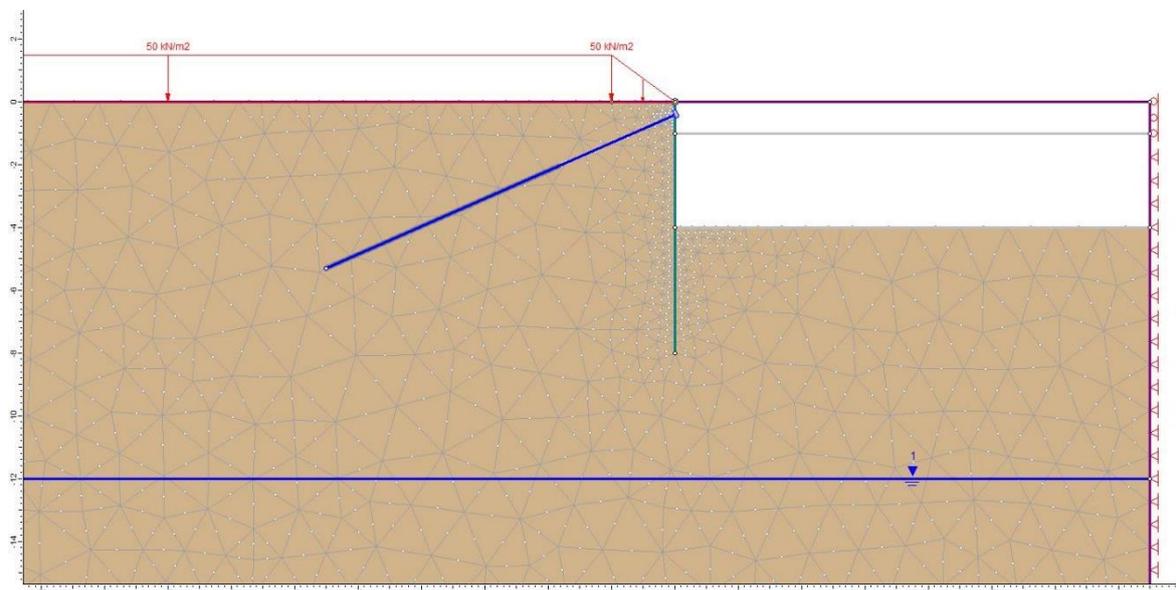
In sommità della paratia è previsto un cordolo di calcestruzzo: l'altezza relativa alla paratia stessa inserita nel modello di calcolo è comprensiva di tale cordolo; l'altezza complessiva della paratia è quindi di 8m.

Il livello di falda è posto da -13 m da p.c..

La tabella seguente riassume le caratteristiche dei tiranti adottati per la sezione in esame.

Tirante tipo	Armatura	Interasse (m)	Llib (m)	Lfond (m)	Ltot (m)	$\alpha$ (°)	Quota (m da testa-paratia)
T1	barra $\phi 32$ mm	2	6	8	14	25	-0.25

Il modello adottato misura circa 50 m in larghezza e 40 m in altezza; nella figura seguente si riporta un'immagine estratta dal software di calcolo per meglio comprendere la geometria del modello.



### Sezione di Calcolo – Geometria del modello di calcolo fase definitiva: Stage 5

Di seguito si riportano le fasi della modellazione adottate nel software di calcolo che simulano le operazioni di cantiere che si svolgeranno durante la realizzazione dell'opera.

#### Stage 1: CONDIZIONE GEOSTATICA

Corrisponde alla fase geostatica iniziale.

#### Stage 2: REALIZZAZIONE PARATIA

Vengono modellati i pali che costituiscono la paratia.

#### Stage 3-4: SCAVI PARZIALI ED ESECUZIONE TIRANTI

In queste fasi viene progressivamente schematizzato l'approfondimento dello scavo e l'esecuzione dei tiranti di ancoraggio alle quote di progetto.

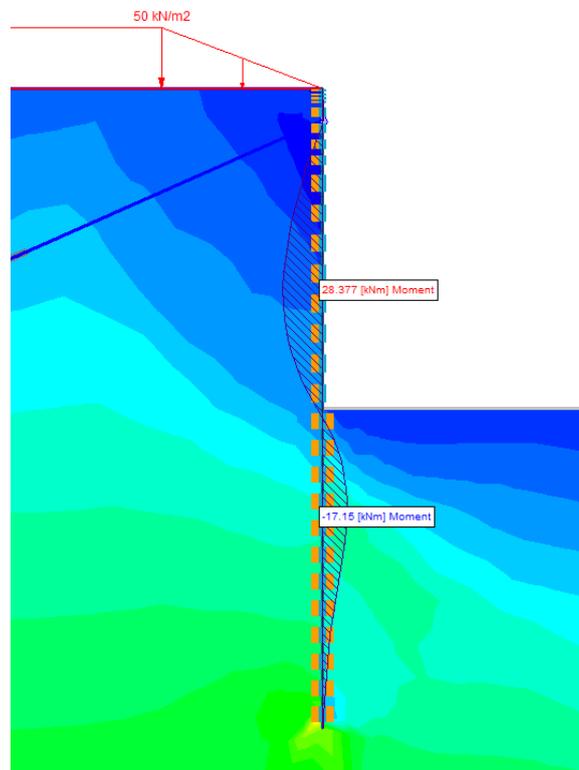
#### Stage 5: SCAVO DEFINITIVO

In questa fase viene schematizzato lo scavo massimo fino a quota -4m da testa paratia.

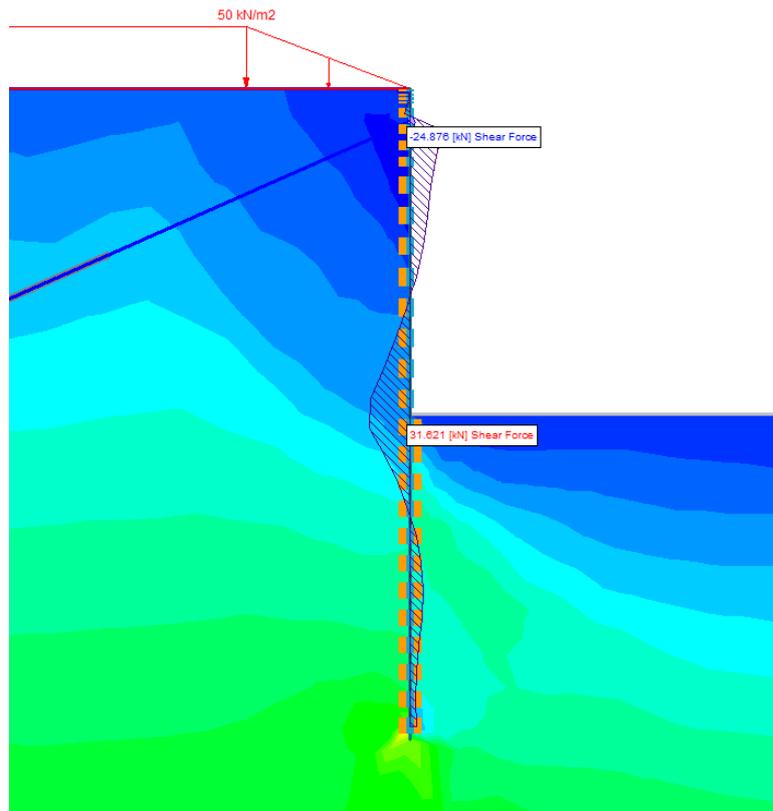
### 14.1.2 Verifiche di resistenza dei micropali

Nel presente paragrafo vengono eseguite le verifiche di resistenza strutturale della paratia. Le verifiche vengono effettuate agli stati limite ultimi confrontando le sollecitazioni massime fornite dal programma nello step più sfavorevole, moltiplicate per l'opportuno coefficiente parziale, con le resistenze della paratia.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi eseguite con il programma di calcolo per la sezione considerata; nelle figure sottostanti si mostrano i diagrammi del momento flettente e del taglio negli step di calcolo più significativi. Le sollecitazioni in oggetto sono riferite ad un metro lineare di sviluppo. Per trovare le sollecitazioni di progetto tali valori sono stati quindi moltiplicati per l'interasse dei micropali.



Comb 2 – Andamento Momento flettente per tutti gli step di calcolo



Comb 2 – Andamento Taglio per tutti gli step di calcolo

Le verifiche vengono effettuate agli stati limite ultimi confrontando le sollecitazioni massime, nello step più sfavorevole, con le resistenze dei micropali. Le azioni fornite dal programma vengono moltiplicate per un fattore 1,3 considerando le spinte delle terre come carichi permanenti per le verifiche a rottura, come stabilito dalla normativa vigente. Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni massime.

Comb	Caso	Sollecitazioni modello di calcolo		Sollecitazioni di progetto sul singolo micropalo	
		M (kNm/m)	V (kN/m)	Md (kNmm)	Vd (kN/m)
1	Statico	17	24	22	31
2	Statico	28	32	28	32

Sollecitazioni di progetto nei pali

I pali vengono armati con tubolari 139.7/10mm acciaio S355. Di seguito le verifiche strutturali.

Caso	$i_{medio}$ (m)	$\phi_{est}$ (mm)	Spess. (mm)	$A_{tubo}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_e$ (cm <sup>3</sup> )	$J_e$ (cm <sup>4</sup> )	$A_{tot}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$W_{tot}$ (cm <sup>3</sup> /m)
Comb 1	0.5	139.7	10.0	40.75	123.39	861.89	81.49	246.78
Comb 2	0.5	139.7	10.0	40.75	123.39	861.89	81.49	246.78

Caso	$T_{max}$ (kN/m)	$M_{max}$ (kNm/m)	$\sigma_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{id}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Comb 1	31.0	22.0	89.1	6.0	89.7
Comb 2	32.0	28.0	113.5	6.2	114.0

Verifiche micropali

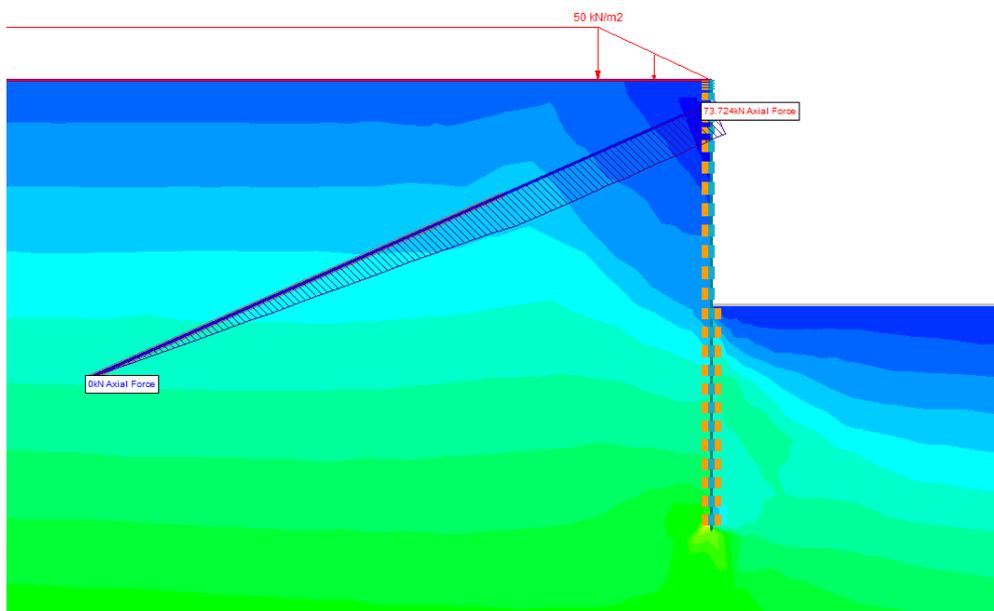
### 14.1.3 Verifiche dei tiranti

#### Caratteristiche generali e azioni di progetto

Nel presente paragrafo vengono dimensionati i tiranti sulla base delle azioni calcolate nei precedenti paragrafi. In tutti i casi si hanno tiranti armati con barre tipo Dywidag acciaio S670/800 di diametro f32mm con bulbi di fondazione realizzati con tecnologia IRS ad iniezioni ripetute e selettive. La tabella seguente mostra le caratteristiche dei tiranti adottati nei calcoli per ciascun ordine.

Tirante tipo	Armatura	Llib (m)	Lfond (m)	Ltot (m)	a (°)	Quota (m da testa-paratia)
T1	barra φ32mm	6	8	14	25	-1

Caratteristiche tiranti attivi provvisori (tecnologia IRS)



Azione massima sul tirante

Nella seguente tabella sono riportati i valori massimi delle azioni agenti nei tiranti per ciascuna sezione di calcolo nelle diverse combinazioni di normativa.

Tirante	F <sub>calc</sub> (kN)	N <sub>d</sub> (kN)
T1	74	96

Forze massime nei tiranti (N<sub>d</sub>)

Dove 'F<sub>calc</sub>' è la forza massima ottenuta dal modello di calcolo.

#### Verifiche strutturali dei tiranti

In tutti i casi si hanno tiranti armati con barre tipo Dywidag acciaio S670/800 di diametro f32mm: le verifiche strutturali dei tiranti vengono condotte considerando l'azione massima di progetto calcolata dai modelli FEM pari a 96 kN.

La resistenza di progetto risulta pari a:

$$T_{Rd} = \frac{A_{barre} \cdot f_{pyk}}{\gamma_s} = \frac{804 \text{ mm}^2 \cdot 670 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 513 \text{ kN}$$

Dove

$A_{barre}$  = area nominale barre

$\gamma_s$  = fattore di sicurezza sull'acciaio

$f_{pyk}$  = resistenza a snervamento della barra

Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi in quanto  $N_d = 96\text{kN} < T_{Rd} = 513\text{ kN}$ .

### **Calcolo lunghezza libera - Verifica geometrica**

La lunghezza libera dei tiranti viene calcolata in fase statica imponendo che l'ancoraggio possa sviluppare interamente la spinta attiva, vale a dire che l'ancoraggio deve essere posizionato al di fuori della linea ideale di spinta dal fondo della paratia inclinata di  $45^\circ + \varphi/2$  sull'orizzontale (cioè esternamente al cuneo ideale di spinta).

Pertanto, la lunghezza libera dei tiranti minima è pari a:

$$L_{lib-calc} = (H_{paratia} - h_{tirante}) \cdot \frac{\text{sen}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\text{sen}\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)} \cdot 1.1$$

dove:

$\alpha$  = inclinazione del tirante sull'orizzontale, pari in media a  $25^\circ$ ;

$H_{paratia}$  = altezza della paratia;

$h_{tirante}$  = quota del tirante rispetto alla testa della paratia;

$\varphi$  = angolo d'attrito dei livelli in sito, pari a  $28^\circ$ .

Quota (m da testa-paratia)	Tirante tipo	$H_{paratia}$ (m)	$h_{tirante}$ (m)	$L_{lib-calc}$ (m)	$L_{libera}$ (m)
I	T1	8	0.25	5.1	6

Le verifiche geometriche dei tiranti risultano in tutti i casi soddisfatti.

### **Calcolo lunghezza di fondazione**

In accordo con le N.T.C. 2018, la lunghezza della fondazione di un tirante definitivo deve essere definita in modo da garantire il rispetto della verifica a sfilamento del bulbo di ancoraggio.

#### Verifica a sfilamento

La prima verifica consiste nell'accertare che la forza di progetto dei tiranti ( $N_d$ ), calcolata attraverso i modelli di calcolo sopra esposti, sia minore della resistenza a sfilamento di progetto ( $R_{ad}$ ) del bulbo di ancoraggio:

$$N_d < R_{ad}$$

La resistenza a sfilamento di progetto ( $R_{ad}$ ) si determina dividendo la resistenza caratteristica ( $R_{ak}$ ) per un coefficiente parziale funzione del tipo di tirante (temporaneo o definitivo):

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

	simbolo	coefficiente parziale R3
temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
definitivi	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tabella 6.6.1 delle N.T.C. 2008, Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggio

La resistenza caratteristica allo sfilamento della fondazione ( $R_{ak}$ ) è funzione della lunghezza del bulbo, della resistenza a taglio tra bulbo e terreno adiacente, nonché delle modalità esecutive. La seguente formula viene comunemente utilizzata per calcolare la resistenza a sfilamento:

$$R_{ak} = \pi \cdot \varnothing_{\text{perf}} \cdot L_{\text{fond}} \cdot \tau_{ak} \cdot \alpha$$

in cui:  $\varnothing_{\text{perf}}$  = diametro medio di perforazione pari a 160 mm;  
 $L_{\text{fond}}$  = lunghezza di ancoraggio;  
 $\tau_{ak}$  = resistenza di attrito terreno-bulbo caratteristica;  
 $\alpha$  = coefficiente empirico funzione del terreno e delle modalità esecutive, assunto pari a 1.4.

La resistenza caratteristica  $\tau_{ak}$  si ricava applicando ai valori di aderenza minimo  $\tau_{a,c-\text{min}}$  e medio  $\tau_{a,c-\text{medio}}$  i coefficienti  $\xi$  riassunti nella tabella seguente, funzione del numero di verticali indagate.

numero profili di indagine	1	2	3	4	5
$\xi_{a3}$	1,8	1,75	1,7	1,65	1,6
$\xi_{a4}$	1,8	1,7	1,65	1,60	1,55

Tabella 6.6.III delle N.T.C. 2018, Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine.

Assumendo un coefficiente  $\xi$  pari a 1.65/1.6, la resistenza caratteristica può essere determinata attraverso la seguente espressione:

$$\tau_{ak} = \min \left( \frac{\tau_{a,c-\text{medio}}}{\xi_{a3}} ; \frac{\tau_{a,c-\text{min}}}{\xi_{a4}} \right)$$

Nel caso in oggetto si ha una aderenza caratteristica ( $\tau_{ak}$ ) pari a circa 80 kPa.

Nella seguente tabella si riporta, per ciascun ordine di tiranti, il diametro teorico del bulbo di ancoraggio, la lunghezza del bulbo, il tiro di progetto e le sopra descritte verifiche.

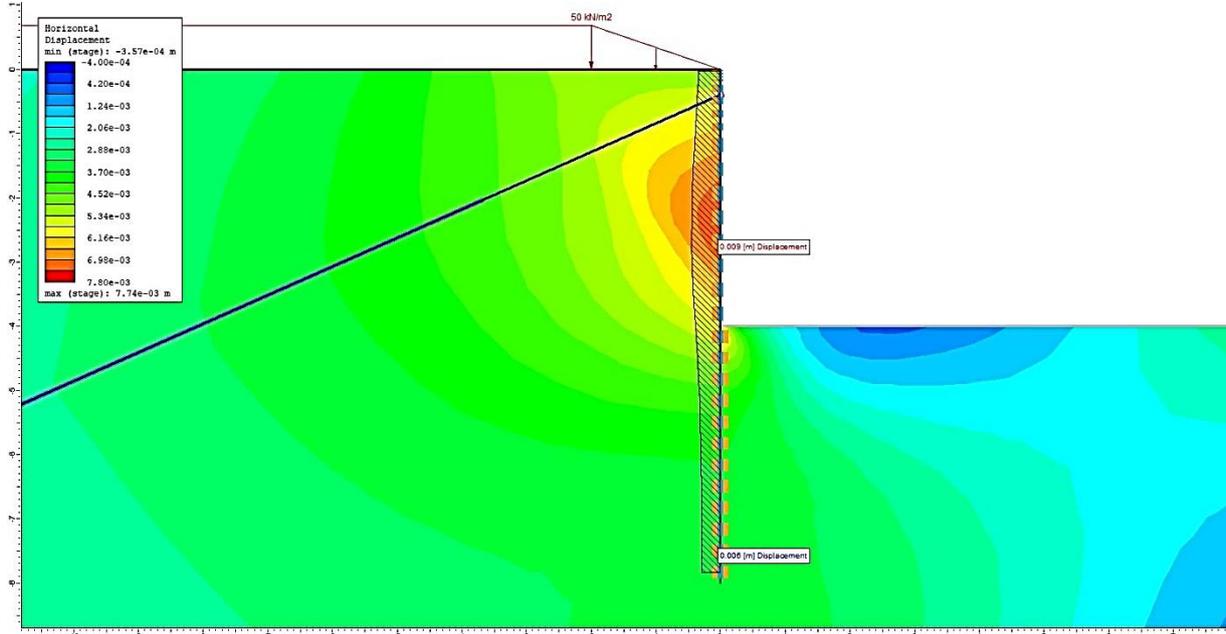
Tirante tipo	Lfond (m)	TEd (kN)	$\tau_{\text{lim-min}}$ (kPa)	$\tau_{\text{lim-media}}$ (kPa)	
T1	8	96	80	90	
				<b>VERIFICA GEOTECNICA</b>	
Tirante tipo	Lfond (m)	TEd (kN)	$\tau_{\text{lim-k}}$ (kPa)	R <sub>ad</sub> (kN)	R <sub>ad</sub> > T <sub>Ed</sub>
T1	8	96	50	243	<b>OK</b>

#### Verifiche dei bulbi di ancoraggio

Tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si osserva inoltre che le verifiche, qui non riportate, sono soddisfatte considerando anche l'aderenza trefoli-malta cementizia. In fase costruttiva, per altro, andranno eseguiti opportuni campi prova per le verifiche sulla tenuta dei bulbi di ancoraggio.

### 14.1.4 Verifiche degli spostamenti

Di seguito si riporta il diagramma degli spostamenti massimi (SLE).



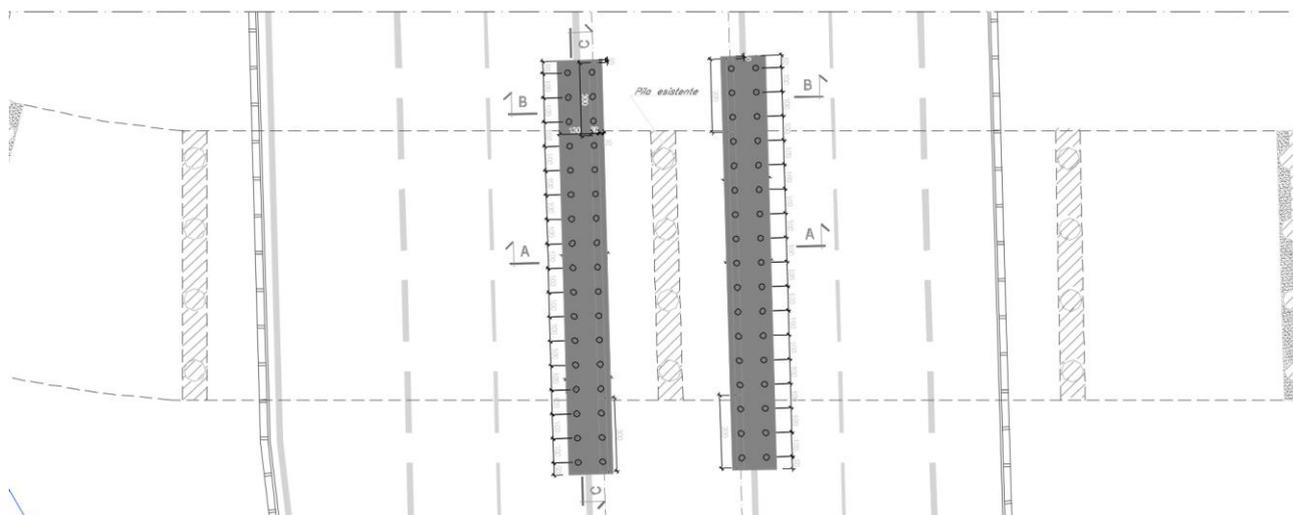
Comb 1 (SLE/STR) – Andamento Spostamenti della paratia per lo step di calcolo più gravoso

I valori massimi di spostamento pari a 1cm sono ritenuti ammissibili per l'opera in progetto e per la tipologia di terreno presente in sito.

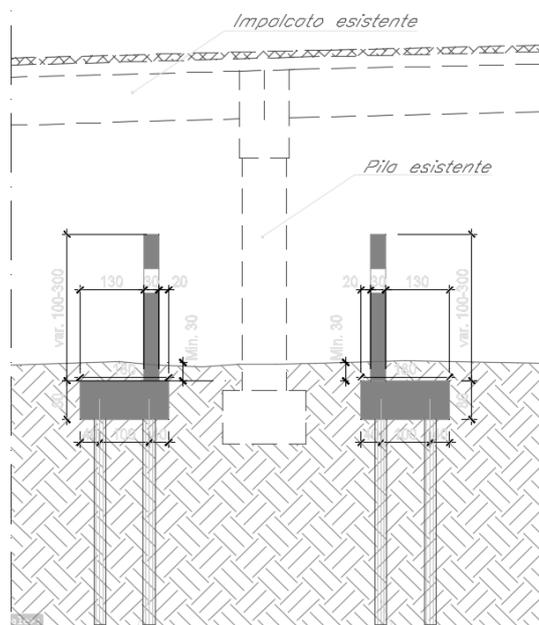
## 15 CAVALCAVIA – INTERVENTI DI PROTEZIONE DELLE PILE

Nel tratto di strada oggetto della progettazione sono presenti diversi sovrappassi le cui pile ricadono in prossimità delle barriere di bordo strada. Pertanto con riferimento a quanto riportato nella relazione tecnica della "Progettazione dispositivi di sicurezza" sono previsti muri di contenimento al fine di proteggere da eventuali urti gli elementi strutturali esistenti.

Le geometrie sono riportate nella figura seguente, gli sviluppi in pianta dei muri, variano a seconda della geometria dell'elemento da proteggere e sono descritti nella tabella di seguito riportata.



Vista planimetrica muri di contenimento



Sezione trasversale muri di contenimento

Muri di contenimento		
Progressiva pile cavalcavia	n° di muri	L muro
29+170	4	17.00
32+580	2	14.00
33+360	4	12.00
39+440	2	14.00
42+620	4	15.00

Sviluppi muro di contenimento per ogni cavalcavia

## 15.1 Materiali

### 15.1.1 Calcestruzzo

Muri di contenimento	
Classe di resistenza minima:	C28/35
Copriferro:	50 mm

### 15.1.2 Acciaio per barre

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk}$	=	540.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk}$	=	450.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite Ultimo</b>				
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s$	=	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd}$	= $f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30 N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite di Esercizio</b>				
Tensione max di trazione	$\sigma_s$	<	$0.80 \times f_{yk}$	= 360.00 N/mm <sup>2</sup>

## 15.2 Azioni

Con riferimento al par. 3.6.3.3.1 delle NTC 2018 per urti da traffico veicolare sotto ponti, si considera una forza trasversale applicata sul muro  $F_{d,y}$  pari a 500kN (per strade extraurbane la forza longitudinale  $F_{d,x}=1000kN$  e  $F_{d,y}=0.5 F_{d,x}$ ).

Come descritto nel paragrafo della norma si considerano due casi di carico: il primo con riferimento a urti di automobili e il secondo con riferimento a urti di in generale.

Di seguiti si riportano i calcoli eseguiti per ricavare le azioni sul muro verticale ed in fondazione. Per le azioni alla base del muro (con schema a mensola) e in fondazione si considera una distribuzione verticale dell'azione a 45°.

#### Geometria muro

sp	0.25	m
hmax	3	m
hmin	1	m

#### Geometria platea

h	0.8	m
l	1.8	m

#### Azioni

Pmax	54.75	kN/m
------	-------	------

Fd,x 1000 kN  
Fd,y 500 kN

Caso 1		Urto di automobili		Combo SLU accidentale: urto									
h <sub>F,1</sub>	0.5 m				Azioni estradosso platea al metro			Azioni estradosso platea su impronta			Azioni massime sul muro verticale al metro		
h <sub>impronta,1</sub>	0.25 m				N	V <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	N	V <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	N	V <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>
l <sub>impronta,1</sub>	1.5 m				kN/m	kN/m	kNm/m	kN	kN	kNm	kN/m	kN/m	kNm/m
l <sub>impronta,1</sub>					54.75	200	100	136.875	500	250	-	333.33	100
l <sub>proiet</sub>	2.5 m												

Caso 2		Urto in generale		Combo SLU accidentale: urto									
h <sub>F,2</sub>	1.25 m				Azioni estradosso platea al metro			Azioni estradosso platea su impronta			Azioni massime sul muro verticale al metro		
h <sub>impronta,2</sub>	0.5 m				N	V <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	N	V <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	N	V <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>
l <sub>impronta,2</sub>	1.5 m				kN/m	kN/m	kNm/m	kN	kN	kNm	kN/m	kN/m	kNm/m
l <sub>impronta,2</sub>					54.75	125	156.25	219	500	625	-	333.33	156.25
l <sub>proiet</sub>	4 m												

N positiva verso il basso

V<sub>t</sub> taglio in direzione trasversale all'asse stradale

M<sub>l</sub> momento flettente agente attorno all'asse stradale

## 15.3 Combinazioni delle azioni

Per le combinazioni di calcolo si considera quanto riportato al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018 in relazione alle combinazioni eccezionali.

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

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

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

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q<sub>kj</sub> che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G<sub>2</sub>.

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel § 2.6.1.

## 15.4 Verifica muro verticale

L'azione massima flettente per unità di lunghezza è pari a 156.25kNm/m, si considerano armature verticali pari a  $\phi 20/20 + \phi 20/40$  lato strada e  $\phi 20/20$  lato esterno.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15.71	6
			2	15.71	24
			3	7.85	22

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.  
 DXF

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipologia rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali:**  
 B450C  C28/35  
E<sub>su</sub>  ‰ E<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² E<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
E<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>   
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kNm  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione:**  
 Retta  Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

L'azione massima tagliante per unità di lunghezza è pari a 333.33kN/m (nella zona di applicazione della forza d'urto), si considerano spilli  $\phi 14/20 \times 20$ .

GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	300 mm	Classe cls	C28/35
Copriferro: c =	50 mm	fck	28 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	16 Mpa
		γ <sub>c</sub>	1.5
<b>Armatura Longitudinale</b>			
Diametro armatura tesa=	20 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	5	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	20 mm	f <sub>yd</sub>	391 Mpa
N° barre compresse =	5	γ <sub>s</sub>	1.15
<b>Armatura Trasversale</b>			
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	14 mm	AZIONI	
Passo armatura a Taglio=	200 mm	N <sub>Ed</sub> =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	5	V=	333.33 kN
Inclinazione staffe : α=	90 °	γ <sub>Rd</sub> =	1.00
Inclinazione puntone : θ=	45 °	V <sub>Ed</sub> = V * γ <sub>Rd</sub> =	333.33 kN
<b>VERIFICA A TAGLIO (17/01/2018)</b>			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V <sub>Rd</sub>	186.20 kN	
V <sub>Rd</sub> = {0.18·k·(100·ρ <sub>1</sub> ·f <sub>ck</sub> )/3/γ <sub>c</sub> +0.15·σ <sub>cp</sub> }·b <sub>w</sub> ·d ≥ (v <sub>min</sub> + 0.15·σ <sub>cp</sub> )·b <sub>w</sub> ·d		<b>OCCORRE ARMATURA A TAGLIO</b>	
<b>Resistenza sezioni armate a taglio</b>			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V <sub>Rsd</sub>	338.66 kN	

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
<b>Resistenza per sezioni armate a taglio</b>	$V_{Rcd}$	<b>892.50 kN</b>
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		<b>338.66 kN</b>

La verifica risulta soddisfatta.

## 15.5 Verifica fondazioni

### 15.5.1 Micropali

Si prevedono fondazioni di tipo indiretto su micropali di diametro esterno f220. Sulla base degli scarichi sul muro (urto, peso proprio), di seguito si riportano le massime azioni di progetto sui pali di fondazione. Il dimensionamento dei micropali tiene conto di una distribuzione delle azioni a 45° fino all'intradosso-fondazione, tenendo conto quindi anche dello spessore della ciabatta di fondazione.

L'interasse dei micropali è pari a 1.1 m in entrambe le direzioni.

	<b>F<sub>x</sub></b>	<b>F<sub>y</sub></b>	<b>P</b>	<b>M<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>
<b>n°</b>	<b>KN</b>	<b>KN</b>	<b>KN</b>	<b>KN-m</b>	<b>KN-m</b>
1	134	0	233	0	67
2	98	0	318	0	123

Azioni intradosso fondazione agenti nel baricentro (per un tratto di 1.1 m pari all'interasse dei micropali)

Dove:

F<sub>x</sub>: azione ortogonale al muro anti-svio

M<sub>y</sub>: Momento attorno all'asse y (longitudinale al muro)

P: Azione verticale

Di seguito si riporta la geometria dei pali riferita a un sistema di coordinate avente come origine il baricentro della palificata.

<b>N. Palo</b>	<b>d<sub>x</sub> [m]</b>	<b>d<sub>y</sub> [m]</b>	<b>d<sub>i</sub> [m]</b>	<b>J<sub>x</sub> [m<sup>2</sup>]</b>	<b>J<sub>y</sub> [m<sup>2</sup>]</b>
1	-0.55	0.10	0.56	0.6	0.0
2	0.55	0.10	0.56	<b>J<sub>TOR</sub> [m<sup>2</sup>]</b>	<b>N. Pali</b>
				0.6	2.0

Per ciascuna combinazione di carico, sono state calcolate le seguenti azioni di progetto per il dimensionamento dei pali stessi.

<b>n°</b>	<b>Npalo-min (kN)</b>	<b>Npalo-max (kN)</b>	<b>Vpalo-max (kN)</b>
1	55	177	67
2	47	271	49

### Verifiche geotecniche

Di seguito si riportano i dati di base per il calcolo della capacità portante del singolo micropalo.

Iniezioni semplici a gravità				
Diametro di perforazione	$\phi$ -lat (mm)	<b>220</b>	diametro di calcolo ( $\alpha=1,1$ )	242
	$\phi$ -bas (mm)	<b>220</b>		242
Fattori parziali portata di base	gR-bas	1.35		
Fattori parziali portata laterale (compressione e trazione)	gR-lat	1.15	1.25	
Coefficiente riduttivo in funzione del numero di verticali	x4	1.7		
APPROCCIO	<b>APPROCCIO 2: A1+M1+R3 (NTC 2018)</b>			

Nel calcolo è stato assunto un valore dell'aderenza ( $\tau$ ) per terreni granulari addensati pari a 80 kPa, secondo le indicazioni di Bustamante & Doix (1983) in relazione alle indicazioni delle caratteristiche medie dei terreni in corrispondenza delle opere.

La tabella seguente riporta la capacità portante verticale del singolo micropalo con le assunzioni appena riportate.

L (m)	$\tau$ (kPa)	$q_{bas}$ (kPa)	Compressione		Compressione
			Fd-lat (kN)	Fd-bas (kN)	Fd-tot (kN)
0	0	2000	0	40.1	40
0.5	80	2000	16	40.1	55
1	80	2000	31	40.1	71
1.5	80	2000	47	40.1	86
2	80	2000	62	40.1	101
2.5	80	2000	78	40.1	116
3	80	2000	93	40.1	131
3.5	80	2000	109	40.1	147
4	80	2000	124	40.1	162
4.5	80	2000	140	40.1	177
5	80	2000	156	40.1	192
5.5	80	2000	171	40.1	207
6	80	2000	187	40.1	223
6.5	80	2000	202	40.1	238
7	80	2000	218	40.1	253
7.5	80	2000	233	40.1	268
8	80	2000	249	40.1	283
8.5	80	2000	264	40.1	299
9	80	2000	280	40.1	314
9.5	80	2000	296	40.1	329
10	80	2000	311	40.1	344

Assumendo una lunghezza di 8 m, si ha una capacità portante di progetto a compressione pari a 283 kN, maggiore rispetto alla massima azione assiale pari a 271 kN.

### Verifiche strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo viene effettuato con il metodo della linea elastica. Si adotta un'armatura composta da tubolare in acciaio S355 168.3/8 mm, avente le seguenti caratteristiche.

$\phi_{est}$ mm	Spessore mm	$A_{tubo}$ cm <sup>2</sup>	$W_e$ cm <sup>3</sup>	$J_e$ cm <sup>4</sup>
168.3	8	40.29	154.16	1297.27

Di seguito i principali input inseriti nel modello di calcolo, dove le grandezze indicate esprimono i valori equivalenti che tengono conto sia della malta, sia del tubolare metallico.

Lunghezza (m)	Diametro (mm)	Area (m <sup>2</sup> )	Mom. di inerzia (m <sup>4</sup> )	$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
8	240	0.045	0.00019	30

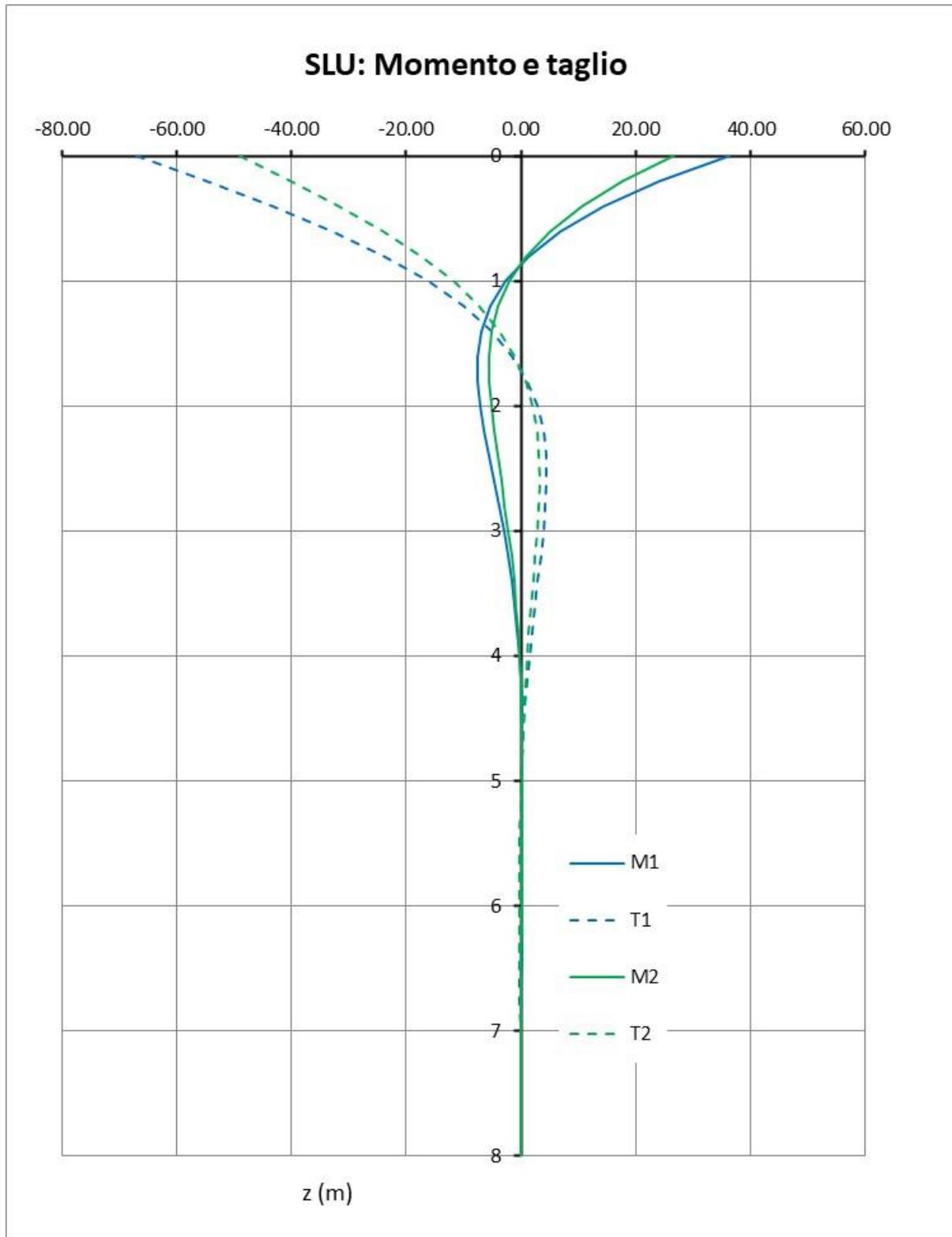
*Caratteristiche micropali di fondazione*

<b>N.</b>	<b>Npalo-min (kN)</b>	<b>Npalo-max (kN)</b>	<b>Vpalo-max (kN)</b>
1	55	177	67
2	47	271	49

*Azioni in testa palo massime*

Per quanto riguarda la stratigrafia di progetto è stata utilizzata la schematizzazione indicata nel precedente capitolo sulla caratterizzazione geotecnica. Il modulo di reazione è stato assunto pari a 70.000 kN/m<sup>3</sup> in relazione ad un modulo elastico medio dei terreni pari a 23 MPa.

Di seguito si riportano i grafici significativi dei risultati del modello adottato.



Con tale configurazione, i valori del taglio e del momento massimo ottenuti in testa-palo sono sintetizzati nella tabella seguente.

N.	Nd-min (kN)	Nd-max (kN)	Vd (kN)	Md (kN)
1	55	177	67	36.4
2	47	271	49	26.6

*Azioni in testa palo massime*

Per tutti i casi la testa-palo è considerata immersata nel cordolo di sommità in c.a.: il vincolo in testa-palo è stato di conseguenza schematizzato cautelativamente come un incastro.

Le verifiche sotto riportate sono state effettuate ai sensi delle N.T.C. 2018

Le verifiche sotto riportate, che non tengono conto della presenza della malta cementizia ma solo dell'armatura metallica, sono state effettuate ai sensi delle N.T.C. 2018.

Determinazione delle classi delle sezioni trasversali degli elementi in acciaio

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$$

La classe si determina confrontando il rapporto diametro/spessore del tubolare con un multiplo di  $\varepsilon$ .

Classe	Sezione
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$

Le sezioni considerate in questo progetto risultano essere di classe 1.

#### Verifica a flessione

Si verifica che il momento flettente di progetto nella sezione sia minore della resistenza di progetto a flessione.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c, Rd}} \leq 1$$
$$M_{c, Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:

$M_{Ed}$  è il momento flettente di progetto

$M_{c, Rd}$  è la resistenza a flessione di progetto

$W$  è il modulo di resistenza (cautelativamente è stato considerato il modulo elastico anziché quello plastico)

#### Verifica a taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c, Rd}} \leq 1$$
$$V_{c, Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$
$$A_v = 2A/\pi$$

dove:

$V_{Ed}$  è l'azione di taglio di progetto

$V_{c, Rd}$  è la resistenza a taglio di progetto

$A_v$  è l'area resistente a taglio

### Verifica a presso flessione e taglio

Deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_N + \sigma_M)^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq f_{yk} / \gamma_{M0} = f_d$$

Dove

$\sigma_N$  è la tensione normale dovuta all'azione assiale

$\sigma_M$  è la tensione normale dovuta al momento flettente

$\tau_{Ed}$  è la tensione tangenziale dovuta al taglio

Eseguendo i calcoli si ottiene:

<b>N<sub>ed</sub> (kN)</b>	<b>T<sub>ed</sub> (kN)</b>	<b>Med (kNm)</b>	<b>V<sub>c,Rd</sub> (kN)</b>	<b>Mc,Rd (kNm)</b>	<b><math>\sigma_{max}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\tau_{max}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\sigma_{id}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fs</b>	<b>Verifica</b>
177	67	36	500.6	52.1	280	33	286	1.18	ok
271	49	26.6	500.6	52.1	240	24	243	1.39	ok

Verifiche dei micropali

Considerando che  $f_d$  è pari a 338,1 N/mm<sup>2</sup>, le verifiche strutturali dei micropali risultano soddisfatte.

### Spostamenti pali

Gli spostamenti massimi risultano pari a 1 cm circa. Si considerano quindi ammissibili per l'opera in esame.

## **15.5.2 Ciabatta di fondazione**

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della ciabatta di fondazione sollecitata dalle reazioni dei micropali calcolate precedentemente. In particolare si riportano le seguenti verifiche:

- 1) Verifica di punzonamento del palo (compressione)
- 2) Verifica a flessione del plinto

L'armatura è composta da barre  $\phi 20\text{mm}/20\text{cm}$ .

### Verifica di punzonamento del palo (compressione)

Di seguito la verifica di punzonamento in corrispondenza della superficie del palo  $f_{220}$ . Si considera uno spessore del plinto di 800mm.

L'azione di progetto massima a compressione del palo risulta pari a 271 kN.

UNI EN 1992-1-1:2005 – VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO			
(Par. 6,4)			
Palo			
Combinazione di carico	SLUS		
Sforzo assiale di progetto fattorizzato $N_d$	271	kN	
Resistenza caratteristica a compressione cls $f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente parziale per il calcestruzzo $\gamma_c$	1.5		
Altezza della sezione $h$	800	mm	
Copriferro $c$	50	mm	
Diametro massimo armatura longitudinale della ciabatta $\Phi$	20	mm	
Altezza utile della sezione $d_{eff} = (d1 + d2) / 2$	733	mm	
Diametro del palo			
	$d =$	800	mm
<b>Verifica lungo il perimetro del palo</b>			
Coefficiente $\beta$	1.50		
Coefficiente $v = 0,6 [1 - (f_{ck}/250)]$	0.533		
Resistenza di progetto a compressione cls $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$	15.867	N/mm <sup>2</sup>	
Tensione di taglio-punzonamento lungo perimetro palo $v_{Ed} = \beta N_d / [(2c_1 + 2c_2) d]$	0.221	N/mm <sup>2</sup>	(eq. 6.53)
Tensione di taglio-punzonamento resistente $v_{Rd,max} = 0,5 f_{cdV}$	4.227	N/mm <sup>2</sup>	$v_{Rd,max} > v_{Ed}$ OK

### Verifica flessionale

Di seguito si riporta la verifica a flessione considerando il momento trasferito dal muro in elevazione alla ciabatta di fondazione. Si assumono barre f20/20 cm con copriferro netto 5 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo:

N° strati barre  Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm <sup>2</sup> ]	d [mm]
1	1000	800	1	1571	80
			2	1571	720

**Tipologia Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

**Barre**

N°   $\Phi$

As

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

**Tipologia flessione**

Retta  Deviata

N° rett.

L<sub>0</sub>  mm

Precompresso

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN

M<sub>xEd</sub>   kNm

M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[mm] xN  yN

**Tipologia rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  mm

x  x/d

$\delta$

**Materiali**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$

$E_s / E_c$    $f_{cc} / f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$

$\tau_{c1}$

Le verifiche strutturali risultano soddisfatte.