Regione Liguria

Città Metropolitana di Genova

COMUNE DI GENOVA

OPERE DI ADEGUAMENTO IDRAULICO DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO ROSATA NEL COMUNE DI GENOVA

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

RTP:

MANDATARIA

EDes Earth Design

Dott. Ing. Bartolomeo VISCONTI
Dott. Ing. Luca GATTIGLIA
Dott. Ing. Chiara PALESE
Dott. Geol. Mauro CASTELLETTO

MANDANTI

ENARCH S.r.l.
Dott. Ing. Paolo RUGGIERI
Dott. Arch. Grazia PRASSA

Dott. Ing. Andrea MASCARO

Dott. Ing. Stefano VANDONI

Dott. Archeol. Fabrizio DEL PRETE

EDes Ingegneri Associati P.IVA 10759750010
Via Postumia 49, 10142 Torino
Tel. +39 011.0262900 Fax. +39 011.0262902
www.edesconsulting.eu edes@edesconsulting.eu

Elaborato		Codice	Revisione	Data
5		19038-DE31-0_STR	0	MAR. 2020
Scala	-			

COMMITTENTE:	Comune di Genova
R.U.P.:	Dott. Arch. Roberto VALCALDA
	Via Garibaldi 9, Palazzo Tursi, 16124 Genova

REGIONE LIGURIA

CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA



COMUNE DI GENOVA

OPERE DI ADEGUAMENTO IDRAULICO DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO ROSATA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

INDICE

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE 5
3. MATERIALI 9
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 11
5. NUOVO PONTE SU RIO ROSATA 12
   5.1. Modellazione della struttura 12
      5.1.1 Schema statico e caratteristiche degli elementi strutturali 12
      5.1.2 Geometria delle sezioni 13
      5.1.3 Modellazione Micropali di fondazione sotto spalla 14
   5.2. Analisi dei carichi 15
      5.2.1 Carichi permanenti strutturali 15
      5.2.2 Carichi permanenti portati 15
      5.2.3 Azioni variabili da traffico 15
      5.2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione 16
      5.2.5 Caratterizzazione sismica del sito 17
      5.2.6 Reazioni vincolari 19
   5.3. Analisi strutturale 20
      5.3.1 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti 20
      5.3.2 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti nella progettazione geotecnica 22
      5.3.3 Combinazioni delle azioni analizzate per l'impalcato 23
   5.4. Verifiche dell'impalcato 25
      5.4.1 Verifiche allo SLU per pressoflessione 25
      5.4.2 Verifiche allo SLU per taglio 26
   5.5. Micropali di fondazione sotto spalla 29
      5.5.1 Considerazioni sulla azione di frenatura 29
      5.5.2 Verifica della Paratia 32
6. AMPLIAMENTO SCATOLARE ESISTENTE: SEZIONE 100 40
   6.1. Modellazione dell'ampliamento dello scatolare esistente: sezione 100 43
   6.2. Verifica della Paratia per la sezione 100 43
      6.2.1 Verifica resistenza strutturale paratia per la sezione 100 44

6.2.2 Verifica portata geotecnica micropali verticali per la sezione 100 46
7. AMPLIAMENTO SCATOLARE ESISTENTE: SEZIONE 150 48
7.1. Modellazione dell'ampliamento dello scatolare esistente: sezione 150 52
7.2. Verifica della Paratia per la sezione 150 53
7.2.1 Verifica resistenza strutturale paratia per la sezione 150 54
7.2.2 Verifica portata geotecnica micropali verticali per la sezione 150 56
8. VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO 58
8.1. Descrizione del software di calcolo 58
8.2. Relazione di accettabilità' dei calcoli eseguitivi con elaboratore 60
8.3. Progetto e verifiche muri d'argine rio rosata 61
8.3.1 Descrizione delle opere 61
8.3.1 Materiali 61
8.3.2 Curve di materiali c.a. 62
8.3.3 Armature 62
8.3.4 Terreno. 63
8.3.5 Caratterizzaione sismica 64
8.4. Metodi di calcolo 65
8.4.1 Descrizione della Normativa Sismica 65
8.4.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte 68
8.4.3 Verifica sezione muro d'argine destro 71
8.4.4 Verifica sezione muro d'argine sinistro 79
8.4.5 Verifica spalla nuova passerella pedonale 88

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

[1] Legge N° 1086 del 05/11/1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica" e relative Norme Tecniche

[2] D.M. 17-01-2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

[3] Circolare 21-01-2019 n° 21 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Oggetto della presente Relazione di calcolo è la verifica preliminare dell'impalcato appartenente al ponte sul Rio Rosata, ubicato in Via Superiore Rosata, Genova e la verifica preliminare delle opere di adeguamento idraulico e idrogeologico del Rio Rosata, consistenti nell'ampliamento della sezione scatolare esistente ed in alcune altre opere quali muri spondali e parapetti.

L'impalcato del ponte è costituito da n° 55 travetti a sezione T rovescio piena, di altezza pari a 13 cm e larghezza 14 cm, su cui si getta la soletta di collegamento e solidarizzazione mutua delle travi avente spessore pari a 35 cm, per una altezza totale di impalcato pari a 45 cm.

I travetti sono prefabbricati e precompressi con armature di precompressione pre-tese aventi tracciato rettilineo. Essi hanno lunghezza pari a 8.25 m; l'impalcato è completato dal getto di calcestruzzo in opera che, oltre a realizzare la soletta superiore, comprende anche le zone di testata in corrispondenza delle spalle. Al di sopra della soletta viene realizzato un massetto di conglomerato bituminoso di spessore variabile con completamento superiore della pavimentazione stradale, garantendo una pendenza trasversale idonea allo scolo delle acque meteoriche.

La lunghezza dell'impalcato è pari a 8.80 m, con luce di calcolo assunta pari a 8.25 m, con travi poggianti direttamente sulle spalle realizzate con muri in cemento armato fondati su micropali verticali realizzati con perforazione di diametro Ø200 mm e con lunghezza L=7 m, armati con profili tubolari metallici di diametro 139,7 mm e spessore 8 mm, disposti con interasse di 0.33m. I micropali verticali di cui sopra si integrano con micropali inclinati di 30° sulla verticale, posti ad interasse pari a 1,66 m, realizzati con perforazione di diametro Ø140 mm e con lunghezza L=6 m, armati con profili tubolari metallici di diametro 88,9 mm e spessore 8 mm

Il ponte è "sbieco" in pianta e presenta variazione rispetto alla normalità di circa 47.5°.

Si riportano di seguito alcune immagini della struttura oggetto di verifica, nella sua configurazione definitiva.

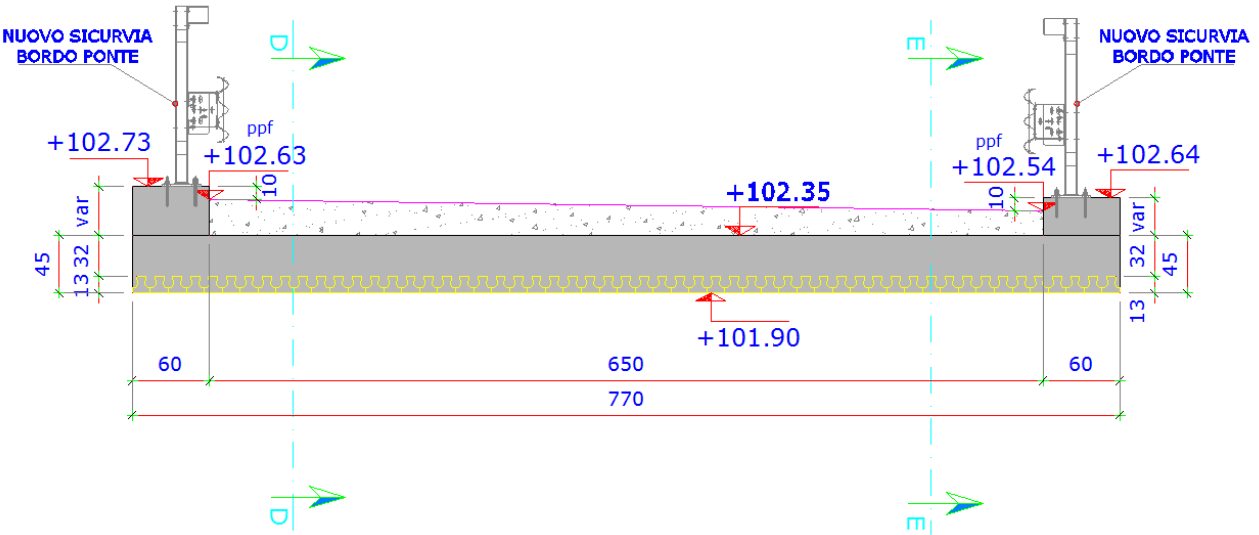


Figura 2.1 – Sezione trasversale dell'impalcato

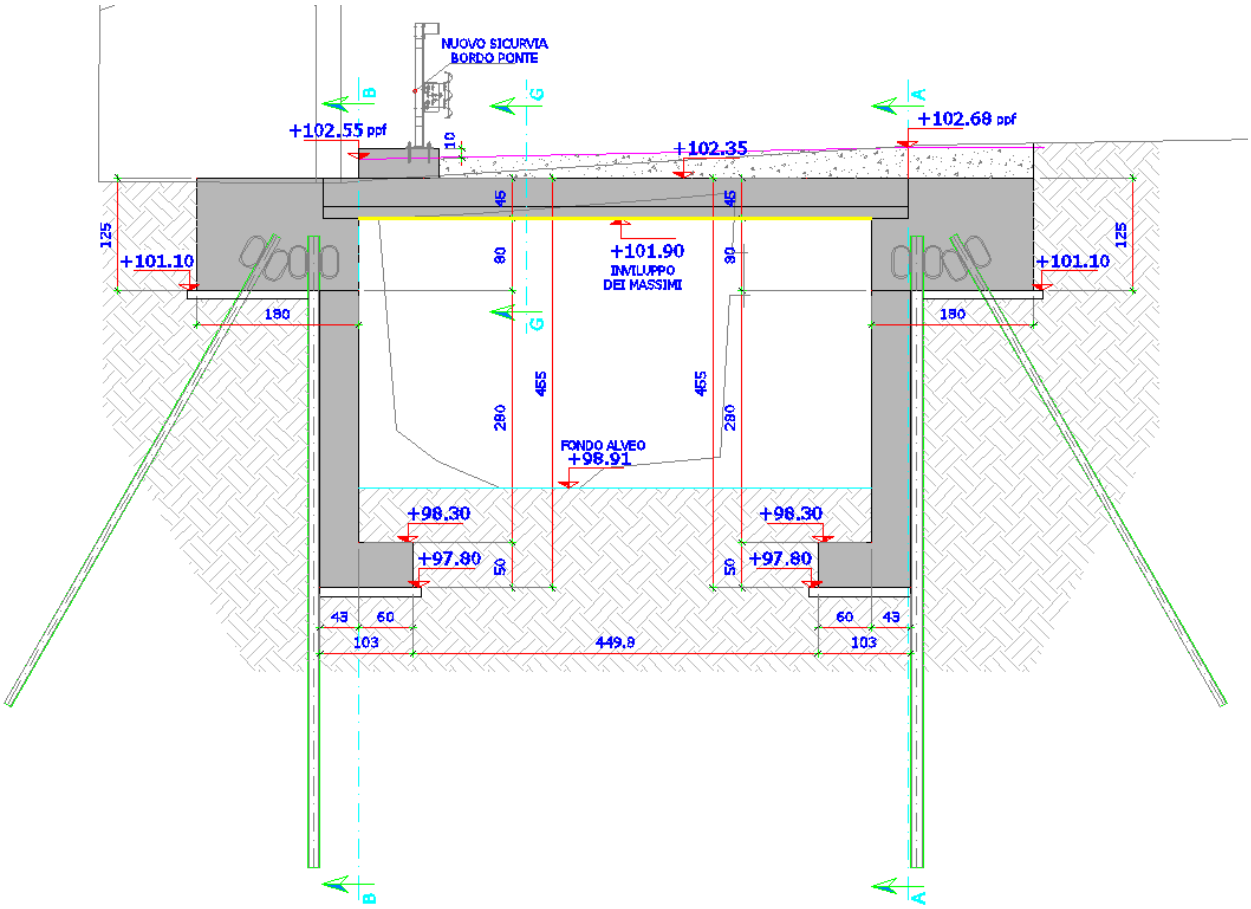


Figura 2.2 - Profilo longitudinale d'impalcato

Per quanto riguarda le opere di allargamento della sezione scatolare esistente, sono state analizzate due sezioni rappresentative (Sez 100 e Sez 150). Si riportano di seguito alcune immagini delle sezioni di interesse oggetto di verifica, nella loro configurazione finale.

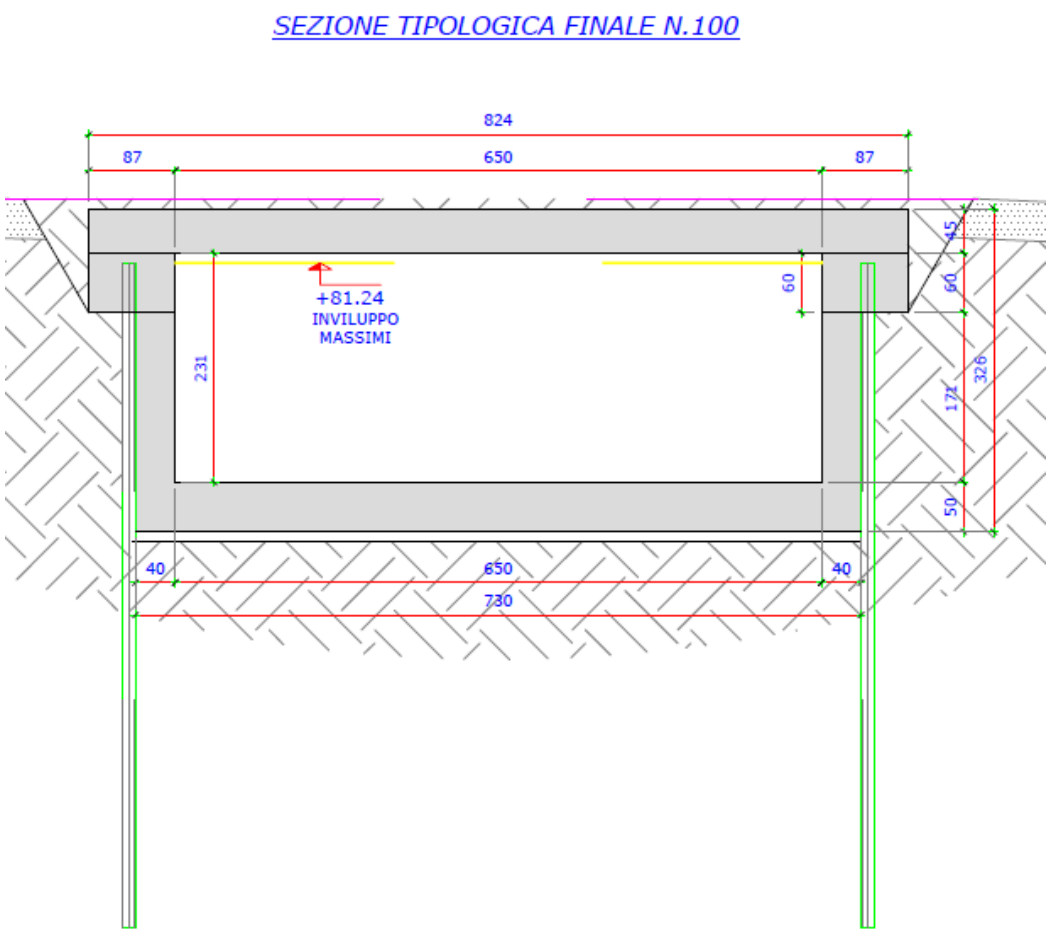


Figura 2.3 - Profilo longitudinale sezione 100 Rio Rosata



Figura 2.4 – Pianta tipologica sezione 100 Rio Rosata

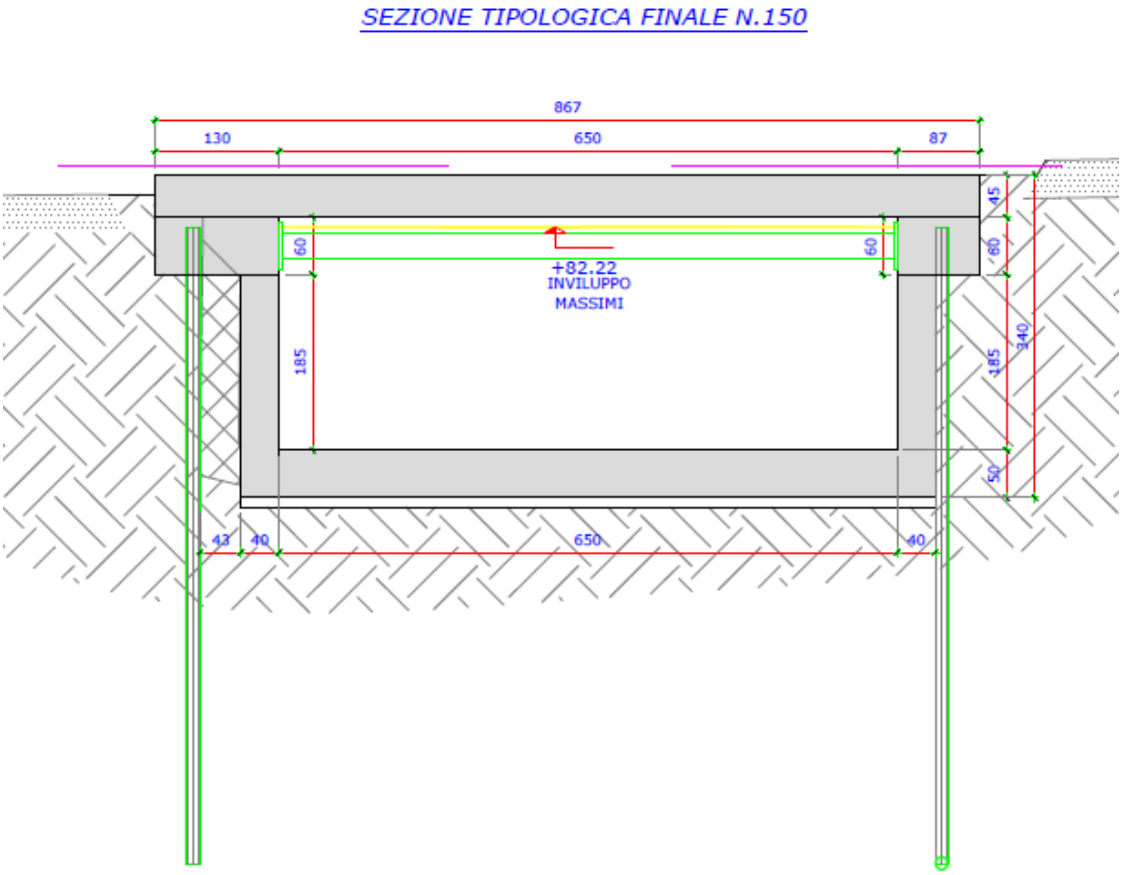


Figura 2.5 - Profilo longitudinale sezione 150 Rio Rosata

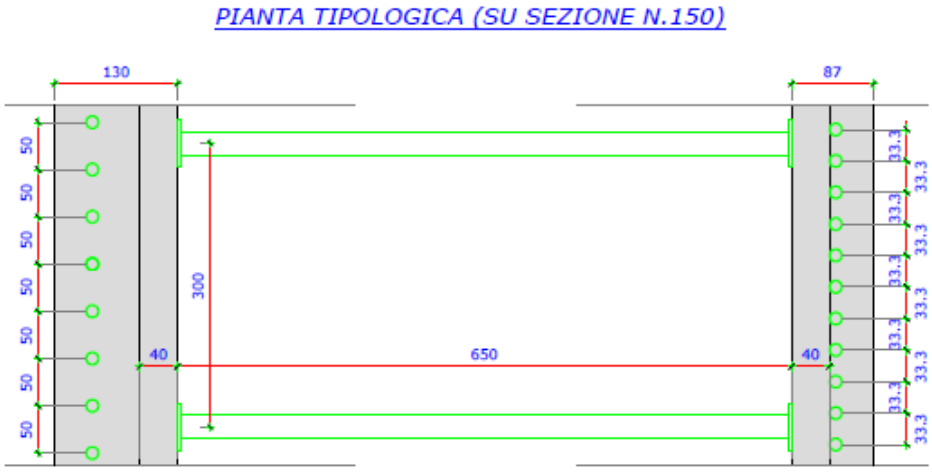


Figura 2.6 – Pianta tipologica sezione 150 Rio Rosata

3. MATERIALI

I materiali considerati nella presente analisi sono i seguenti:

- ACCIAIO PER BARRE DA C.A.O. (B450C)
  - Tensione caratteristica di snervamento ..... $f_{yk} \geq 450$ N/mm²
  - Tensione caratteristica di rottura ..... $f_{tk} \geq 540$ N/mm²
  - Tensione di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (1,15) ..... $f_{yd} = 391.3$ N/mm²
  - Modulo di Young ..... $E_s = 206000$ N/mm²

- ACCIAIO PER C.A.P.
  - Tensione caratteristica di snervamento ..... $f_{p1k} \geq 1670$ N/mm²
  - Tensione caratteristica di rottura ..... $f_{ptk} \geq 1860$ N/mm²
  - Tensione di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (1,15) ..... $f_{yd} = 1452$ N/mm²
  - Modulo di Young ..... $E_s = 196000$ N/mm²

- ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI (S355JR)
  - Tensione caratteristica di snervamento ..... $f_{yk} \geq 355$ N/mm²
  - Tensione caratteristica di rottura ..... $f_{tk} \geq 510$ N/mm²
  - Tensione di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (1,05) ..... $f_{yd} = 388.1$ N/mm²
  - Modulo di Young ..... $E_s = 210000$ N/mm²

- CALCESTRUZZO

Classe C25/30 – Fondazioni e muri:

  - Resistenza caratteristica cilindrica ..... $f_{ck} \geq 25$ N/mm²
  - Resistenza caratteristica cubica ..... $R_{ck} \geq 30$ N/mm²
  - Resistenza di calcolo a trazione media ..... $f_{ctm} \geq 2.56$ N/mm²
  - Modulo di Young ..... $E_{cm} = 31476$ N/mm²

Classe C35/45 – Soletta e cordoli:

- Resistenza caratteristica cilindrica ..... $f_{ck} \geq 35$ N/mm²
- Resistenza caratteristica cubica ..... $R_{ck} \geq 45$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a trazione media ..... $f_{ctm} \geq 3.21$ N/mm²
- Modulo di Young ..... $E_{cm} = 30979$ N/mm²

Classe C45/55 – Travetti c.a.p.:

- Resistenza caratteristica cilindrica ..... $f_{ck} \geq 45$ N/mm²
- Resistenza caratteristica cubica ..... $R_{ck} \geq 55$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a trazione media ..... $f_{ctm} \geq 3.79$ N/mm²
- Modulo di Young ..... $E_{cm} = 36283$ N/mm²

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base dei risultati delle indagini e degli elaborati e studi geologici, si perviene ad una caratterizzazione geotecnica dei terreni e quindi alla definizione stratigrafica e dei parametri geotecnici di progetto. Per il sito in esame, le unità geotecniche interessate sono le seguenti:

- Unità U1: Terreno di Riporto
- Unità U2: Ghiaia eterometrica con sabbia e ciottoli
- Unità U3: Ghiaia eterometrica con sabbia e trovanti
- Unità U4A: Substrato argillitico fortemente alterato
- Unità U4B: Substrato argillitico alterato
- Unità U5: Substrato argillitico

In accordo con quanto riportato nella relazione geotecnica generale, si considerano i seguenti parametri geotecnici di progetto in funzione delle sezioni analizzate:

Tabella 4.1 Parametri geotecnici di progetto

Unità geotecniche		**U1**	**U2**	**U3**	**U4A**	**U4B**	**U5**
Peso per unità di volume	γ [kN/m3]	18,5	19	19	20	20	22
Angolo resistenza al taglio	ϕ' [°]	27	38	36	36	38	38
Coesione drenata	c' [kPa]	0	0	0	0	0	5

5. NUOVO PONTE SU RIO ROSATA

5.1. Modellazione della struttura

5.1.1 Schema statico e caratteristiche degli elementi strutturali

Il calcolo dell'impalcato è stato effettuato utilizzando il programma ad elementi finiti Midas Civil 2020 v 1.2.

Il modello è di tipo spaziale agli elementi finiti, in modo da poter valutare l'effettivo grado di ripartizione trasversale della soletta collaborante con le travi principali. A tal proposito sia le travi principali sia la soletta sono state modellate mediante elementi "plate", attribuendo loro le relative caratteristiche geometriche e di sezione.

Si è modellata la soletta in calcestruzzo sempre con elementi di tipo "plate", con caratteristiche geometriche e di sezione relative alla porzione di competenza.

Il software permette di definire delle linee di carico viaggiante sulle quali i carichi vengono movimentati longitudinalmente come da Normativa.

Alla pagina seguente in Figura 5.1 è riportata una rappresentazione tridimensionale del modello dell'impalcato ed in Figura 5.2 la schematizzazione dei nodi del modello di calcolo.

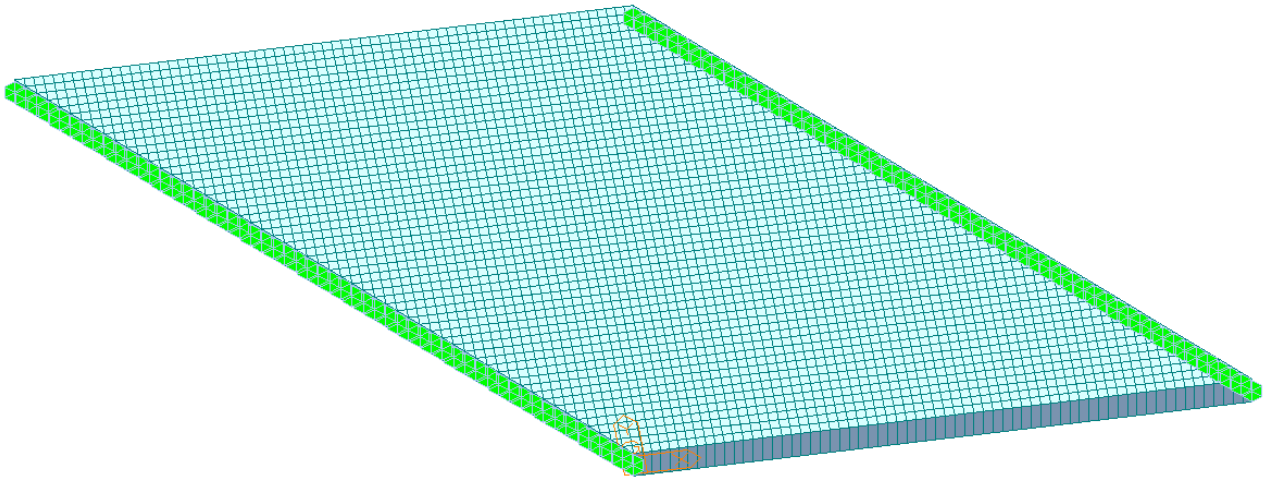


Figura 5.1 - Schema impalcato – Modello 3D

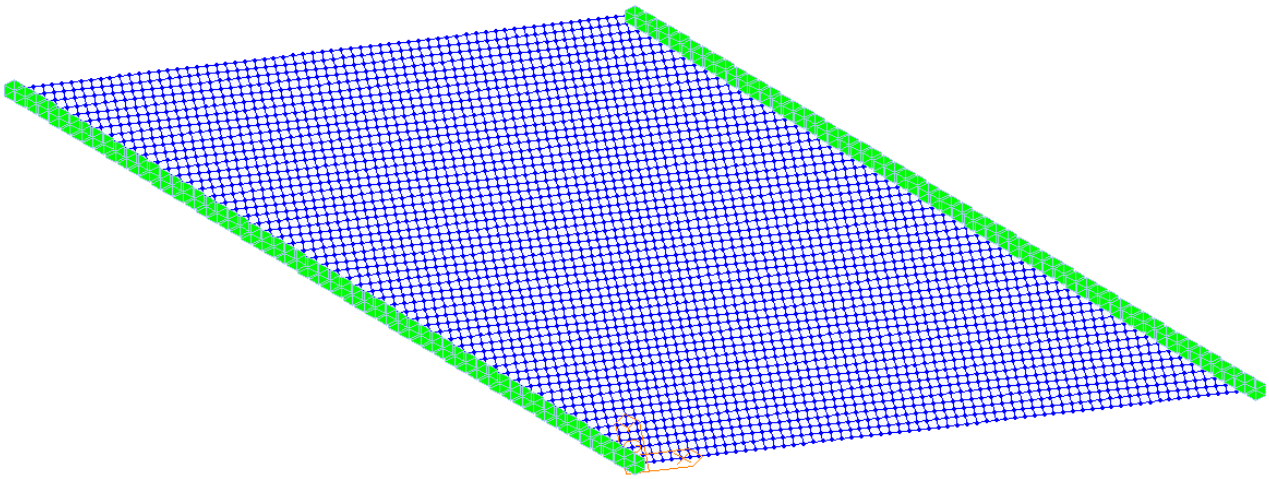


Figura 5.2 – Schematizzazione nodi e travi del modello di calcolo

5.1.2 Geometria delle sezioni

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche delle sezioni utilizzate per gli elementi di impalcato, con riferimento al modello nella situazione finale con soletta collaborante.

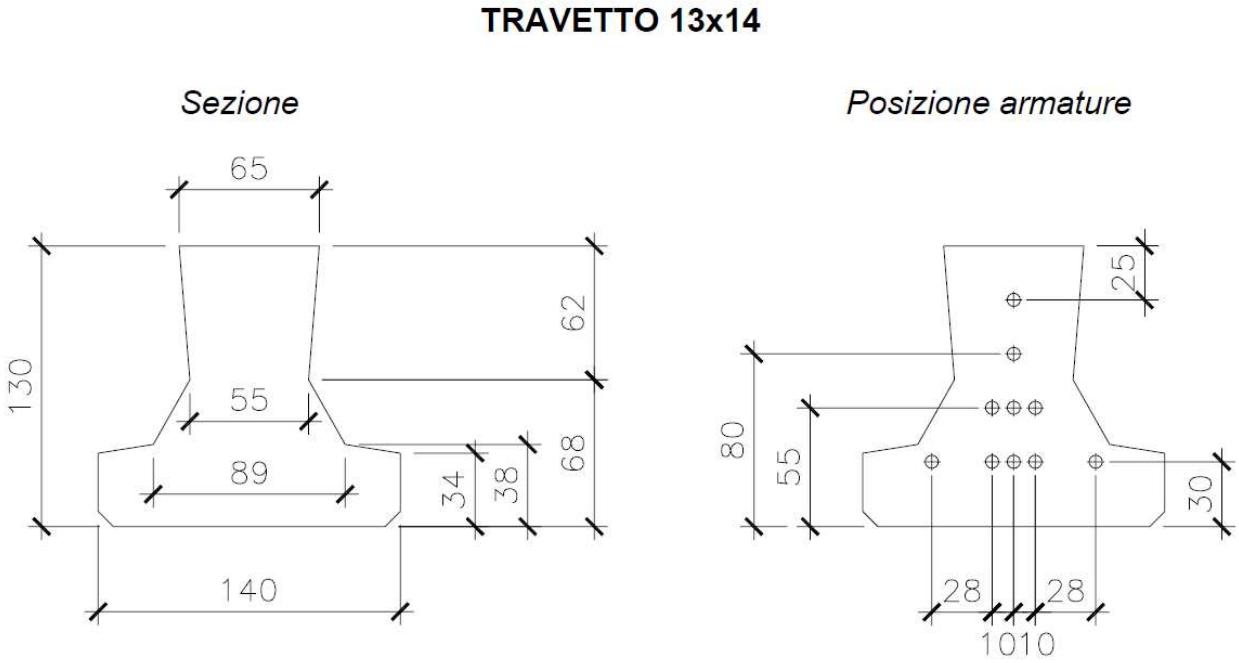


Figura 5.1 – Travetto 13x14

Solettone a travetti precompressi TRAVE-CAP® 13x14 accostati									
Altezza solaio	Congl. per getto	Peso solaio in opera	Prestazioni di servizio riferite alla striscia di solaio larga 1 metro R'_{ck} = 30 N/mm² R'_{ckp} = 55 N/mm² Acciaio da prec. f_{yk} = 1670 N/mm²					Caratteristiche meccaniche sezione parzializzata	
cm	l/m²	kN/m²	Momenti massimi di servizio (kNm)				Taglio	Dist. asse neutro lembo sup.	Momento d'inerzia
Armatura tipo			A1	A2	A3	A4	kN	cm	cm⁴
25	170	6,25	103,63	-	-	-	135,00	12,7	135734
30	220	7,50	150,35	-	-	-	162,00	15,0	232122
35	270	8,75	202,42	205,82	-	-	189,00	17,1	361040
40	320	10,00	242,14	268,25	-	-	216,00	19,0	524334
45	370	11,25	280,73	318,07	338,44	340,18	243,00	20,9	723492
50	420	12,50	319,31	362,05	414,03	416,75	270,00	22,6	959749
55	470	13,75	357,90	406,03	465,34	499,55	297,00	24,2	1234150
60	520	15,00	396,48	450,01	516,65	588,28	324,00	25,8	1547595
65	570	16,25	430,76	493,99	567,96	682,69	351,00	27,3	1900869
70	620	17,50	469,16	532,47	619,27	775,90	378,00	28,8	2294668

Figura 5.2 Momenti massimi di servizio dei travetti precompressi accostati.

5.1.3 Modellazione Micropali di fondazione sotto spalla

Il calcolo delle spalle del ponte e delle due sezioni tipologiche dell'ampliamento dello scatolare esistente, sono state effettuate utilizzando il programma non lineare ad elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili ParatiePlus 20.0.3.

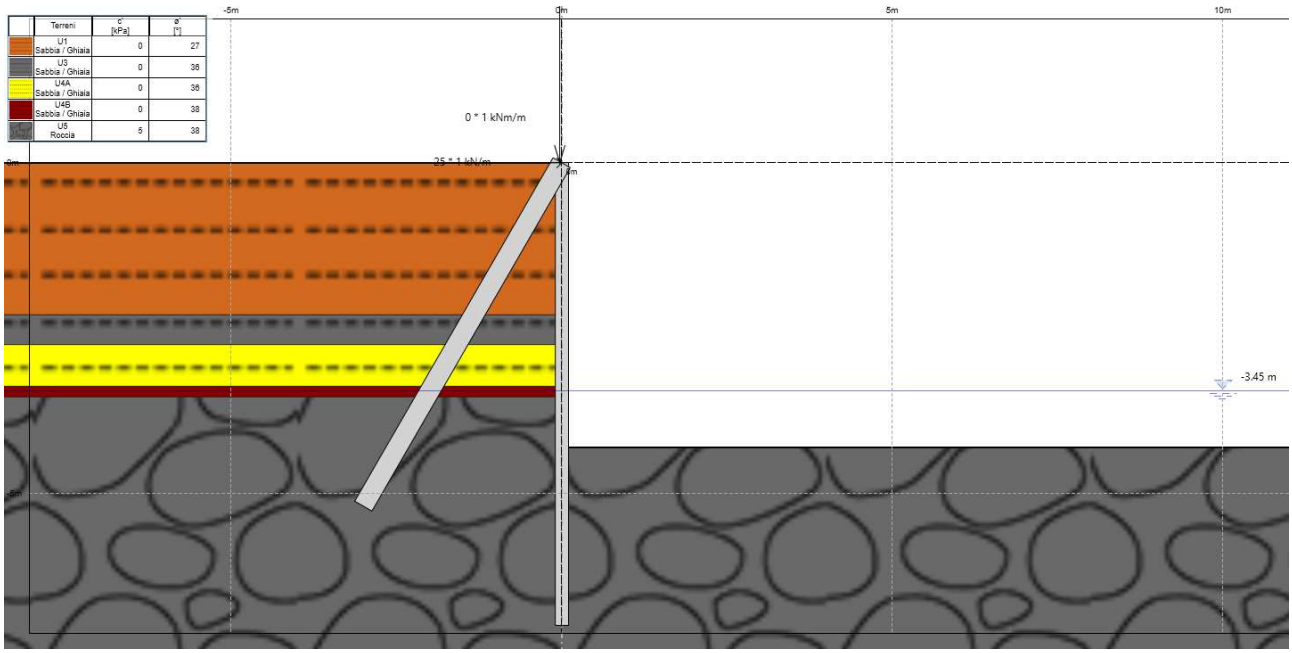


Figura 5.3 Modello 2D della sezione di progetto per spalla da ponte.

5.2. Analisi dei carichi

Si analizzano il peso proprio degli elementi strutturali, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili da traffico. Gli ulteriori carichi (vento, sisma, ecc.) non vengono analizzati in quanto ***non*** oggetto della presente verifica.

5.2.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono calcolati in modo automatico dal codice di calcolo e tradotti in carichi sugli elementi previa definizione delle caratteristiche meccaniche di tutti i materiali impiegati nel modello. Il peso proprio della soletta è anch'esso calcolato in modo automatico.

5.2.2 Carichi permanenti portati

I seguenti carichi permanenti portati, ricavati dalla relazione di calcolo del progetto costruttivo predisposto dall'Impresa, sono stati ottenuti moltiplicando il peso specifico del materiale per la sezione dell'elemento o per lo spessore dello strato.

- Pavimentazione: 0.30 m x 20 kN/m^3 = 6.00 kN/m^2
- Barriera di sicurezza: 1.00 kN/m
- Cordolo: 10.0 kN/m^2

5.2.3 Azioni variabili da traffico

Con riferimento al par. 5.1.3.3 delle norme tecniche per le costruzioni [2], la carreggiata è stata autonomamente suddivisa in corsie convenzionali di larghezza 3m e sottoposta agli schemi di carico di cui al punto 5.1.3.3.5 di [2]. In particolare, con riferimento allo schema di carico 1 si sono considerati i seguenti carichi concentrati e distribuiti, disposti nelle situazioni opportune al fine di indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Q_{1k}: due assi da 300 kN (interassi 1.2 x 2.0);

Q_{2k}: due assi da 200 kN (interassi 1.2 x 2.0);

Q_{3k}: due assi da 100 kN (interassi 1.2 x 2.0).

q_{1k}: carico linearmente distribuito sull'intera corsia occupata dal Q_{1k}, 9 kN/mq;

q_{2k}: carico linearmente distribuito sull'intera corsia occupata dal Q_{2k}, 2.5 kN/mq;

q_{3k}: carico linearmente distribuito sull'intera corsia occupata dal Q_{3k}, 2.5 kN/mq;

q_{4k}: carico linearmente distribuito sulla rimanente larghezza della corsia, 2.5 kN/mq.

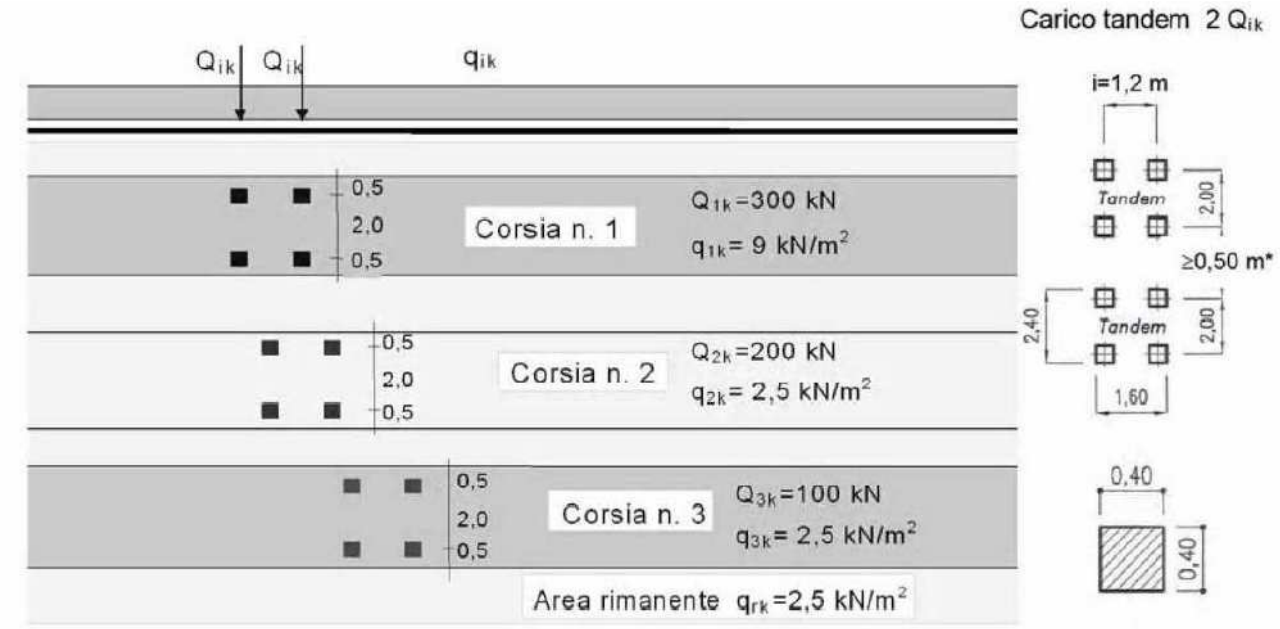


Figura 5.4 Schema di carico 1

5.2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, e risulta quindi pari a:

$q_3 = 0.6 \cdot (2\ Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900$ kN

dove:

Q_{1k} = 300 kN carico concentrato corsia n.1

q_{1k} = 9 kN/m^2 carico distribuito corsia n.1

w_1 = 3 m larghezza corsia n.1

L = 8.80 m lunghezza lorda dell'impalcato

$q_3 = 0.6 \cdot (2x300) + 0.10 \cdot 9.0 \cdot 3 \cdot 8.80 = 383.8$ kN

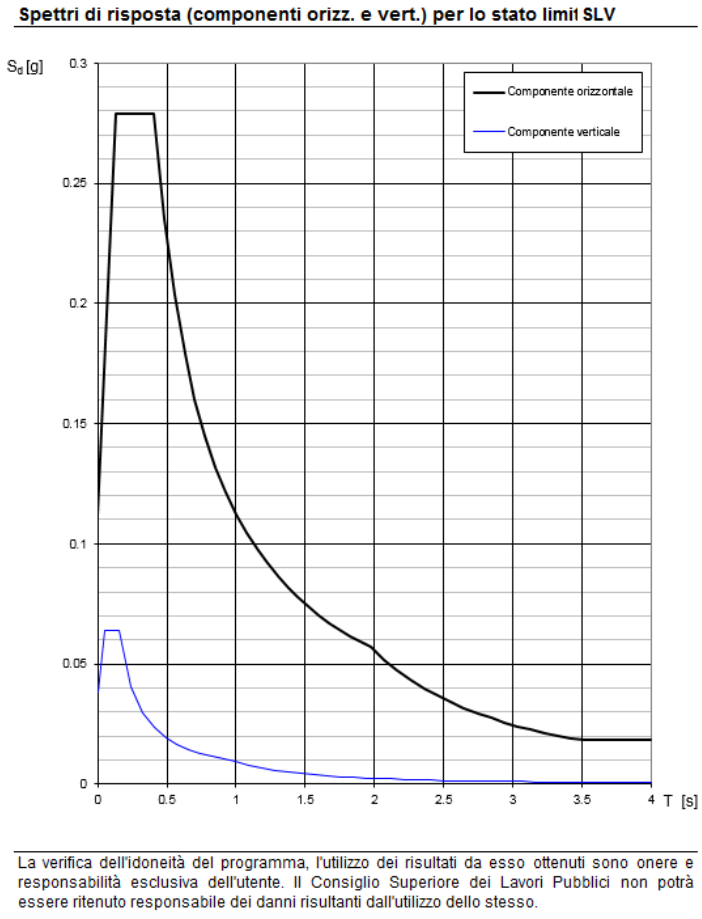
5.2.5 *Caratterizzazione sismica del sito*

L'opera in oggetto è situata nel comune di Genova (GE), nella zona di *Rio Rosata* le cui coordinate geografiche sono le seguenti:

- Latitudine: 44°26'50.10"N
- Longitudine: 9° 0'33.47"E

Per il calcolo sismico si adottano i seguenti parametri:

- Vita nominale della costruzione: 50 anni
- Classe d'uso: III
- Coefficiente c_u: 1.5
- Periodo di riferimento V_R : 75 anni
- Suolo: tipo B
- Accelerazione sismica al suolo P.G.A. (SLV): a_g=0.093g
- Valore del fattore di comportamento: q=1



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.093 g
F_o	2.500
T_C^*	0.285 s
S_S	1.200
C_C	1.414
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.134 s
T_C	0.403 s
T_D	1.972 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-18 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55;\ \eta = 1/q$ (NTC-18 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-18 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-18 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-18 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

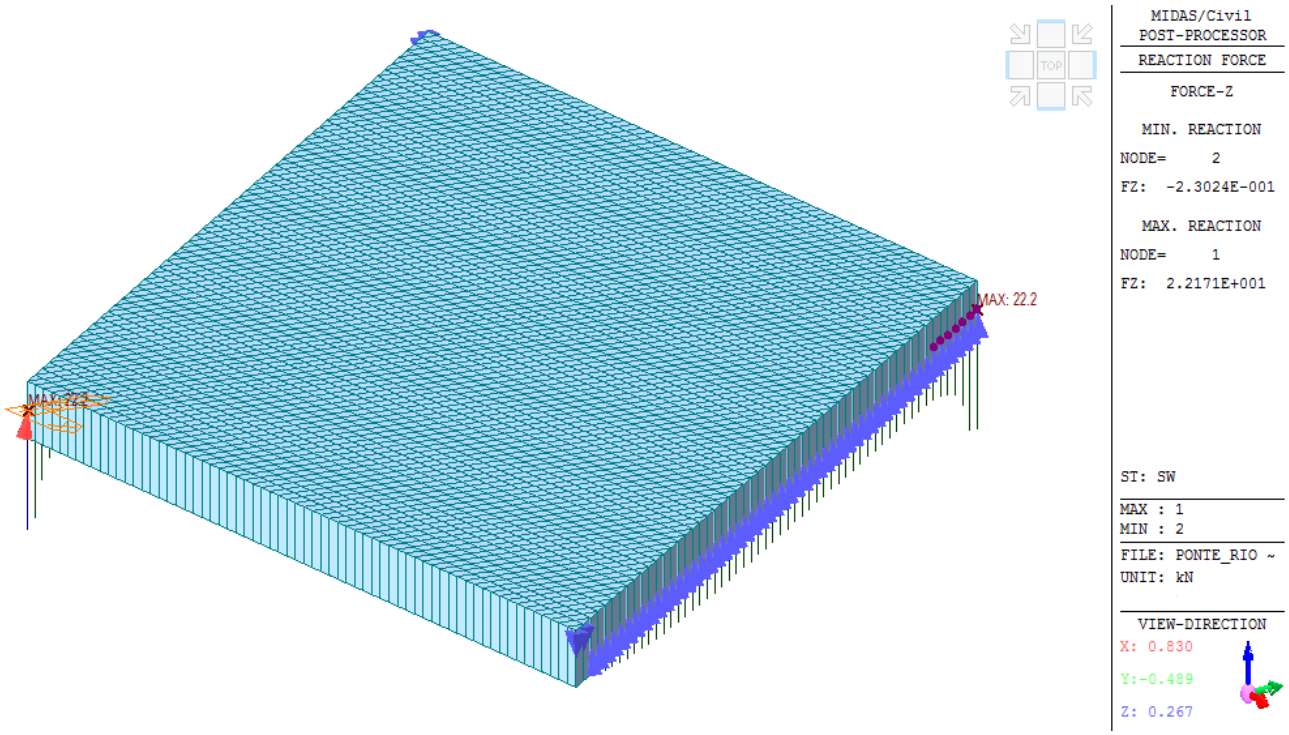
Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.111
T_B	0.134	0.279
T_C	0.403	0.279
	0.478	0.235
	0.553	0.203
	0.627	0.179
	0.702	0.160
	0.777	0.145
	0.851	0.132
	0.926	0.121
	1.001	0.112
	1.075	0.105
	1.150	0.098
	1.225	0.092
	1.299	0.087
	1.374	0.082
	1.449	0.078
	1.524	0.074
	1.598	0.070
	1.673	0.067
	1.748	0.064
	1.822	0.062
	1.897	0.059
T_D	1.972	0.057
	2.068	0.052
	2.165	0.047
	2.261	0.043
	2.358	0.040
	2.455	0.037
	2.551	0.034
	2.648	0.032
	2.744	0.029
	2.841	0.027
	2.938	0.026
	3.034	0.024
	3.131	0.023
	3.227	0.021
	3.324	0.020
	3.420	0.019
	3.517	0.019
	3.614	0.019
	3.710	0.019
	3.807	0.019
	3.903	0.019
	4.000	0.019

5.2.6 *Reazioni vincolari*

Le reazioni vincolari sono mostrate nella tabella sottostante, è stato preso in considerazione una striscia di spalla più sollecitata per il dimensionamento e verifica dei micropali (nodi *4 2789to3064by55*).

	Reazioni Vincolari dei nodi *4 2789to3064by55*	**Reazioni vincolari totali**
Condizione	Fz [kN/m]	Fz [kN]
Pesi propri travi + soletta G_1	62,3	714.65
Permanente non strutturale G_2	38,7	444.18
Azioni variabili da traffico Q_1	368	3568.98



5.3. Analisi strutturale

5.3.1 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti

In accordo con le Norme Tecniche per le costruzioni 2018, vengono utilizzate le seguenti combinazioni di carico a secondo il paragrafo §2.5.3:

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

  $\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta *rara*, impiegata per gli stati limiti di esercizio (SLE) irreversibili:

  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione frequente impiegata per gli stati limiti di esercizio (SLE) reversibili:

  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione quasi permanente (SLE) impiegata per gli effetti a lungo termine:

  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots$

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

  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \ldots$

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

  $G_1 + G_2 + \Sigma_j \psi_{2j} Q_{kj}$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico a SLU sono riportati nella tabella seguente:

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

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

I valori dei coefficienti di combinazione per le combinazioni di carico a SLU e a SLE sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

5.3.2 *Definizione delle combinazioni e dei coefficienti nella progettazione geotecnica*

I coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di progetto delle resistenze, possono essere determinati in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale di sicurezza specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

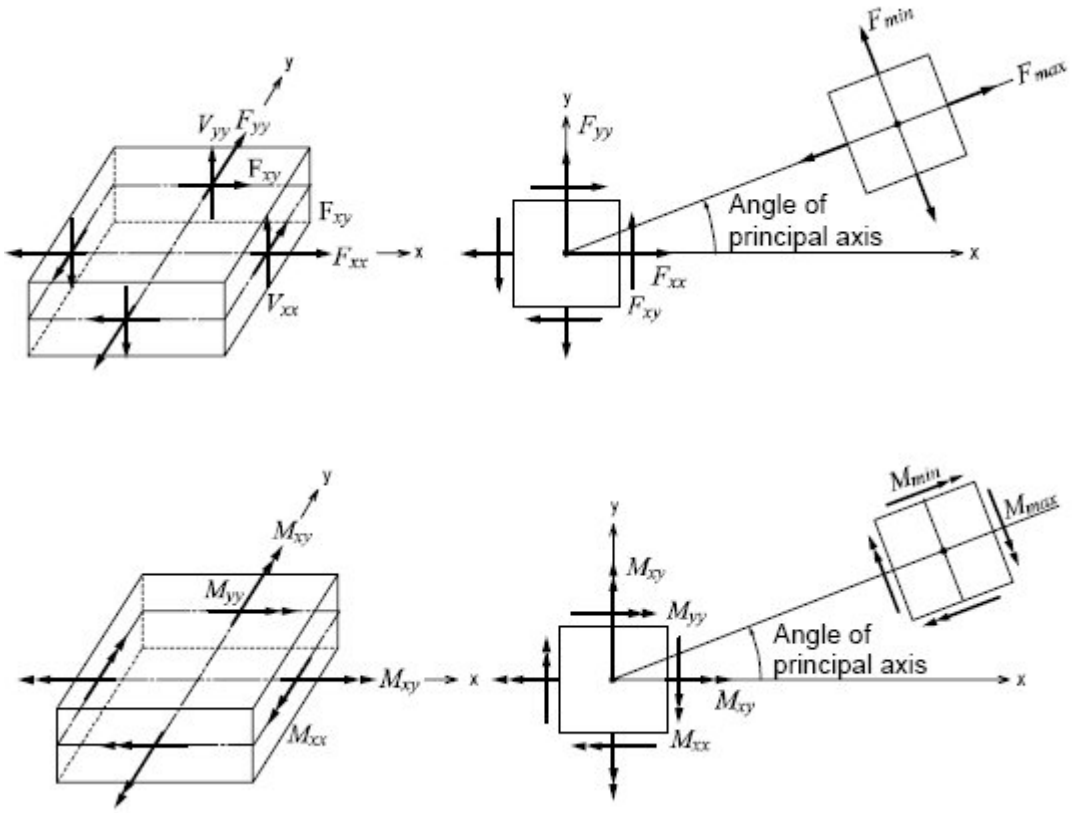
Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

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

5.3.3 Combinazioni delle azioni analizzate per l'impalcato

Si riporta di seguito un confronto in termini di massimo momento flettente fra i risultati ottenuti dal modello con lo schema strutturale appoggio - appoggio e quelli ottenuti tramite il modello di calcolo con lo schema strutturale incastro-incastro.

Nello schema riportato nella figura seguente vengono rappresentate le convenzioni relative alle sollecitazioni sugli elementi plate fornite dal programma ad elementi finiti utilizzato:



Il confronto viene eseguito per i carichi di:

- Peso proprio travi e soletta G_1
- Permanente non strutturale G_2
- Azione variabili da traffico (carichi verticali q_1)
- Combinazione fondamentale (SLU)

	MODELLO DI APPOGGIO	MODELLO DI INCASTRO
Condizione	M_{MEZZ} (+) [kNm]	M_{APP} (-) [kNm]
Pesi propri travi + soletta G_1	25.5	-28.9
Permanente non strutturale G_2	13.1	-18.2
Azioni variabili da traffico Q_1	150.9	-103.5
SLU	257.8	-199.0

Tabella 5.1 Sollecitazioni flettenti

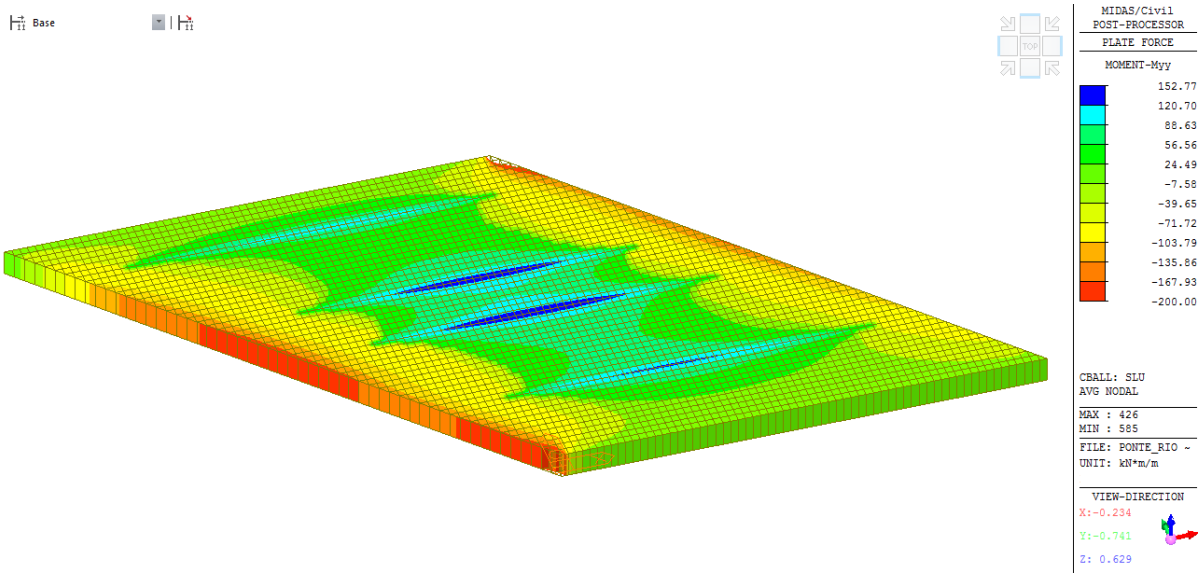


Figura 5.3 Momento flettente sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale Inc-Inc

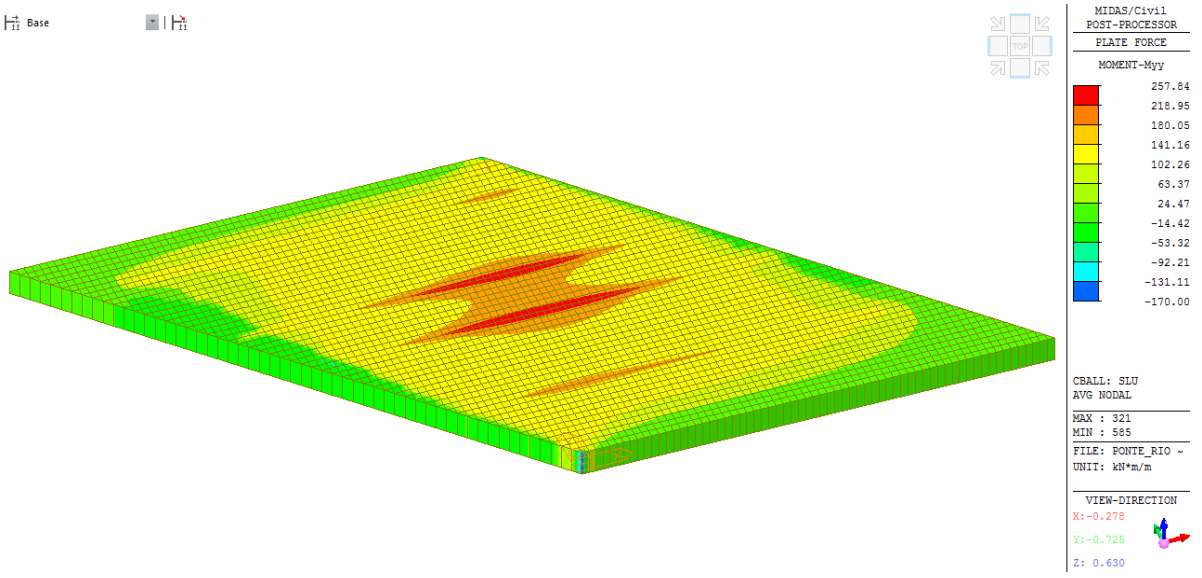


Figura 5.4 Momento flettente sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale App-App

5.4. Verifiche dell'impalcato

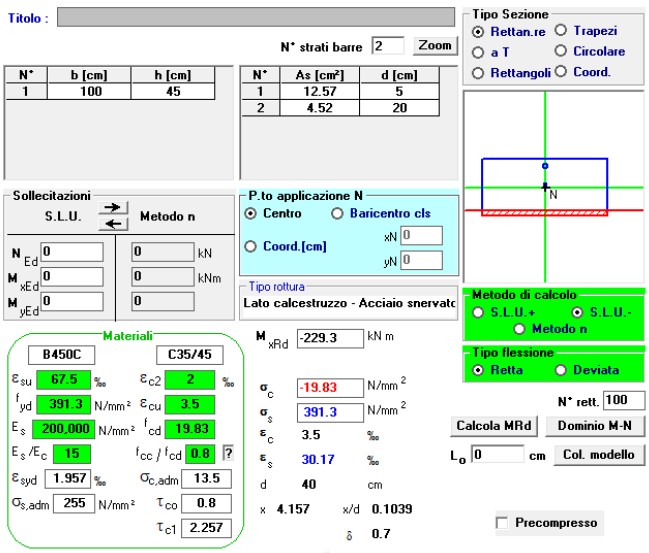
Si presentano nel seguito le verifiche per pressoflessione e taglio dell'impalcato, condotte per le combinazioni di carico statiche a SLU.

5.4.1 Verifiche allo SLU per pressoflessione

Come verifica preliminare si può osservare che i momenti massimi di servizio della sezione resistente del solettone (kNm) risultano maggiori al momento flettente ricavato con la combinazione allo stato limite ultimo.

Solettone a travetti precompressi TRAVE-CAP® 13x14 accostati									
Altezza solaio	Congl. per getto	Peso solaio in opera	Prestazioni di servizio riferite alla striscia di solaio larga 1 metro R'_{ck} = 30 N/mm² R'_{ckp} = 55 N/mm² Acciaio da prec. f_{yk} = 1670 N/mm²					Caratteristiche meccaniche sezione parzializzata	
cm	l/m²	kN/m²	Momenti massimi di servizio (kNm)				Taglio	Dist. asse neutro lembo sup.	Momento d'inerzia
	Armatura tipo		A1	A2	A3	A4	kN	cm	cm⁴
25	170	6,25	103,63	-	-	-	135,00	12,7	135734
30	220	7,50	150,35	-	-	-	162,00	15,0	232122
35	270	8,75	202,42	205,82	-	-	189,00	17,1	361040
40	320	10,00	242,14	268,25	-	-	216,00	19,0	524334
45	370	11,25	280,73	318,07	338,44	340,18	243,00	20,9	723492
50	420	12,50	319,31	362,05	414,03	416,75	270,00	22,6	959749
55	470	13,75	357,90	406,03	465,34	499,55	297,00	24,2	1234150
60	520	15,00	396,48	450,01	516,65	588,28	324,00	25,8	1547595
65	570	16,25	430,76	493,99	567,96	682,69	351,00	27,3	1900869
70	620	17,50	469,16	532,47	619,27	775,90	378,00	28,8	2294668

Invece per la verifica a momento negativo in prossimità degli appoggi, la sezione è armata con 4Φ20+4Φ12.



Risulta che il momento resistente M_{Rd}=229.3 kNm > M_{Ed}=199.0 kNm

5.4.2 Verifiche allo SLU per taglio

Le verifiche a Stato Limite Ultimo a taglio nelle combinazioni allo SLU sono state condotte in accordo al paragrafo §4.1.2.3.5 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. La verifica di resistenza (SLU) risulta soddisfatta a seguito del rispetto della diseguaglianza:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

Dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \max \{[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \; ; \; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\}$$

con

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

$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \, f_{ck}^{1/2}$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0{,}02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0{,}2 \, f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza a taglio è valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio ed è pari a:

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

Con riferimento ai campi di compressione del calcestruzzo d'anima, la resistenza a taglio di calcolo è invece pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\, \alpha + \text{ctg}\, \theta) / (1 + \text{ctg}^2\, \theta)$$

dove:

d altezza utile della sezione

A_{sw} area armatura trasversale

s interasse tra due armature trasversali consecutive

$f_{yd} = 373.91$ MPa resistenza di calcolo armatura trasversale

$\alpha = 90°$ angolo di inclinazione armature trasversale rispetto asse trave

θ angolo di inclinazione puntoni calcestruzzo rispetto asse trave (tra 21.8° e 45°)

b_w larghezza minima della sezione

$v \cdot f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (v=0.5)

α_c coefficiente maggiorativo pari a:

$\alpha_c = 1$	per membrature non compresse
$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 < \sigma_{cp} < 0.25\ f_{cd}$
$\alpha_c = 1.25$	per $0.25 < \sigma_{cp} < 0.5\ f_{cd}$
$\alpha_c = 2.5(1- \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.50 < \sigma_{cp} < f_{cd}$

La resistenza a taglio risulta quindi condizionata dalla minore delle due resistenze relative rispettivamente alla resistenza dell'armatura trasversale e dei campi di compressione del calcestruzzo:

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

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

TAGLIO SOLLECITANTE **484.60 kN**

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio *(NTC2018 § 4.1.2.1.3.2)*

CALCESTRUZZO C35/45

R_{CK}	45	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione
f_{CK}	35	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
γ_M	1.5		fattore parziale di sicurezza sul materiale
α_{cc}	0.85		coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
f_{Cd}	14.69	MPa	Resistenza cilindrica di calcolo
f'_{Cd}	7.35	MPa	Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
FC	1.35		Fattore di confidenza

ACCIAIO B450C

f_{yk}	270	MPa	Tensione caratteristica di snervamento
γ_s	1.15		fattore parziale di sicurezza sul materiale
f_{yd}	234.78	MPa	Tensione di snervamento di calcolo
FC	1.00		Fattore di confidenza

GEOMETRIA SEZIONE

bw	100	cm	Base della sezione
H	45	cm	Altezza della sezione
c	5	cm	Copriferro
d	40	cm	Altezza utile della sezione

ARMATURA LONGITUDINALE ***(elementi senza armatura trasversali resitenti a taglio)***

k	1.71		
Armatura	20		Diametro della armatura longitudinale
n° barre	4		Numero di barre di armatura tesa
A_{sl}	1256.64	mm^2	Area dell'armatura trasversale
ρl	0.003		Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa
σ_{cp}	0.00	MPa	Tensione media di compressione nella sezione N_{Ed}/A_c
vmin	0.462		

STAFFE VERTICALI ***(elementi con armatura trasversali resitenti a taglio)***

cotgθ	2.5		
α	90	°	Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
Staffe	12		Diametro delle staffe
nb	4		Numero di braccia resistenti
A_{sw}	452.39	mm^2	Area dell'armatura trasversale
s	150	mm	Passo delle staffe
σ_{cp}	0.00	MPa	Tensione media di compressione nella sezione N_{Ed}/A_c
α_c	1		coefficiente maggiorativo per membrature compresse

ARMATURE INCLINATE ***(elementi con armatura trasversali resitenti a taglio)***

cotgθ	-		
cotgθ	0		
α	64	°	Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
barre	NO		Diametro delle staffe
nb	2		Numero di barre
A_{sw}	0.00	mm^2	Area dell'armatura trasversale
s	650	mm	Passo delle barre inclinate (valore cautelativo)
σ_{cp}	0.00	MPa	Tensione media di compressione nella sezione N_{Ed}/A_c
α_c	1		coefficiente maggiorativo per membrature compresse
cotgα	0.488		

RESISTENZA DI PROGETTO A TAGLIO ***(elementi senza armatura trasversali resitenti a taglio)***

$$V_{Rd} = \max\left\{\left[0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\} \qquad [4.1.23]$$

VRd,1	134.97 kN
VRd,2	184.74 kN
VRd	**184.74 kN**

RESISTENZA A TAGLIO TRAZIONE

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \qquad [4.1.27]$$

Contributo delle staffe verticali	637.28 kN
Contributo delle barre inclinate	0.00 kN
Resistenza a taglio trazione totale	**637.28 kN**

RESISTENZA A TAGLIO COMPRESSIONE

$$V_{Rcd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \nu \cdot f_{cd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2\theta) \qquad [4.1.28]$$

Contributo delle staffe verticali **911.88 kN**

N.B. La resistenza a taglio compressione è calcolata per l'inclinazione α delle staffe verticali

RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ **637.28 kN**

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

V_{Sd}/V_{Rd} **76%** **Verifica soddisfatta**

La verifica a taglio allo stato limite ultimo risulta soddisfatta: V_{Rd}=637.3 kN > V_{Ed}=484.6 kN

5.5. Micropali di fondazione sotto spalla

La soluzione proposta prevede l'utilizzo di una combinazione di micropali verticali e inclinati con le seguenti caratteristiche:

micropali verticali

ϕperf = 200 mm	diametro di perforazione
ϕ 139,7x8 mm S355	armatura tubolare di acciaio
i = 0,33 m	interasse micropali
L = 7 m	lunghezza del micropalo

micropali inclinati

ϕperf = 140 mm	diametro di perforazione
ϕ 88,9x8 mm S355	armatura tubolare di acciaio
i = 1,66 m	interasse micropali
α= 30°	inclinazione micropali rispetto alla verticale
L =6 m	lunghezza del micropalo

5.5.1 Considerazioni sulla azione di frenatura

L'azione di frenatura che si esercita sull'impalcato è stata calcolata nel capitolo 6 e vale:

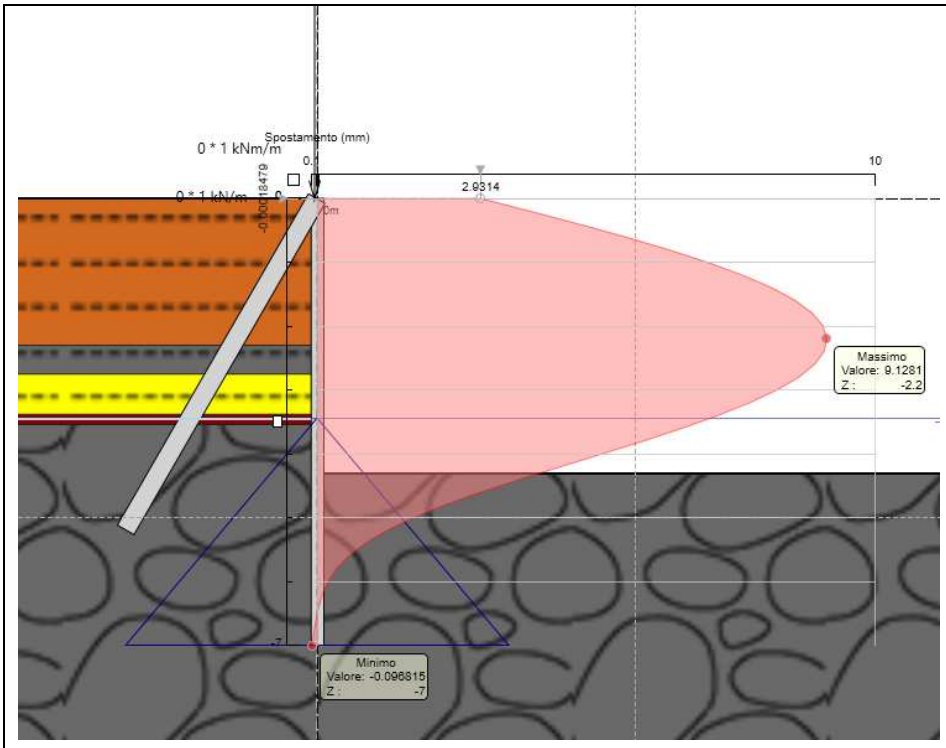
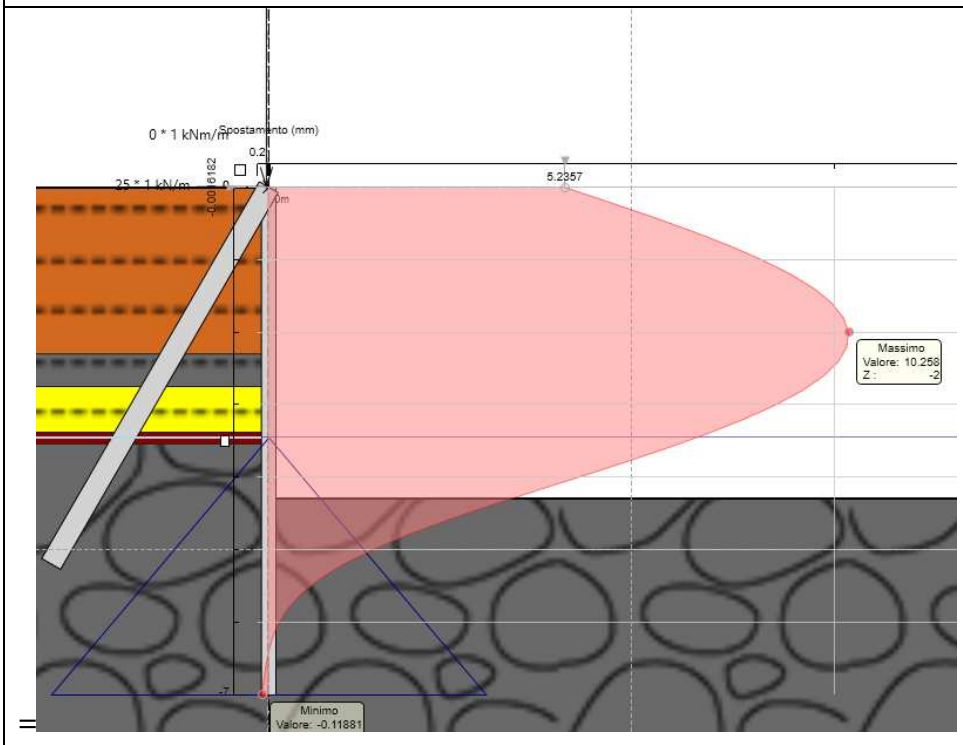
q3 = 0.6*(2*300)+0.10*9*3*8,8 = 383.8 kN

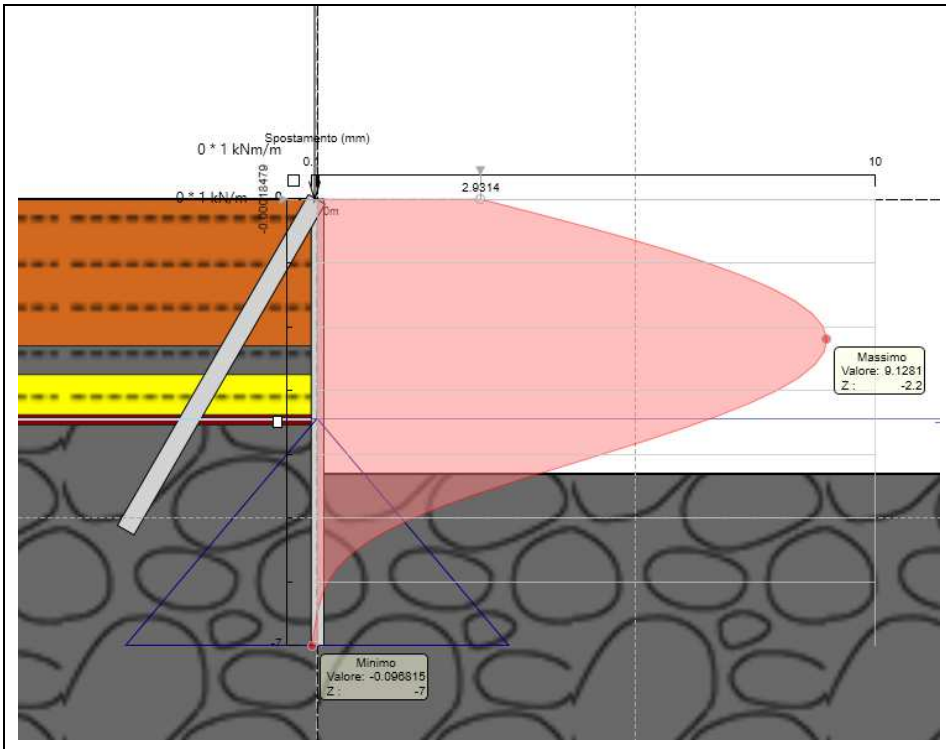
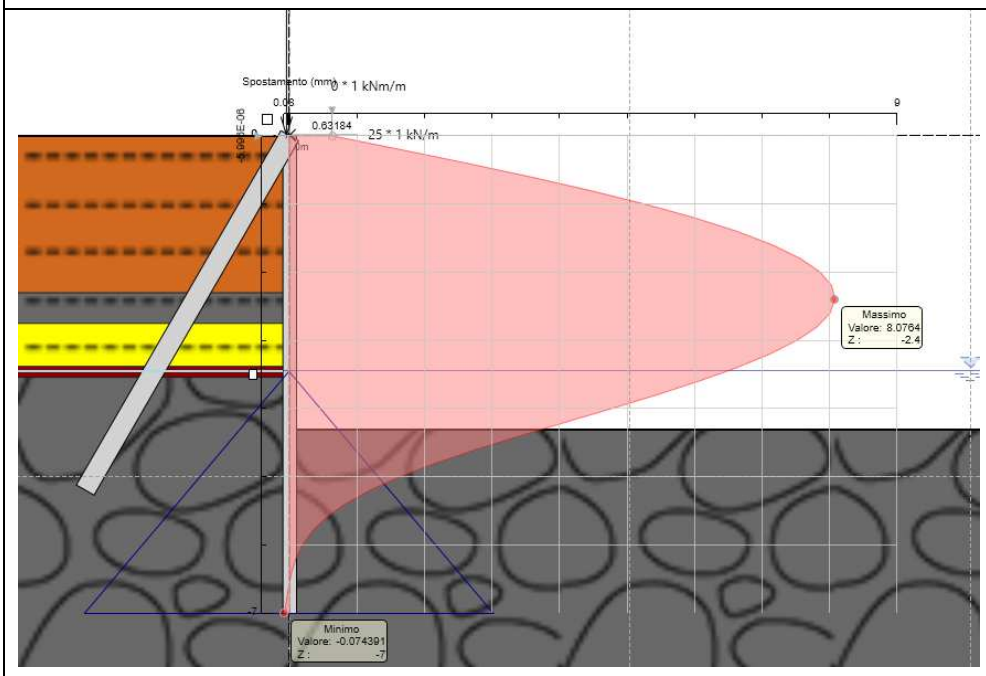
Tale forza diffusa sulla larghezza dell'impalcato in (b=7,70 m), fornisce la seguente azione trasmessa alla paratia:

h = q3/b = 383.8 /7,7 = 49,84 kN/m ≈ 50 kN/m

Nell'ipotesi che tale azione sia suddivisa al 50% tra le due spalle, si avrebbe un'azione di h/2 = 25 kN/m per ciascuna delle due spalle. In realtà, dato che su una spalla l'azione spinge in contrasto al terreno a tergo della stessa, e sull'altra è diretta verso la zona di valle, i due meccanismi potrebbero coinvolgere rigidezze diverse.

A tal proposito sono stati confrontati gli spostamenti ottenuti dal programma Paratie allo stato limite di esercizio (SLE), prendendo come riferimento lo spostamento sommitale dell'opera, in corrispondenza dell'appoggio dell'impalcato del ponte:

	**Spostamenti in assenza dell'azione di frenatura** δ_0=2,93mm
	**Spostamenti con azione di frenatura rivolta verso valle** δ_{0v}=5,24mm $\Delta\delta_0 = \delta_{0v} - \delta_0$ = 5,24-2,93=2,31 mm

	**Spostamenti in assenza dell'azione di frenatura** δ_0=2,93mm
	**Spostamenti con azione di frenatura rivolta verso monte** δ_{0m}=0,632mm $\Delta\delta_0 = \delta_{0v} - \delta_0 =$ 0,632-2,93=-2,298 mm

Gli spostamenti relativi, calcolati rispetto alla condizione in assenza di azione frenante, per i due versi di applicazione dell'azione frenante (verso valle e verso monte), risultano essere comparabili fra di loro, pertanto è lecito assumere che l'intera azione di frenatura si distribuisca al 50% per le due spalle.

5.5.2 Verifica della Paratia

Si riporta nel seguito la verifica della paratia. Seppur l'azione di frenatura tenda a scaricarsi sulla spalla con azione diretta verso monte, si tiene comunque conto di una azione diretta verso valle e pari a metà dell'azione frenante considerata (H = 25 kN/m). Tale assunzione è a favore di sicurezza; la totalità dell'azione di frenatura applicata verso monte produce infatti sollecitazioni nella paratia opposte a quelle prodotte dalla spinta del terreno, ottenendo un effetto benefico sulla stessa.
La valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti durante le varie fasi è stata effettuata con il software PARATIE PLUS 20.0.3 della CeaS che permette di modellare la berlinese nel terreno con molle laterali non-lineari le cui caratteristiche sono ottenute a partire dai forniti parametri geotecnici del terreno (Capitolo 4 della presente relazione).

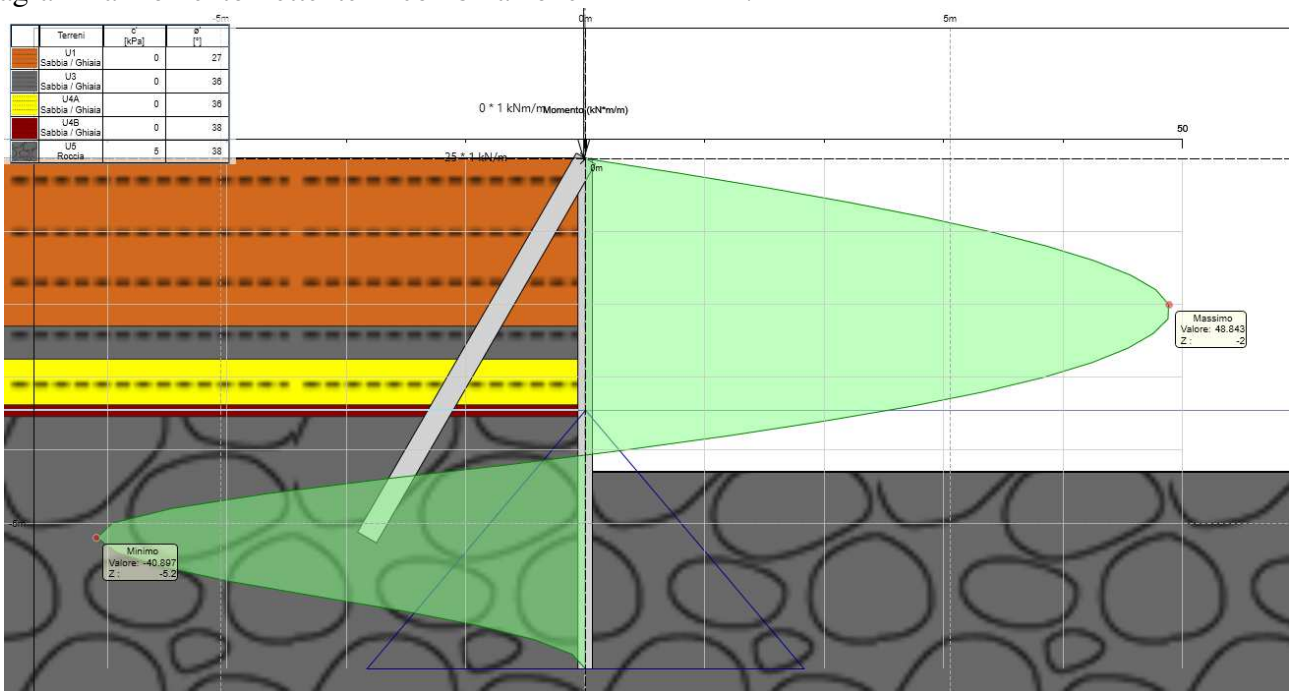
Di seguito si riportano i dati geometrici, i parametri del terreno assunti per la verifica dell'opera e i carichi applicati.

ϕ = 139,7 mm	diametro micropali verticali di acciaio
s = 8mm	spessore micropali verticali
ϕperf = 200 mm	diametro perforazione per micropali verticali
ϕ = 88.9 mm	diametro micropali inclinati di acciaio
s = 8mm	spessore micropali inclinati
ϕperf = 140 mm	diametro perforazione per micropali inclinati
fyk = 355 MPa	tensione di snervamento caratteristica acciaio micropali
fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa	tensione di snervamento di progetto dell'acciaio
i = 0.33 m	interasse micropali verticali
i = 1.66 m	interasse micropali inclinati
L = 7m	lunghezza micropali verticali
L = 6m	lunghezza micropali inclinati
Hs = 4.3 m	altezza massima di scavo
$\delta = 0.5 \cdot \phi'_k$	angolo di attrito tra berlinese e terreno
qsk = 20 kN/m^2	sovraccarico variabile a monte (traffico stradale)
H = 25 kN/m	carico orizzontale da frenatura trasmesso dall'impalcato

5.5.2.1. Verifica resistenza strutturale paratia

Criterio di verifica: Approccio 1, combinazioni 1(A1+M1+R1)), par. 6.5.3.1.2 NTC18 e C6.5.3.1.2. NTC18. Si riportano i diagrammi di momento e taglio in tale combinazione con le relative verifiche.

Diagramma momento flettente in combinazione A1+M1+R1:



MSd = 48.84*0.33 = 16,12 kNm — massimo momento agente nel micropalo

W = 103,12 cm3 — modulo resistente di un micropalo

σsd1 = 16,12*106 / 103120 = 156,32 MPa — tensione agente nel micropalo dovuta alla flessione

A questa tensione si aggiunge quella dovuta allo sforzo normale trasmesso dalla sovrastruttura e dalla componente verticale della reazione del tirante. Lo sforzo normale (NSda) trasmesso dalla sovrastruttura in combinazione A1+M1+R1, è ottenuto a partire dalle reazioni vincolari caratteristiche calcolate nel Capitolo 5.2.6, moltiplicate per gli opportuni coefficienti di sicurezza:

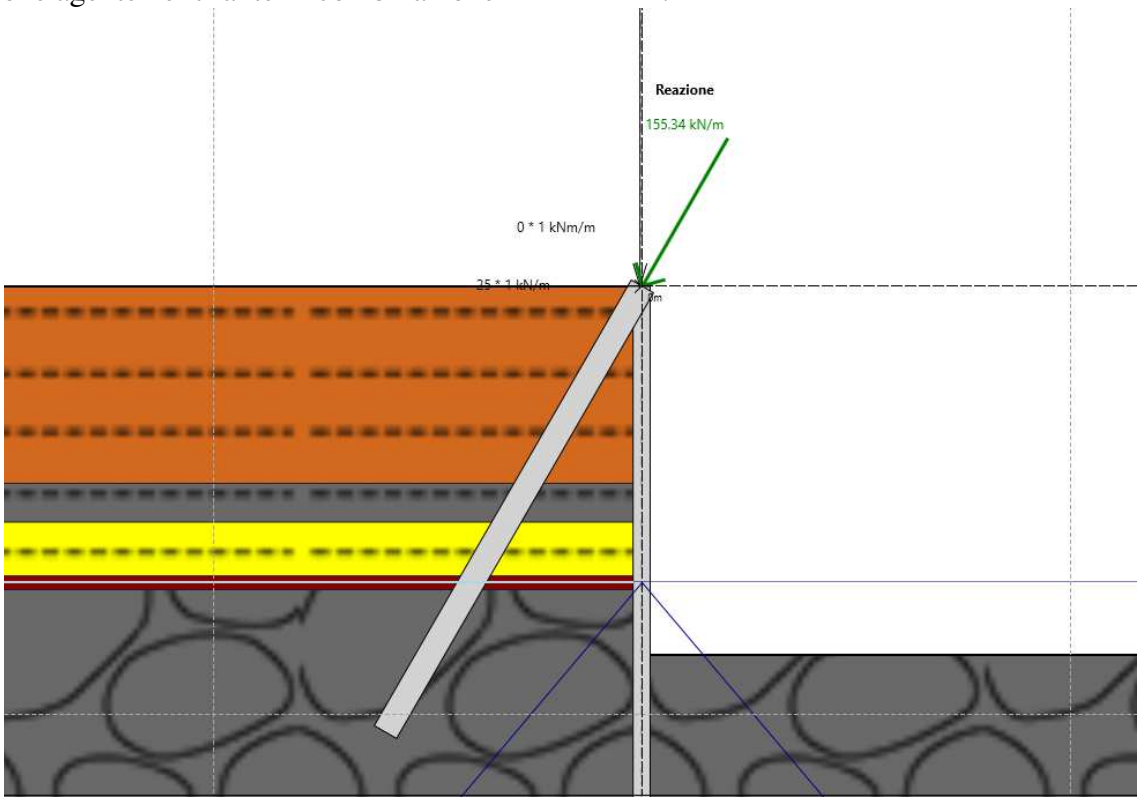
$NSda = 1,3*F_{Z,G1}+1,3*F_{Z,G2}+1,5*F_{Z,Q} = 1,3*62,3+1,3*38,7+1,3*368 = 683,3$ kN/m

NSda = 683,3*0,33 = 225,5 kN — sforzo normale agente nel singolo micropalo,

trasmesso dalla sovrastruttura (compressione)

NSdb = 155,34*0,33*cos30° = 44,39 kN sforzo normale agente nel singolo micropalo, trasmesso dalla componente verticale della trazione agente nel tirante in combinazione (A1+M1+R1)

Reazione agente nel tirante in combinazione A1+M1+R1:



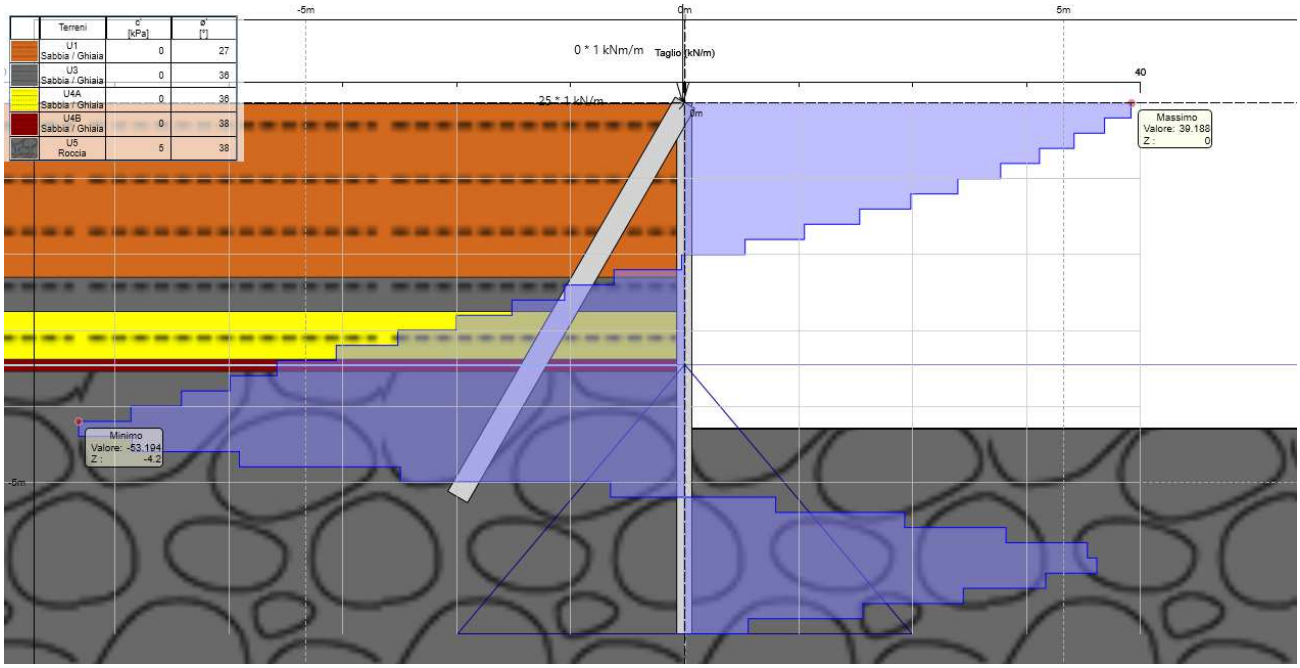
NSd,tot = 225,5 + 44,39 = 269,9 kN sforzo normale di compressione nei micropali verticali

σsd2 = 307,3*1000/3310 = 81,5 MPa tensione agente nel micropalo dovuta allo sforzo normale

σsdtot = σsd1+ σsd2 = 156,32+81,5 = 237,82 MPa < fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa

verificato

Diagramma Taglio in combinazione A1+M1+R1:



VSd = 53,19 kN/m massimo taglio agente

A = 3310 mm^2 area di un micropalo

tsd = $2*53,19*10^3*0,33/(3310)$ = 10,6 MPa tensione di taglio agente nel micropalo

Sommando gli effetti di compressione, flessione e taglio si ha:

σid = $\sqrt{(237,8^2+3*10,6^2)}$ = 238,5 MPa < fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa

verificato

5.5.2.2. Verifica portata geotecnica micropali verticali

Si verifica la portata per carico di compressione per Approccio 2, combinazione A1+M1+R3.

NSd,palo = 269,9 kN sforzo normale di compressione nei micropali verticali

La verifica della resistenza a compressione è riportata di seguito. I parametri del terreno sono stati dedotti dalla relazione sopra citata.

METODO DI BUSTAMANTE E DIOX

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO				Berlinese	L=	7 m
Sforzo normale di calcolo a trazione	N_{Sd}=		kN			
Sforzo normale di calcolo a compressione	N_{Sd}=	**269,823**	kN			

CARATTERISTICHE DEI MICROPALI			
Diametro esterno	Φe=	139,7	mm
Diametro interno	Φi=	123,7	mm
Diamentro del foro	Φh=	200	mm
Spessore	s=	8	mm
Area tubo di acciaio	As=	3309,98	mm^2
Peso unitario tubo in acciaio	g_s =	26,02	kg/m
Peso unitario acciaio + cls	g_{sc} =	96,3	kg/m

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

MODALITA' DI INIEZIONE IGU INIEZIONE GLOBALE UNICA

Profondità [m]		ΔL		N_{SPT}	qs (IGU)	qs (IRS)	α (IGU)	α (IRS)	Dsi	Q_{last}
da	a	[m]			[kN/m²]	[kN/m²]			[m]	[kN]
0	3	3	ATTIVO	36	180	230	1,35	1,80	0,27	458
0	0	0	NONATTIVO	35	175	225	1,35	1,80	0,27	0
0	0	0	NON ATTIVO	35	-	-	1,35	1,80	-	0
0	0	0	NON ATTIVO	35	-	-	1,10	1,40	-	0
									$Q_{L,tot}$=	458

NUMERO DI VERTICALI INDAGATE 4

APPROCCIO NORMATIVO APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)

numero di verticali indagate	ξ_{a3}	ξ_{a4}
1	1,7	1,7
2	1,65	1,55
3	1,6	1,48
4	1,55	1,42
5	1,50	1,34
7	1,45	1,28
>=10	1,40	1,21

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	γ_R	R1	R2	R3
Base	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale in compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Laterale in trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

Resistenza caratteristica laterale $Q_{L,K}$= 295,5 kN
Resistenza caratteristica alla punta $Q_{P,K}$= 44,3 kN
Peso proprio del micropalo $W_{m,k}$= 2,9 kN

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO

Resistenza di progetto laterale a trazione $Q_{L,d}$= 236,4 kN
Resistenza di progetto laterale a compressione $Q_{L,d}$= 257,0 kN
Resistenza di peogetto alla punta $Q_{P,d}$= 32,8 kN
Peso proprio del micropalo $W_{m,d}$= 2,9 kN
Resistenza caratteristica totale a trazione R_d= 239,3 kN Rd =(verifica tirante perm.) 246,2603
Resistenza caratteristica totale a compressione R_d= 286,9 kN

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE

N_{Sd}/R_d= 0,94 Verifica soddisfatta

5.5.2.3. Verifica portata geotecnica micropali inclinati

Si verifica la portata per carico di compressione per Approccio 2, combinazione A1+M1+R3.

NSd,palo = 257,9 kN sforzo normale di trazione nei micropali verticali

La verifica della resistenza a compressione è riportata di seguito. I parametri del terreno sono stati dedotti dalla relazione sopra citata.

METODO DI BUSTAMANTE E DIOX					
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO			Micropali inclinati	L=	6 m
Sforzo normale di calcolo a trazione	N_{Sd}=	**257,9**	kN		
Sforzo normale di calcolo a compressione	N_{Sd}=		kN		
CARATTERISTICHE DEI MICROPALI					
Diametro esterno	Φe=	88,9	mm		
Diametro interno	Φi=	72,9	mm		
Diamentro del foro	Φh=	140	mm		
Spessore	s=	8	mm		
Area tubo di acciaio	As=	3309,98	mm^2		
Peso unitario tubo in acciaio	g_s =	26,02	kg/m		
Peso unitario acciaio + cls	g_{sc} =	56,2	kg/m		

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

MODALITA' DI INIEZIONE IRS INIEZIONE RIPETUTA SELETTIVA

Profondità [m]		ΔL		N_{SPT}	qs (IGU)	qs (IRS)	α (IGU)	α (IRS)	Dsi	Q_{lat}
da	a	[m]			[kN/m²]	[kN/m²]			[m]	[kN]
0	2,66	2,66	ATTIVO	10	50	100	1,30	1,70	0,24	199
2,66	3,18	0,52	ATTIVO	29	145	195	1,35	1,80	0,25	80
3,18	3,8	0,62	ATTIVO	29	145	195	1,35	1,80	0,25	96
3,8	6	2,2	ATTIVO	35	175	225	1,35	1,80	0,25	392
									$Q_{L,tot}$=	767

NUMERO DI VERTICALI INDAGATE 4

APPROCCIO NORMATIVO APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)

numero di verticali indagate	ξ_{a3}	ξ_{a4}
1	1,7	1,7
2	1,65	1,55
3	1,6	1,48
4	1,55	1,42
5	1,50	1,34
7	1,45	1,28
>=10	1,40	1,21

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	γ_R	R1	R2	R3
Base	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale in compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Laterale in trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

Resistenza caratteristica laterale $Q_{L,K}$= 494,7 kN
Resistenza caratteristica alla punta $Q_{P,K}$= 74,2 kN
Peso proprio del micropalo $W_{m,k}$= 3,4 kN

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO

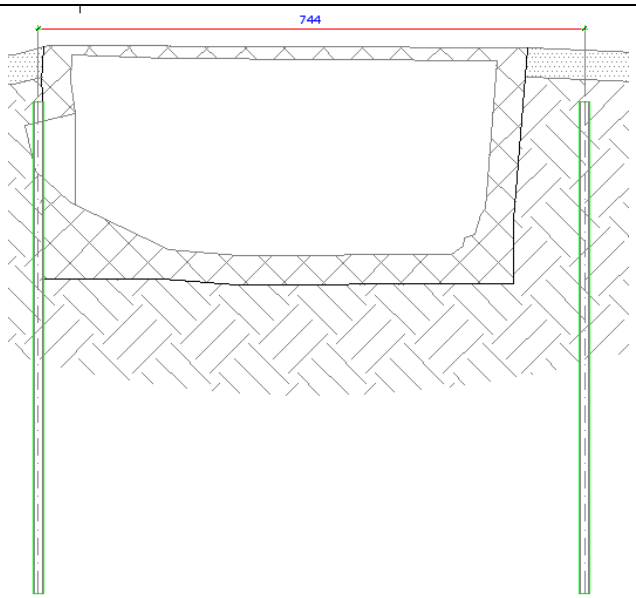
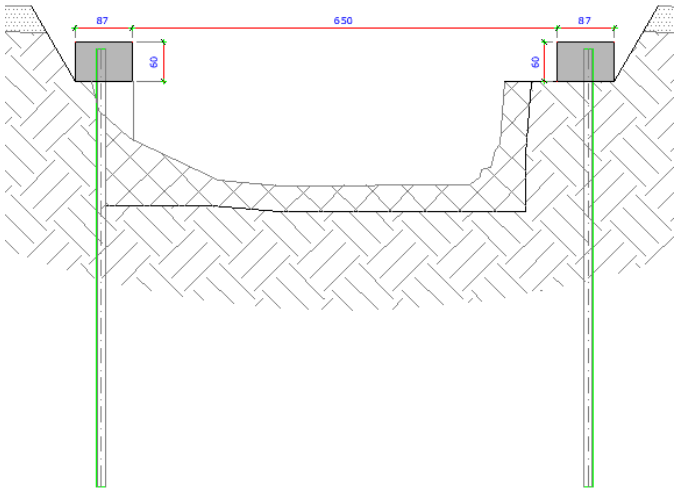
Resistenza di progetto laterale a trazione $Q_{L,d}$= 395,7 kN
Resistenza di progetto laterale a compressione $Q_{L,d}$= 430,2 kN
Resistenza di peogetto alla punta $Q_{P,d}$= 55,0 kN
Peso proprio del micropalo $W_{m,d}$= 3,4 kN
Resistenza caratteristica totale a trazione R_d= 399,1 kN Rd =(verifica tirante perm.) 412,2371
Resistenza caratteristica totale a compressione R_d= 481,8 kN

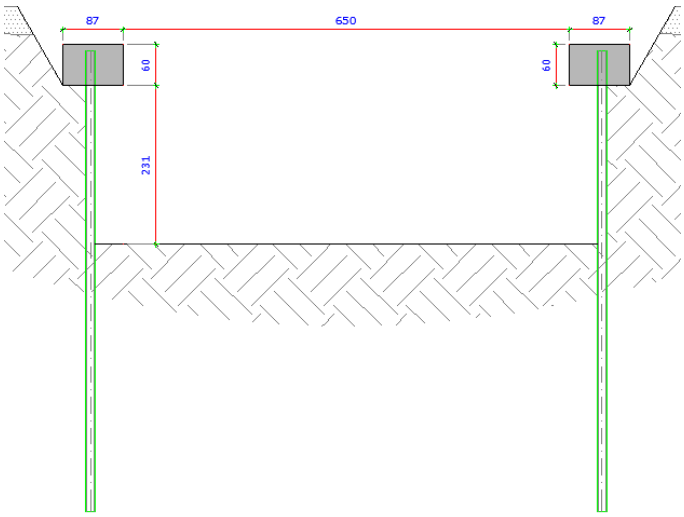
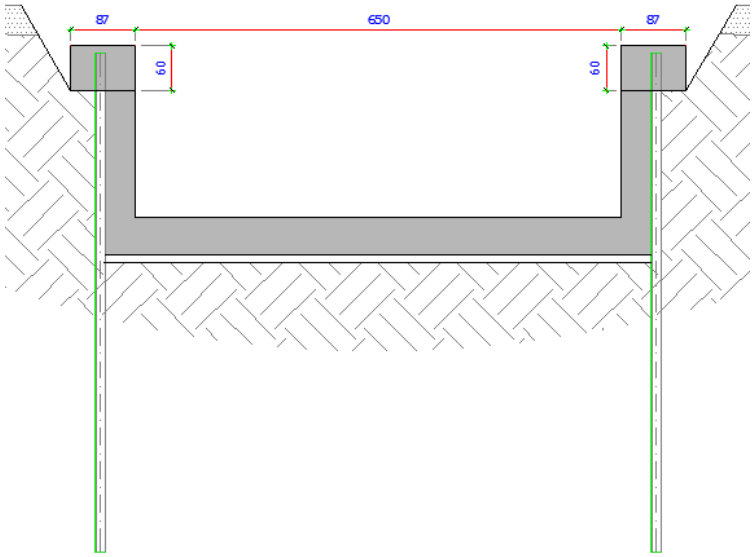
VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE A TRAZIONE

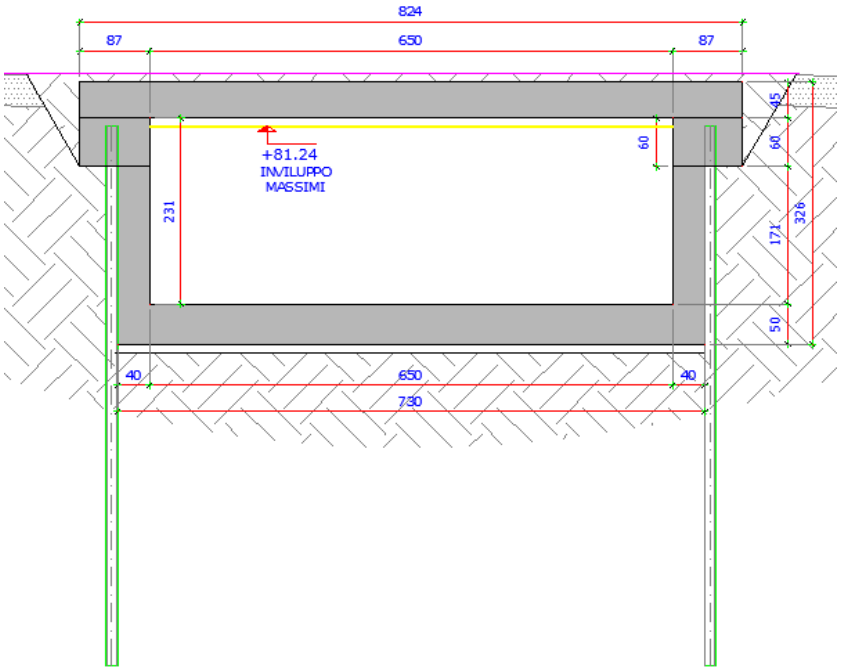
N_{Sd}/R_d= 0,65 Verifica soddisfatta

6. AMPLIAMENTO SCATOLARE ESISTENTE: SEZIONE 100

Per l'adeguamento idraulico e idrogeologico del Rio Rosata, è stato previsto, come illustrato precedentemente, l'ampliamento dello scatolare esistente. Il suddetto intervento si svolge in più fasi costruttive, di seguito esposte:

	**FASE 1:** • Esecuzione micropali verticali a filo strada
	**FASE 2:** • Esecuzioni di scavi e relative demolizioni in prossimità dei micropali • Esecuzioni di cordoli in C.A. in testa ai micropali con posa di puntoni metallici di contrasto

	**FASE 3:** • Ampliamento dello scavo e demolizione dello scatolare preesistente
	**FASE 4:** • Esecuzione di nuova soletta in C.A. di fondo canale • Esecuzione muri laterali in C.A.



FASE 5:

- Esecuzione di nuova soletta in C.A. sulla testa dei cordoli
- Esecuzione riempimento su soletta e ripristino filo finito

Per garantire la stabilizzazione dello scavo si considera l'introduzione di micropali verticali e l'utilizzo di puntoni provvisori orizzontali in profili tubolari metallici posti in corrispondenza dei cordoli di testa dei micropali, precedenti alla realizzazione della soletta in c.a. Di seguito sono presentate le caratteristiche dei micropali adottati:

micropali verticali

ϕperf = 200 mm	diametro di perforazione
ϕ 114,3x8 mm S355	armatura tubolare di acciaio
i = 0,33 m	interasse micropali
L = 5,5 m	lunghezza del micropalo

Puntoni provvisori

ϕ 139,7x8 mm S355	armatura tubolare di acciaio
i = 3 m	interasse puntone
L =7,44 m	lunghezza del puntone

6.1. Modellazione dell'ampliamento dello scatolare esistente: sezione 100

Le fasi costruttive esposte nel capitolo precedente, sono state opportunamente introdotte all'interno del software di calcolo Paratie Plus. Di seguito è rappresentata la sezione del modello rappresentativa della fase costruttiva finale.

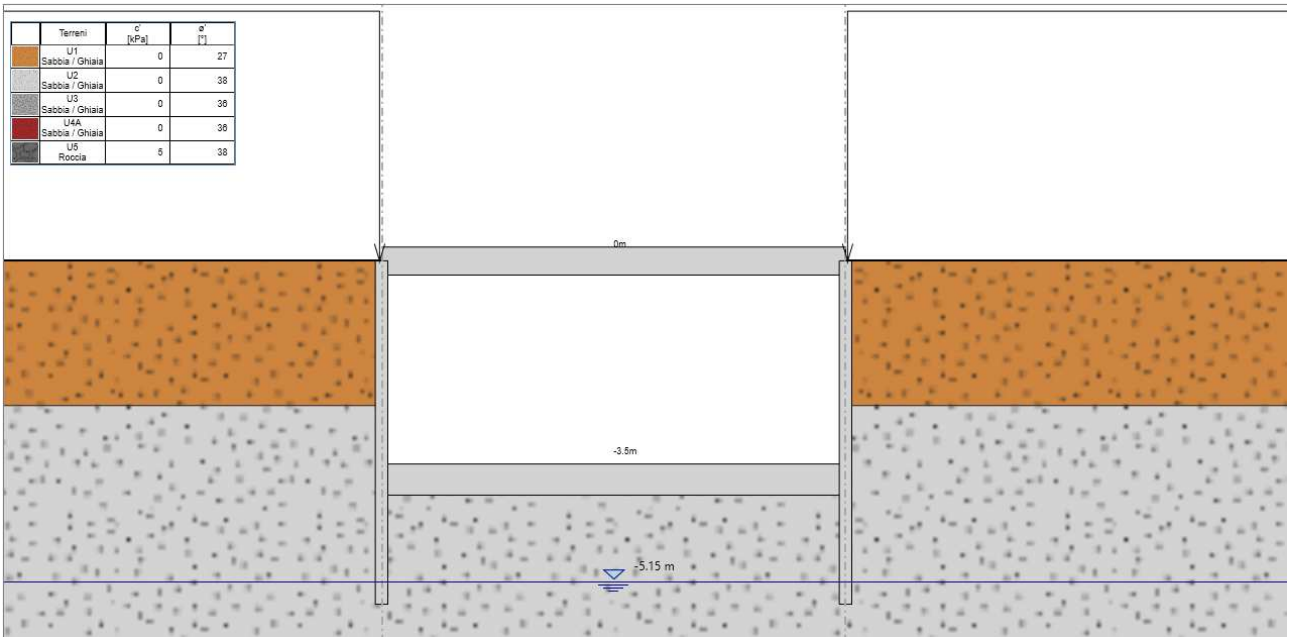


Figura 6.1 Modello 2D dell'ampliamento dello scatolare nella sezione di progetto 100.

6.2. Verifica della Paratia per la sezione 100

La valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti durante le varie fasi è stata effettuata con il software PARATIE PLUS 20.0.3 della CeaS che permette di modellare la berlinese nel terreno con molle laterali non-lineari le cui caratteristiche sono ottenute a partire dai forniti parametri geotecnici del terreno (Capitolo 4 della presente relazione).

Di seguito si riportano i dati geometrici, i parametri del terreno assunti per la verifica dell'opera e i carichi applicati.

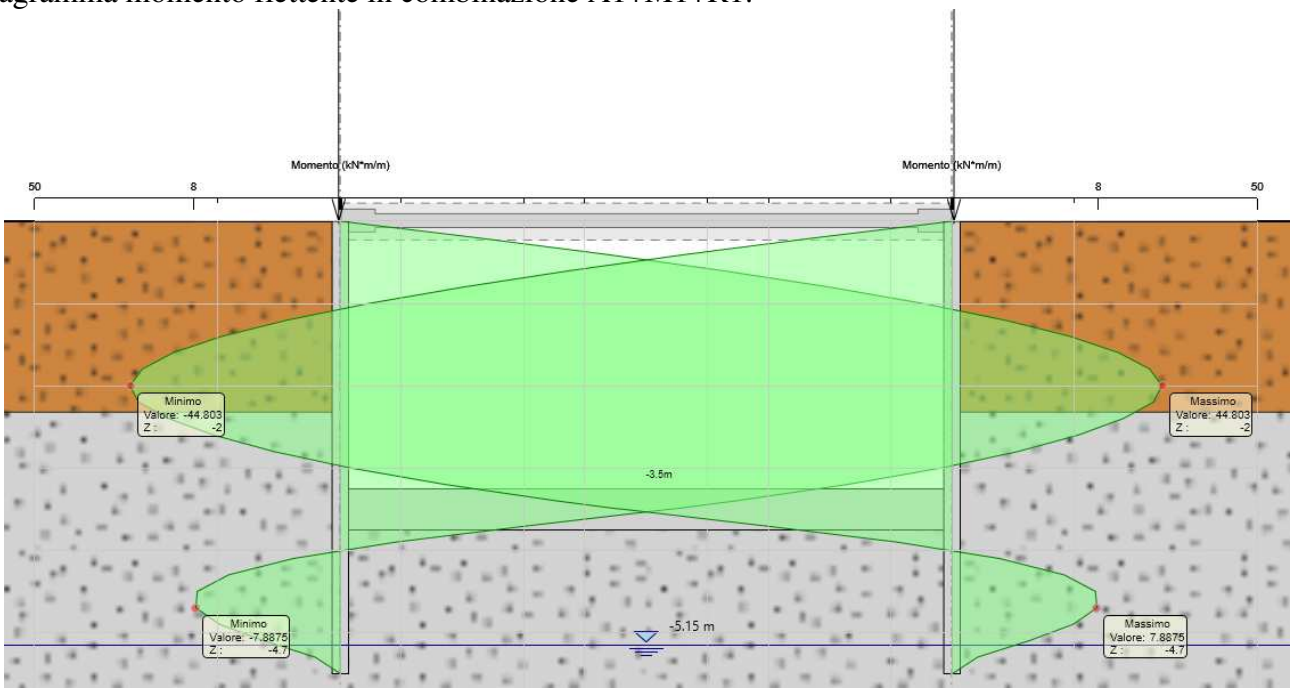
ϕ = 114,3 mm	diametro micropali verticali di acciaio
s = 8mm	spessore micropali verticali
ϕperf = 200 mm	diametro perforazione
ϕ = 139,7 mm	diametro puntoni di acciaio

s = 8mm	spessore puntoni
fyk = 355 MPa	tensione di snervamento caratteristica acciaio micropali
fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa	tensione di snervamento di progetto dell'acciaio
i = 0.33 m	interasse micropali verticali
i = 3 m	interasse puntoni
L = 5,5m	lunghezza micropali verticali
L = 7,44m	lunghezza puntoni
Hs = 3,5 m	altezza massima di scavo
$\delta = 0.5 \cdot \phi'_k$	angolo di attrito tra berlinese e terreno
qsk = 20 kN/m^2	sovraccarico variabile

6.2.1 Verifica resistenza strutturale paratia per la sezione 100

Criterio di verifica: Approccio 1, combinazioni 1(A1+M1+R1) par. 6.5.3.1.2 NTC18 e C6.5.3.1.2. NTC18.
Si riportano i diagrammi di momento e taglio in tale combinazione con le relative verifiche.

Diagramma momento flettente in combinazione A1+M1+R1:



MSd = 44,8*0,33 = 14,8 kNm	massimo momento agente nel micropalo
W = 66,4 cm3	modulo resistente di un micropalo
$\sigma sd1 = 14,8*10^6 / 66400 = 222,9$ MPa	tensione agente nel micropalo dovuta alla flessione

A questa tensione si aggiunge quella dovuta allo sforzo normale trasmesso dalla sovrastruttura.
Lo sforzo normale (NSd) trasmesso dalla sovrastruttura in combinazione A1+M1+R1, è ottenuto come somma del peso esercitato dalla soletta in C.A. e del sovraccarico pari a 20 kN/m^2.

Considerando il peso per unità di volume del c.a. γ_c pari a 25 kN/m^3, la larghezza dello scatolare L_S pari a 7,44 m e l'altezza della soletta h pari a 0,45m, si ha:

NSd = 1,3*(0,5* γ_c * L_S *h) + 1,5*(0,5*qsk* L_S) = 1,3*(0,5*25*7,44*0,45) + 1,5*(0,5*20*7,44) =166 kN/m

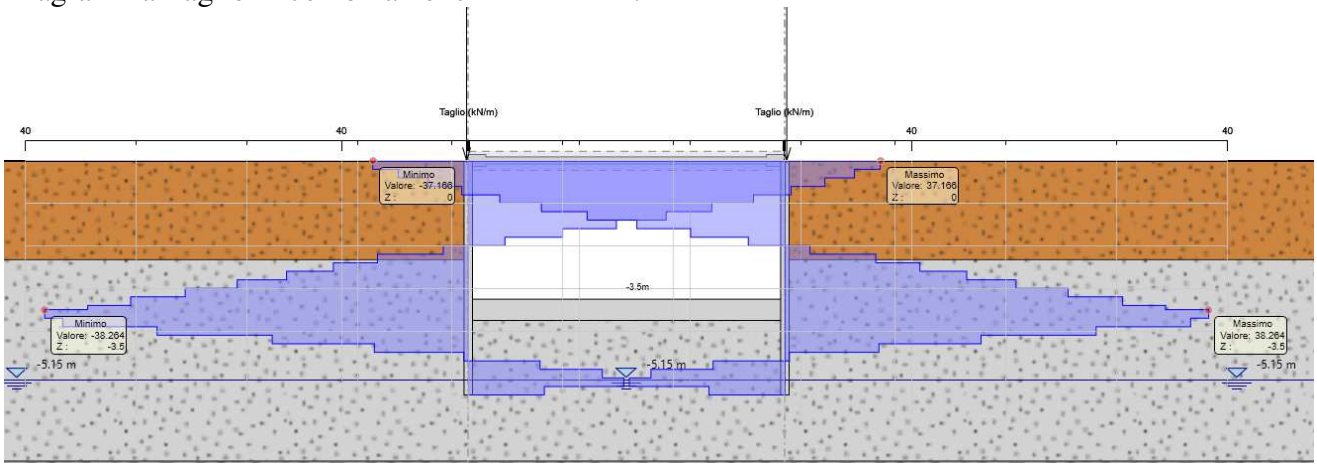
NSd = 166*0,33 = 54,78 kN — sforzo normale agente nel singolo micropalo, trasmesso dalla sovrastruttura (compressione)

σsd2 = 54,78*1000/2671,6 = 20,5MPa — tensione agente nel micropalo dovuta allo sforzo normale

σsdtot = σsd1+ σsd2 = 222,9+20,5 = 243,4 MPa < fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa

verificato

Diagramma Taglio in combinazione A1+M1+R1:



VSd = 38,26 kN/m — massimo taglio agente

A = 2671,3 mm^2 — area di un micropalo

tsd = 2*38,26*10^3*0.33/(2671,6) = 9,45 MPa — tensione di taglio agente nel micropalo

Sommando gli effetti di compressione, flessione e taglio si ha:

$\sigma id = \sqrt{(243,4^2+3*9,45^2)} = 243,95$ MPa < fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa

verificato

6.2.2 Verifica portata geotecnica micropali verticali per la sezione 100

Si verifica la portata per carico di compressione per Approccio 2, combinazione A1+M1+R3.

NSd,palo = 54,78 kN sforzo normale di compressione nei micropali verticali

La verifica della resistenza a compressione è riportata di seguito. I parametri del terreno sono stati dedotti dalla relazione sopra citata.

METODO DI BUSTAMANTE E DIOX						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO				Berlinese	L=	5,5 m
Sforzo normale di calcolo a trazione	N_{Sd}=		kN			
Sforzo normale di calcolo a compressione	N_{Sd}=	**54,78**	kN			
CARATTERISTICHE DEI MICROPALI						
Diametro esterno	Φe=	114,3	mm			
Diametro interno	Φi=	98,3	mm			
Diamentro del foro	Φh=	200	mm			
Spessore	s=	8	mm			
Area tubo di acciaio	As=	2671,61	mm^2			
Peso unitario tubo in acciaio	g_s =	21,00	kg/m			
Peso unitario acciaio + cls	g_{sc} =	92,9	kg/m			

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

MODALITA' DI INIEZIONE IGU INIEZIONE GLOBALE UNICA

Profondità [m]		ΔL		N_{SPT}	qs (IGU)	qs (IRS)	α (IGU)	α (IRS)	Dsi	Q_{lat}
da	a	[m]			[kN/m²]	[kN/m²]			[m]	[kN]
3,5	5,5	2	ATTIVO	35	175	225	1,35	1,80	0,27	297
0	0	0	NONATTIVO	45	225	275	1,35	1,80	0,27	0
0	0	0	NON ATTIVO	23	-	-	1,10	1,40	-	0
0	0	0	NON ATTIVO	35	-	-	1,10	1,40	-	0
									$Q_{L,tot}$=	297

NUMERO DI VERTICALI INDAGATE 4

APPROCCIO NORMATIVO APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)

numero di verticali indagate	ξ_{a3}	ξ_{a4}
1	1,7	1,7
2	1,65	1,55
3	1,6	1,48
4	1,55	1,42
5	1,50	1,34
7	1,45	1,28
>=10	1,40	1,21

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	γ_R	R1	R2	R3
Base	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale in compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Laterale in trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

Resistenza caratteristica laterale $Q_{L,K}$= 191,5 kN

Resistenza caratteristica alla punta $Q_{P,K}$= 28,7 kN

Peso proprio del micropalo $W_{m,k}$= 1,9 kN

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO

Resistenza di progetto laterale a trazione $Q_{L,d}$= 153,2 kN

Resistenza di progetto laterale a compressione $Q_{L,d}$= 166,6 kN

Resistenza di peogetto alla punta $Q_{P,d}$= 21,3 kN

Peso proprio del micropalo $W_{m,d}$= 1,9 kN

Resistenza caratteristica totale a trazione R_d= 155,1 kN Rd =(verifica tirante perm.) 159,6132

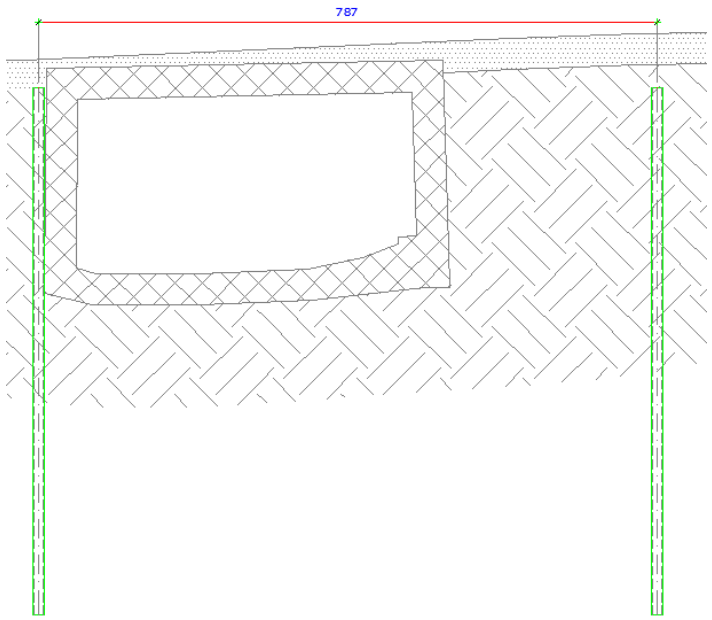
Resistenza caratteristica totale a compressione R_d= 186,0 kN

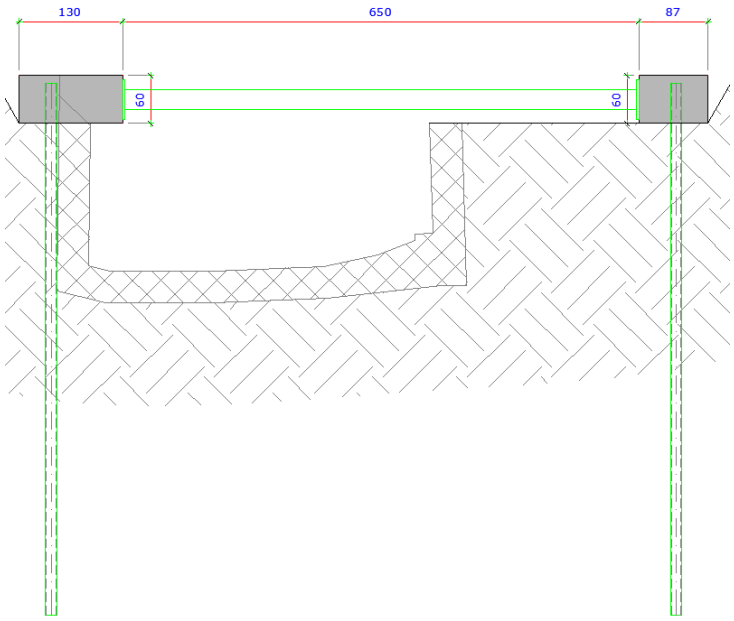
VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE

N_{Sd}/R_d= 0,29 Verifica soddisfatta

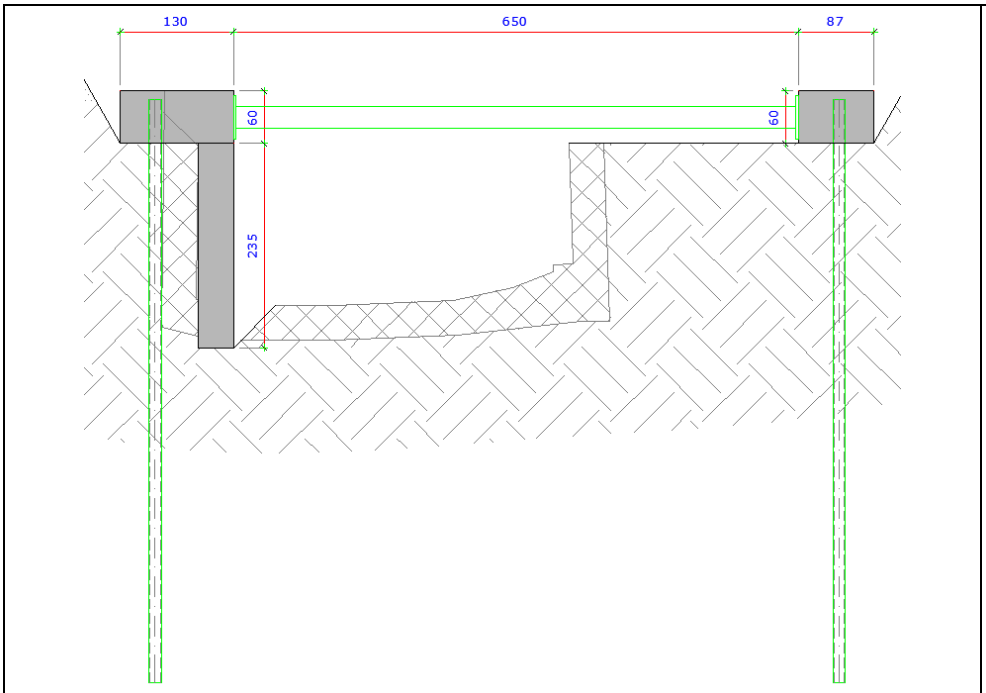
7. AMPLIAMENTO SCATOLARE ESISTENTE: SEZIONE 150

Per l'adeguamento idraulico e idrogeologico del Rio Rosata, si previsto come illustrato precedentemente, l'ampliamento dello scatolare esistente. Anche il suddetto intervento si svolge in più fasi costruttive, di seguito esposte:

<table>
<tr>
<td>
</td>
<td>FASE 1:

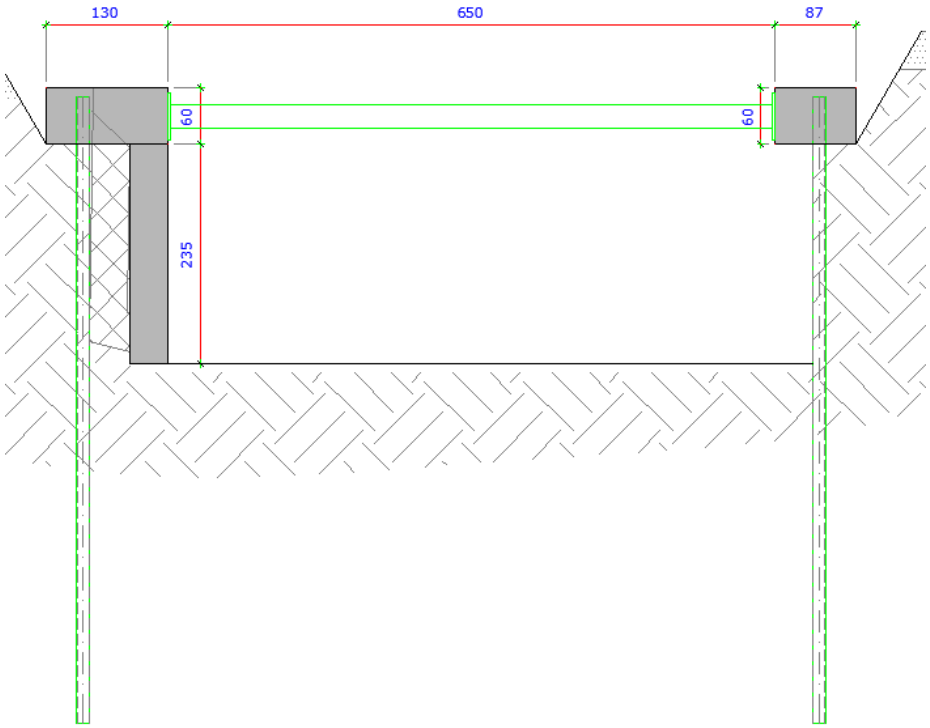
• Esecuzione micropali verticali a filo strada</td>
</tr>
<tr>
<td>
</td>
<td>FASE 2:

• Esecuzioni di scavi e relative demolizioni in prossimità dei micropali
• Esecuzioni di cordoli in C.A. in testa ai micropali con posa di puntoni metallici di contrasto</td>
</tr>
</table>



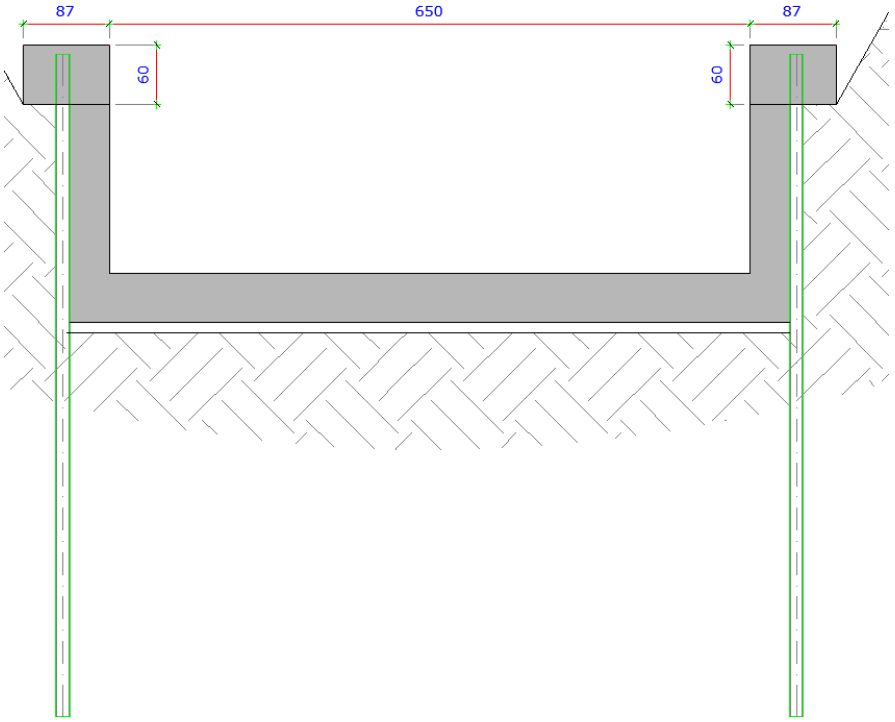
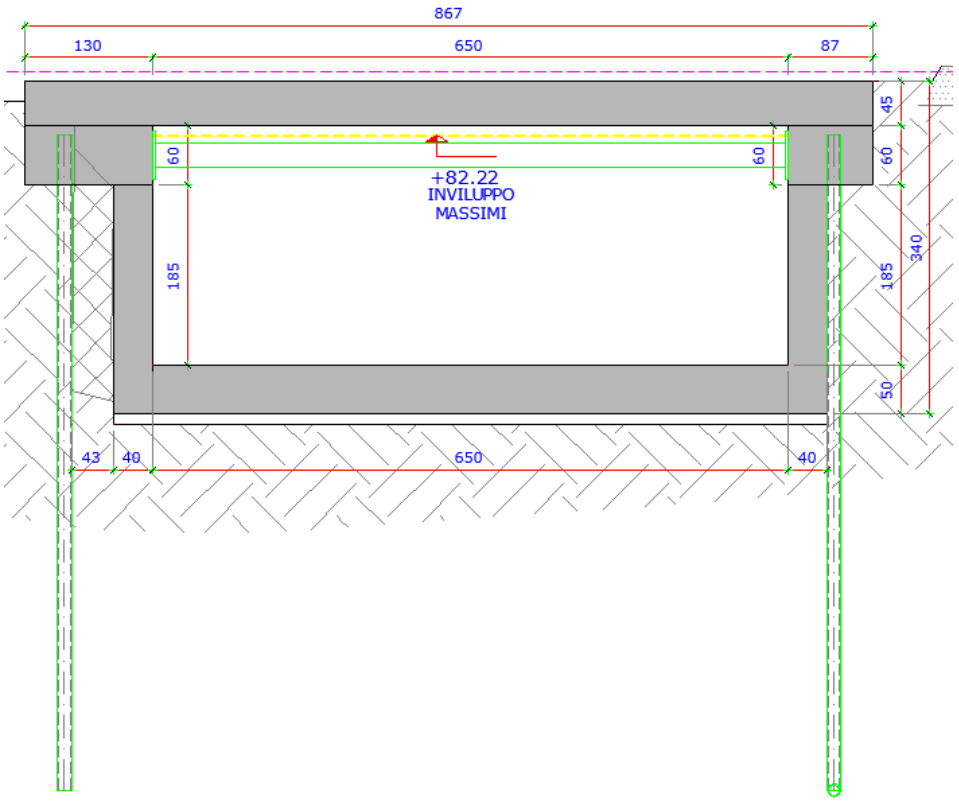
FASE 3:

- Ampliamento dello scavo e demolizione parziale dello scatolare preesistente
- Esecuzione muratura in C.A. in aderenza alla muratura preesistente



FASE 4:

- Completamento dello scavo e demolizione della parte restante dello scatolare

	**FASE 5:** • Esecuzione di nuova soletta in C.A. di fondo canale • Esecuzione nuova muratura in C.A.
	**FASE 6:** • Esecuzione di nuova soletta in C.A. sulla testa dei cordoli • Esecuzione riempimento su soletta e ripristino filo finito

Per la stabilizzazione dello scavo si è previsto l'introduzione di micropali verticali e l'utilizzo di puntoni provvisori orizzontali in profili tubolari metallici posti in corrispondenza dei cordoli di testa

dei micropali, precedenti alla realizzazione della soletta in c.a. Di seguito sono presentate le caratteristiche dei micropali adottati:

micropali verticali su lato senza conservazione della muratura preesistente

ϕperf = 200 mm	diametro di perforazione
ϕ 114,3x8 mm S355	armatura tubolare di acciaio
i = 0,33 m	interasse micropali
L = 5,5 m	lunghezza del micropalo

micropali verticali su lato con conservazione della muratura preesistente

ϕperf = 200 mm	diametro di perforazione
ϕ 114,3x8 mm S355	armatura tubolare di acciaio
i = 0,5 m	interasse micropali
L = 5,5 m	lunghezza del micropalo

Puntoni provvisori

ϕ 139,7x8 mm S355	armatura tubolare di acciaio
i = 3 m	interasse puntone
L =7,87 m	lunghezza del puntone

7.1. Modellazione dell'ampliamento dello scatolare esistente: sezione 150

Le fasi costruttive esposte nel capitolo precedente, sono state opportunamente introdotte all'interno del software di calcolo Paratie Plus. Per semplicità è stata modellata solo una tipologia di berlinese, in particolare quella relativa al lato che non conserva il mantenimento della muratura preesistente dello scatolare e costituito da un interasse dei micropali pari a 0,33m. Per poter valutare le sollecitazioni all'interno dei puntoni e nella soletta superiore, è stato introdotto un vincolo rigido fisso nella parte sommitale della paratia. Di seguito è rappresentata la sezione del modello rappresentativa della fase costruttiva di fine scavo.

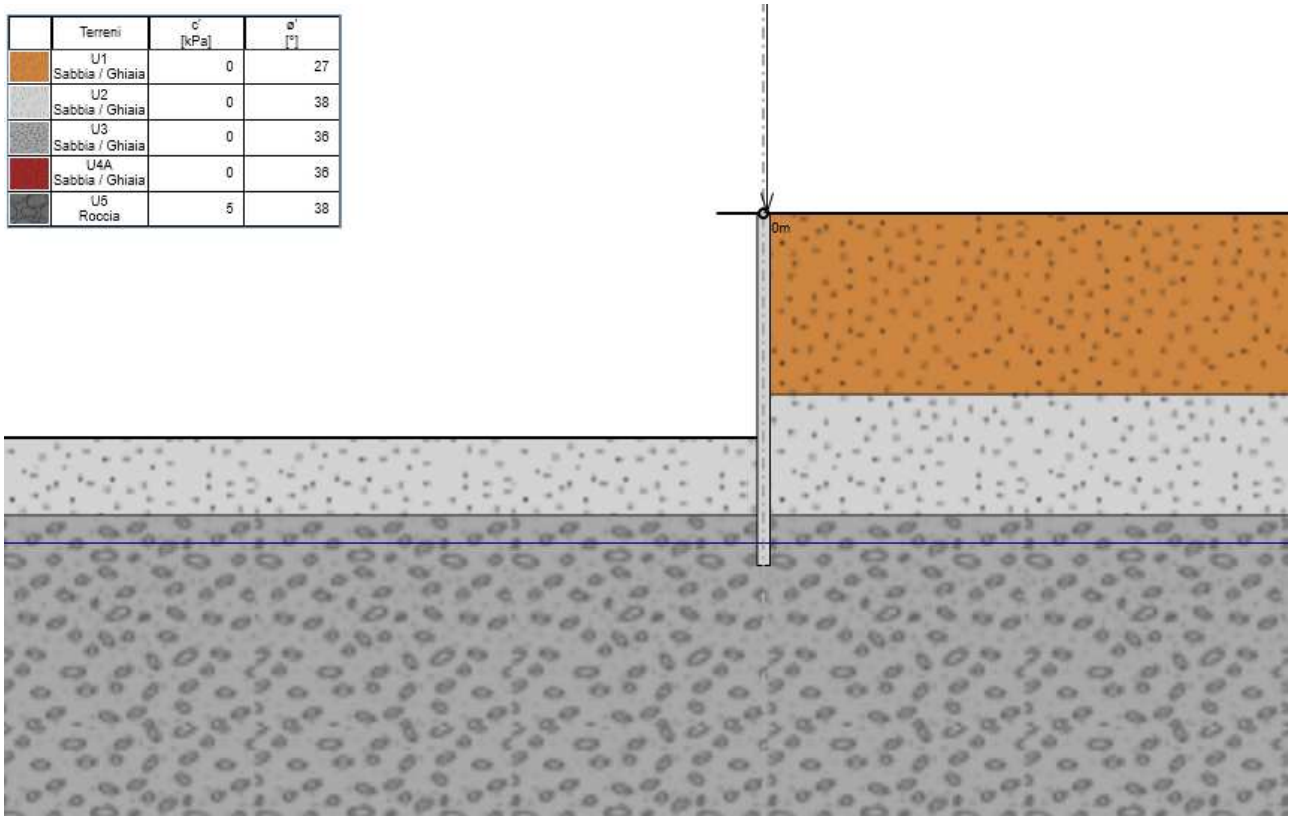


Figura 7.1 Modello 2D dell'ampliamento dello scatolare nella sezione di progetto 150.

7.2. Verifica della Paratia per la sezione 150

La valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti durante le varie fasi è stata effettuata con il software PARATIE PLUS 20.0.3 della CeaS che permette di modellare la berlinese nel terreno con molle laterali non-lineari le cui caratteristiche sono ottenute a partire dai forniti parametri geotecnici del terreno (vedi Cap.4).

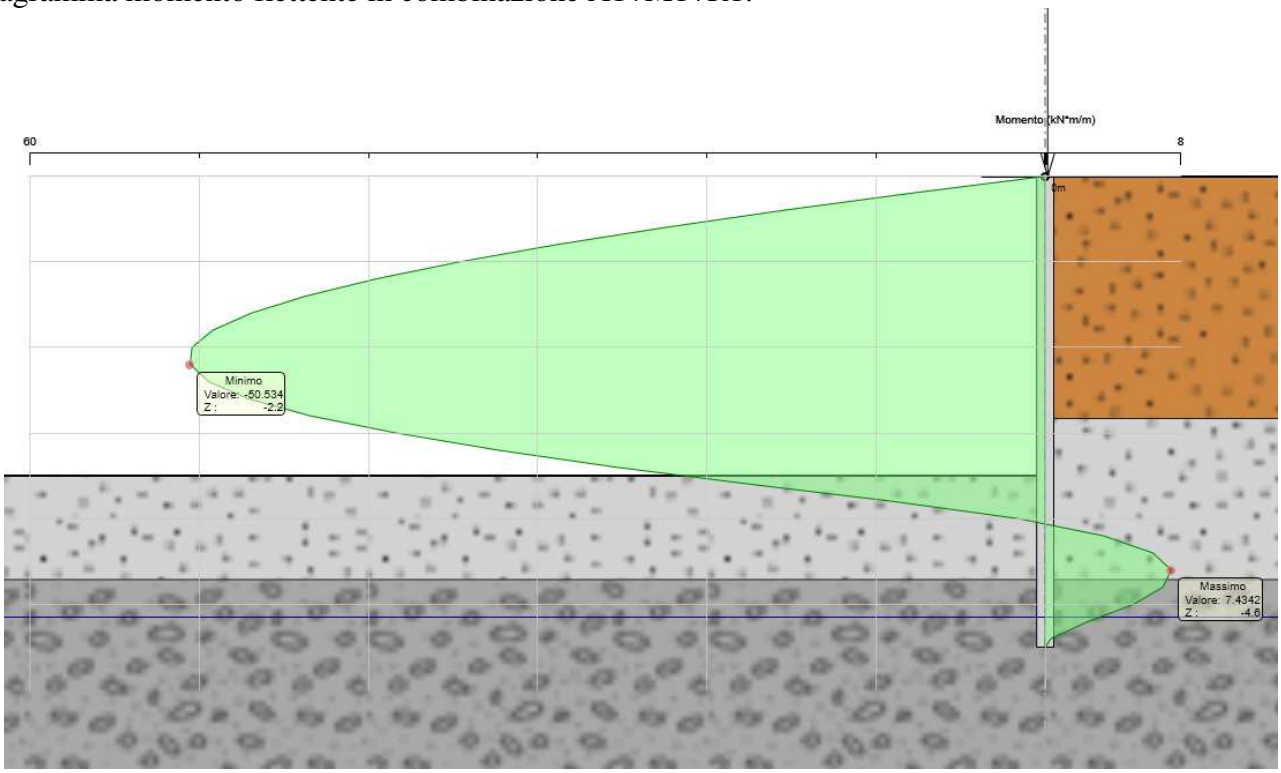
Di seguito si riportano i dati geometrici, i parametri del terreno assunti per la verifica dell'opera e i carichi applicati.

ϕ = 114,3 mm	diametro micropali verticali di acciaio
s = 8mm	spessore micropali verticali
ϕperf = 200 mm	diametro perforazione
ϕ = 139,7 mm	diametro puntoni di acciaio
s = 8mm	spessore puntoni
fyk = 355 MPa	tensione di snervamento caratteristica acciaio micropali
fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa	tensione di snervamento di progetto dell'acciaio
i = 0.33 m	interasse micropali verticali
i = 3 m	interasse puntoni
L = 5,5m	lunghezza micropali verticali
L = 7,87m	lunghezza puntoni
Hs =3,5m	altezza massima di scavo
$\delta = 0.5 \cdot \phi'_k$	angolo di attrito tra berlinese e terreno
qsk = 20 kN/m^2	sovraccarico variabile

7.2.1 Verifica resistenza strutturale paratia per la sezione 150

Criterio di verifica: Approccio 1, combinazioni 1(A1+M1+R1), par. 6.5.3.1.2 NTC18 e C6.5.3.1.2. NTC18. Si riportano i diagrammi di momento e taglio in tale combinazione con le relative verifiche.

Diagramma momento flettente in combinazione A1+M1+R1:



MSd = 50,53*0,33 = 16,7 kNm — massimo momento agente nel micropalo

W = 66,4 cm3 — modulo resistente di un micropalo

$\sigma sd1 = 16,7*10^6 / 66400 = 251,5$ MPa — tensione agente nel micropalo dovuta alla flessione

A questa tensione si aggiunge quella dovuta allo sforzo normale trasmesso dalla sovrastruttura.
Lo sforzo normale (NSd) trasmesso dalla sovrastruttura in combinazione A1+M1+R1, è ottenuto come somma del peso esercitato dalla soletta in C.A. e del sovraccarico pari a 20 kN/m^2.

Considerando il peso per unità di volume del c.a. γ_c pari a 25 kN/m^3, la larghezza dello scatolare L_S pari a 7,87 m e l'altezza della soletta h pari a 0,45m, si ha:

NSd = 1,3*(0,5* γ_c * L_S *h) + 1,5*(0,5*qsk* L_S) = 1,3*(0,5*25*7,87*0,45) + 1,5*(0,5*20*7,87) =175,6 kN/m

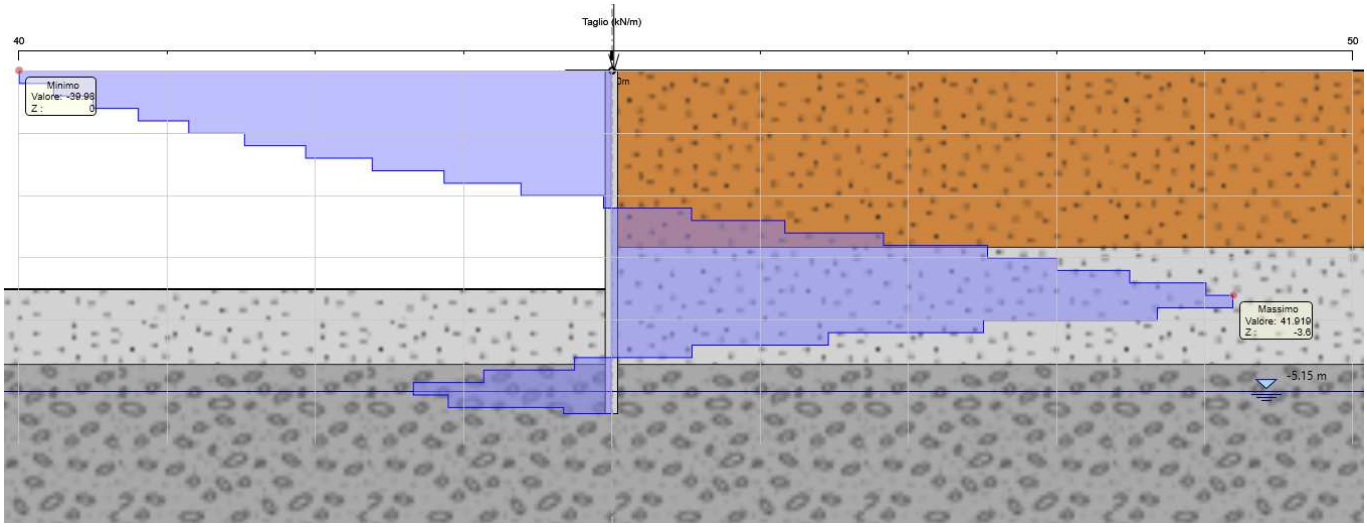
NSd = 175,6*0,33 = 57,95 kN sforzo normale agente nel singolo micropalo, trasmesso dalla sovrastruttura (compressione)

σsd2 = 57,95*1000/2671,6 = 21,7 MPa tensione agente nel micropalo dovuta allo sforzo normale

σsdtot = σsd1+ σsd2 = 251,5+21,7 = 273,2 MPa < fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa

verificato

Diagramma Taglio in combinazione A1+M1+R1:



VSd = 41,9 kN/m massimo taglio agente

A = 2671,6 mm^2 area di un micropalo

tsd = $2*41,9*10^3*0.33/(2671,6)$ = 10,35 MPa tensione di taglio agente nel micropalo

Sommando gli effetti di compressione, flessione e taglio si ha:

σid = $\sqrt{(273,2^2+3*10,35)}$ = 273,8 MPa < fyd = 355/1.05 = 338.1 MPa

verificato

7.2.2 Verifica portata geotecnica micropali verticali per la sezione 150

Si verifica la portata per carico di compressione per Approccio 2, combinazione A1+M1+R3.

NSd,palo = 57,95 kN sforzo normale di compressione nei micropali verticali

La verifica della resistenza a compressione è riportata di seguito. I parametri del terreno sono stati dedotti dalla relazione sopra citata.

METODO DI BUSTAMANTE E DIOX						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO				Berlinese	L=	5,5 m
Sforzo normale di calcolo a trazione	N_{Sd}=		kN			
Sforzo normale di calcolo a compressione	N_{Sd}=	**57,95**	kN			
CARATTERISTICHE DEI MICROPALI						
Diametro esterno	Φe=	114,3	mm			
Diametro interno	Φi=	98,3	mm			
Diamentro del foro	Φh=	200	mm			
Spessore	s=	8	mm			
Area tubo di acciaio	As=	2671,61	mm^2			
Peso unitario tubo in acciaio	g_s =	21,00	kg/m			
Peso unitario acciaio + cls	g_{sc} =	92,9	kg/m			

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

MODALITA' DI INIEZIONE IGU INIEZIONE GLOBALE UNICA

Profondità [m]		ΔL		N_{SPT}	qs (IGU)	qs (IRS)	α (IGU)	α (IRS)	Dsi	Q_{lat}
da	a	[m]			[kN/m²]	[kN/m²]			[m]	[kN]
3,5	5,5	2	ATTIVO	35	175	225	1,35	1,80	0,27	297
0	0	0	NONATTIVO	45	225	275	1,35	1,80	0,27	0
0	0	0	NON ATTIVO	23	-	-	1,10	1,40	-	0
0	0	0	NON ATTIVO	35	-	-	1,10	1,40	-	0
									$Q_{L,tot}$=	297

NUMERO DI VERTICALI INDAGATE 4

APPROCCIO NORMATIVO APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)

numero di verticali indagate	ξ_{a3}	ξ_{a4}
1	1,7	1,7
2	1,65	1,55
3	1,6	1,48
4	1,55	1,42
5	1,50	1,34
7	1,45	1,28
>=10	1,40	1,21

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	γ_R	R1	R2	R3
Base	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale in compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Laterale in trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

Resistenza caratteristica laterale $Q_{L,K}$= 191,5 kN
Resistenza caratteristica alla punta $Q_{P,K}$= 28,7 kN
Peso proprio del micropalo $W_{m,k}$= 1,9 kN

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO

Resistenza di progetto laterale a trazione $Q_{L,d}$= 153,2 kN
Resistenza di progetto laterale a compressione $Q_{L,d}$= 166,6 kN
Resistenza di peogetto alla punta $Q_{P,d}$= 21,3 kN
Peso proprio del micropalo $W_{m,d}$= 1,9 kN
Resistenza caratteristica totale a trazione R_d= 155,1 kN Rd =(verifica tirante perm.) 159,6132
Resistenza caratteristica totale a compressione R_d= 186,0 kN

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE

N_{Sd}/R_d= 0,31 Verifica soddisfatta

8. VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO

8.1. Descrizione del software di calcolo

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonchè i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

Specifiche Tecniche

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

http://www.concrete.it

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.23

Identificatore licenza: WP-73080

Intestatario della licenza: ING. ANDREA MASCARO – VIA M. CARLIN 8/1 – 16011 – ARENZANO (GE)

Versione regolarmente licenziata.

Schematizzazione Strutturale E Criteri Di Calcolo Delle Sollecitazioni

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di

elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidezza equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

Verifiche delle membrature in cemento armato

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte agli stati limite in accordo al D.M. 17/01/18, al D.M. 14/01/08, al D.M. 09/01/96 o secondo Eurocodice 2, oppure ove consentito col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14/01/92). Le membrature in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio, verificato secondo Eurocodice 3 in accordo al D.M. 17/01/18 o al D.M. 14/01/08

8.2. Relazione di accettabilità' dei calcoli eseguitivi con elaboratore

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente nell'attività professionale.

In particolare, è stato utilizzato il seguente programma di calcolo:

- Titolo: WallCAD 7
- Caratterisitche: Programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità.
- Autore: Concrete s.r.l. – Via della Pieve, 19 – 35121 Padova
- Versione: 7.23

Il sottoscritto ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l'affidabilità del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

La valutazione dell'attendibilità del software ha, inoltre, compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.

La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

8.3. Progetto e verifiche muri d'argine rio rosata

8.3.1 Descrizione delle opere

Nell'ambito degli interventi di adeguamento idraulico del tratto terminale del rio Rosata, posto immediatamente a monte della tombinatura presente in prossimità dell'innesto sul torrente Bisagno, si rende necessaria la costruzione di nuovi muri d'argine in calcestruzzo armato posti a placcaggio e sottomurazione di quelli esistenti, al fine di poter opportunamente modificare l'andamento planoaltimetrico del fondo alveo. Nel dettaglio, lungo l'argine destro si prevede la realizzazione di un nuovo muro in calcestruzzo armato da attuarsi per campioni progressivi orizzontali e verticali al fine di approfondire, tramite sottomurazione, il piano di posa dell'argine esistente in muratura e di placcare, in elevazione, il paramento murario esistente interagente con il deflusso della massima piena al fine di consolidare ed uniformare l'argine attuale geometricamente non idoneo. Lungo l'argine sinistro si prevede il medesimo intervento sopra descritto per l'argine opposto, integrato dalla realizzazione di opportuno parapetto di sommità avente come scopo quello di "contenere" la linea inviluppo dei franchi idraulici desunta dall'analisi del deflusso del rio; localmente, nella parte prossima all'imbocco dello scatolare, il muro d'argine sarà edificato ad eliminazione di un ristringimento dell'alveo attuale adibito a parcheggio, previa la messa in opera di una serie di micropali di presidio del rilevato stradale durante le operazioni di scavo funzionali all'alloggiamento del manufatto in progetto.

Procedendo verso monte, rispetto allo scatolare, si prevede la rimozione dei primi tre attraversamenti pedonali e la realizzazione di uno nuovo impostato sui nuovi muri d'argine sopra descritti, dotati di paramenti opportunamente maggioranti al fine di offrire giusto appoggio ad nuovo elemento di attraversamento che sarà costituito dall'affiancamento di 4travi parzialmente prefabbricate, tipo REP, autoportanti, solidarizzate tra di loro a mezzo di opportuno getto armato di completamento.

8.3.1 Materiali

***Descrizione**: descrizione o nome assegnato all'elemento.*

***Rck**: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]*

***E**: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]*

***G**: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo.*

[daN/cm²]

***v**: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.*

***γ**: peso specifico del materiale. [daN/cm³]*

***α**: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]*

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C28/35	350	325881	Default (148127.76)	0.1	0.0025	0.00001

8.3.2 Curve di materiali c.a.

***Descrizione**: descrizione o nome assegnato all'elemento.*

***Curva**: curva caratteristica.*

***Reaz.traz.**: reagisce a trazione.*

***Comp.frag.**: ha comportamento fragile.*

***E.compr.**: modulo di elasticità a compressione. [daN/cm²]*

***Incr.compr.**: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.*

***EpsEc**: ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.*

***EpsUc**: ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.*

***E.traz.**: modulo di elasticità a trazione. [daN/cm²]*

***Incr.traz.**: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.*

***EpsEt**: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.*

***EpsUt**: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.*

***E.traz.**: modulo di elasticità a trazione. [daN/cm²]*

***Incr.traz.**: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.*

***EpsEt**: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.*

***EpsUt**: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.*

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C28/35	No	Si	325881.08	0.001	-0.002	-0.0035	325881.08	0.001	0.0000609	0.000067

8.3.3 Armature.

***Descrizione**: descrizione o nome assegnato all'elemento.*

***fyk**: resistenza caratteristica. [daN/cm²]*

***σamm.**: tensione ammissibile. [daN/cm²]*

***Tipo**: tipo di barra.*

***E**: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]*

***γ**: peso specifico del materiale. [daN/cm³]*

***v**: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.*

***α**: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]*

***Livello di conoscenza**: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).*

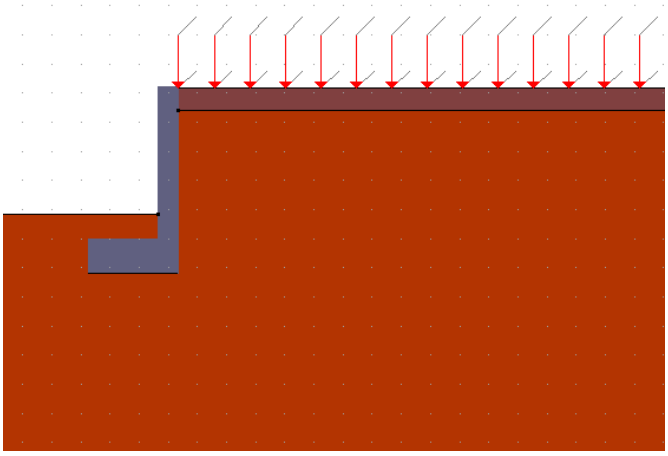
Descrizione	fyk	σamm.	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo

8.3.4 Terreno.

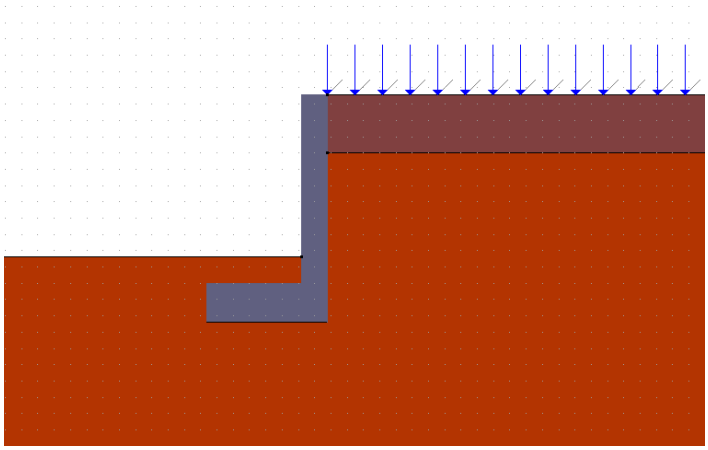
La campagna di indagini geognostiche effettuata ha permesso di individuare la variabilità delle potenze degli orizzonti stratigrafici evidenziando una significativa presenza di uno strato costituito da ghiaia eterometrica con sabbia e trovanti sovrastata da una coltre di riporto caratterizzata da ridotti spessori pari a circa1/1.5m.

Detti strati, in relazione a quanto riportato nella relazione geologica allegata al progetto ed all'esperienza diretta maturata dallo scrivente nell'ambito di altri lavori di preparazione area eseguiti in terreni simili a quello in questione, in fase progettuale per la verifica dei muri d'argine, vengono cautelativamente descritti dai seguenti parametri geotecnici:

Denominazione	**Peso di volume**	**Angolo di attrito efficace**	**Coesione non drenata**	**Coesione efficace**
	daN/m^3	(gradi)	daN/cm^2	daN/cm^2
1 - Coltre	1850-2000	27.00	0.00	0.00
2 – Depositi U3	1900-2000	36.00	0.00	0.00



Sponda destra



Sponda sinistra

8.3.5 Caratterizzaione sismica

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Mononobe-Okabe

Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen

Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.

Localizzazione dell'opera: Genova



Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni

Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 3

Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV

Accelerazione relativa Ag/g massima attesa al suolo: 0.0932 g

Categoria del suolo di fondazione: B

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.2

Coefficiente di amplificazione topografica: 1

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.38

Punto di applicazione della forza dinamica: a metà altezza del muro

Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

8.4. Metodi di calcolo

8.4.1 Descrizione della Normativa Sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = b_m \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

Dove: b_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di b_m sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: g è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan\theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \qquad \text{e} \qquad \tan\theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: g è il peso specifico del terreno saturo;

g_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan\theta_A = \frac{k_h}{1+k_v} \qquad \text{e} \qquad \tan\theta_B = \frac{k_h}{1-k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrapressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.3.5, 7.11.4), secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = b_s \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

Dove: b_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di b_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g.

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

8.4.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

1.Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
2.Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
3.Superfice di rottura piana.
4.Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
5.La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
6.Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
7.Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
8.L'effetto delle accelerazioni kh e kv viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2}\gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \le \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}}\right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

8.4.2.1. Descrizione del metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo (f = 0) tale relazione diventa:

$$Q_{\lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

g = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1)\cdot ctg\phi\,; \quad N_q = tg^2\left(45^o + \frac{\phi}{2}\right)\cdot e^{(\pi\cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5\cdot(N_q - 1)\cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L}\cdot\frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2\cdot\frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L}\cdot tg\phi\,; \quad s_\gamma = 1 - 0.4\cdot\frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4\cdot k\,; \quad d'_c = 0.4\cdot k\,; \quad d_q = 1 + 2\cdot k\cdot tg\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\,; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{B\cdot L\cdot c_a}}\,; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5\cdot H}{V + B\cdot L\cdot c_a\cdot ctg\phi}\right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7\cdot H}{V + B\cdot L\cdot c_a\cdot ctg\phi}\right)^5 \quad \text{(se h=0)}; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^o/450^o)\cdot H}{V + B\cdot L\cdot c_a\cdot ctg\phi}\right)^5 \quad \text{(se h>0)}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g'_c = \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g_q = (1 - 0.5\cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b'_c = \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b_q = e^{(-2\cdot\eta\cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7\cdot\eta\cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

f = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

h = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (h = 0 se orizzontale);

b = inclinazione del pendio;

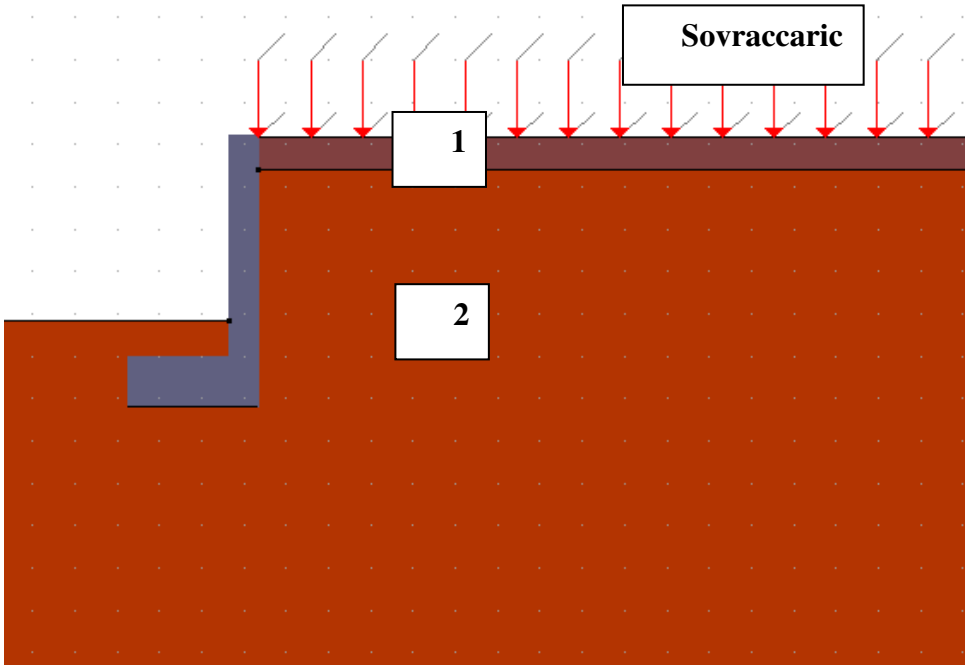
H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i.

8.4.3 Verifica sezione muro d'argine destro



8.4.3.1. Analisi delle azioni

La tecnica realizzativa che verrà adottata permette si attuare le verifiche in condizioni definitive considerando l'intera struttura del muro reagente in modo monolitico; le operazioni di placcaggio del paramento in pietra esistente, tuttavia, non impegneranno ovunque l'intero sviluppo in altezza degli argini attuali e pertanto tale effetto sul nuovo muro viene schematizzato considerando agente a tergo dell'opera tipo oggetto di verifica, un sovraccarico permanente pari a 2000 daN/m^2 (corrispondente a circa 1m di coltre).

Vengono di seguito riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

8.4.3.2. Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.
Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M0	Rs	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M0	Rs	2	SIS-2	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

8.4.3.3. Risultante delle azioni agenti sul muro

Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-41.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-8.75
Spinta del terreno a monte	17	72	-31.89	-10.58
Spinta del terreno a valle	-137	-26	32.99	10.72

Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-50.6

Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-10.69
Spinta del terreno a monte	17	72	-38.97	-12.93
Spinta del terreno a valle	-137	-26	40.32	13.1

Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-46
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-9.72
Spinta del terreno a monte	17	76	-41.83	-13.92
Spinta del terreno a valle	-137	-26	36.61	11.9
Forza di inerzia dovuta al muro	-30	49	-2.93	-1.47
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.62	-0.31

Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-46
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-9.72
Spinta del terreno a monte	17	75	-39.6	-13.18
Spinta del terreno a valle	-137	-27	34.28	11.14
Forza di inerzia dovuta al muro	-30	49	-2.93	1.47
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.62	0.31

Combinazione di carico STR-1

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-46
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-9.72
Spinta del terreno a monte	17	72	-35.43	-11.75
Spinta del terreno a valle	-137	-26	36.65	11.91

Combinazione di carico STR-2

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-59.8
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-12.63
Spinta del terreno a monte	17	72	-46.06	-15.28
Spinta del terreno a valle	-137	-26	47.65	15.48

Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-46
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-9.72
Spinta del terreno a monte	17	75	-39.62	-13.17
Spinta del terreno a valle	-137	-26	36.63	11.9
Forza di inerzia dovuta al muro	-30	49	-1.95	-0.98
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.41	-0.21

Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-30	49	0	-46
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-9.72
Spinta del terreno a monte	17	74	-38.12	-12.67
Spinta del terreno a valle	-137	-27	35.07	11.4
Forza di inerzia dovuta al muro	-30	49	-1.95	0.98
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.41	0.21

8.4.3.4. Verifica di stabilità locale

Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento : 8 daN/cm^2
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 47.5 cm (comb. SIS-1)
Momento rispetto al baricentro della fondazione : 3357 daN cm (comb. STR-2)
Larghezza reagente minima in fondazione : 90 cm (comb. SIS-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 1.56 daN/cmq (comb. SIS-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0 daN/cmq (comb. STR-1)

Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : SIS-2
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0.25
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.5
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.5
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 64 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 9 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della Fondazione : 40 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento : 1
Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.02

Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : EQU-4
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 3804 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -5513 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 1.45

Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : SIS-1
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 0 °
Profondità del piano di posa : 103 cm

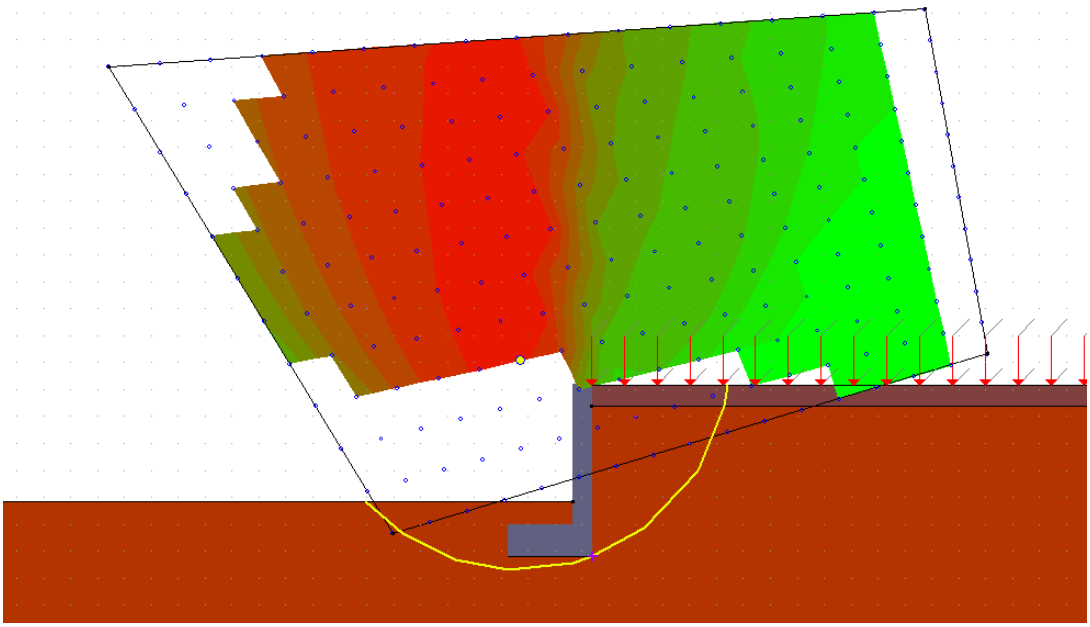
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.195 daN/cm2
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 36 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0019 daN/cm3
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 30.7 °
Base efficace	: 60 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 41.6 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 70.1 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 97.9 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 300 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.2
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 1.16

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N_c= 51	N_q= 38	N_g= 40
Coefficienti di forma	s_c= 1	s_q= 1	s_g= 1
Coefficienti di profondità	d_c= 1.26	d_q= 1.16	d_g= 1
Coefficienti di inclinazione del carico	i_c= 0.15	i_q= 0.17	i_g= 0.07
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	b_c= 1	b_q= 1	b_g= 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	g_c= 1	g_q= 1	g_g= 1

8.4.3.5. Verifica di stabilità globale

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: GEO-1
Metodo di analisi di stabilità del pendio	: Bishop
Passo dei conci	: 100 cm
Coefficiente di stabilità globale pendio	: 1.68
Coefficiente limite suggerito dalla normativa	: 1.1
X centro della superficie critica	: -115 cm
Y centro della superficie critica	: 304 cm
Raggio della superficie critica	: 389 cm
Forza di bilancio	: 54.26 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica	: 10.24 m^3/m
Peso spostato dalla superficie critica	: 20513 daN/m



STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione GEO-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-40.8	93	0	0.58	-356	22	240	4	0	4	0	1722	-1028
2	-25.9	108	0	0.58	-279	-1	164	16	0	16	0	4709	-2651
3	-10.6	99	0	0.58	-185	-16	70	22	0	22	0	5322	-1551
4	5.6	121	0	0.58	-78	-19	37	32	0	32	0	6971	1209
5	17.2	37	0	0.58	0	98	115	28	0	28	0	6071	3276
6	28.3	112	0	0.58	65	111	181	55	18	73	0	15801	13446
7	47.4	146	0	0.58	162	149	277	40	18	58	0	14055	16582
8	67.8	130	0	0.58	235	202	350	9	9	18	0	5851	6504
9	80.3	39	0	0.41	266	245	382	0	1	1	0	556	548
		884						205	47	252		61058	36335

Coefficiente di sicurezza FS = 1.68

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione SIS-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-40.8	93	0	0.73	-356	22	240	4	0	4	0	2213	-1014
2	-25.9	108	0	0.73	-279	-1	164	16	0	16	0	5998	-2574
3	-10.6	99	0	0.73	-185	-16	70	22	0	22	0	6745	-1413
4	5.6	121	0	0.73	-78	-19	37	32	0	32	0	8800	1453
5	17.2	37	0	0.73	0	98	115	28	0	29	0	7646	3444
6	28.3	112	0	0.73	65	111	181	55	18	74	0	19854	13912
7	47.4	146	0	0.73	162	149	277	40	18	59	0	17583	16968
8	67.8	130	0	0.73	235	202	350	9	9	18	0	7270	6618
9	80.3	39	0	0.51	266	245	382	0	1	1	0	687	556
		884						205	47	255		76796	37950

Coefficiente di sicurezza FS = 2.02

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione SIS-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-40.8	93	0	0.73	-356	22	240	4	0	4	0	2165	-991
2	-25.9	108	0	0.73	-279	-1	164	16	0	15	0	5867	-2514
3	-10.6	99	0	0.73	-185	-16	70	22	0	21	0	6596	-1378
4	5.6	121	0	0.73	-78	-19	37	32	0	31	0	8605	1426
5	17.2	37	0	0.73	0	98	115	28	0	28	0	7476	3371
6	28.3	112	0	0.73	65	111	181	55	18	72	0	19413	13611
7	47.4	146	0	0.73	162	149	277	40	18	57	0	17190	16597
8	67.8	130	0	0.73	235	202	350	9	9	18	0	7106	6472
9	80.3	39	0	0.51	266	245	382	0	1	1	0	672	544
		884						205	47	249		75089	37138

Coefficiente di sicurezza FS = 2.02

Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 350 daN/cmq
Modulo elastico longitudinale Ec : 325881 daN/cmq
Rapporto Ea/Ec per calcolo tensioni in esercizio : 15
Rapporto Ea/Ec per calcolo ampiezza fessure : 7
Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio) : 4500 daN/cmq
Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15
Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.5
Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure : 0.83
Limite sigmac/fck : 0.45
Limite sigmaf/fyk : 0.8
Ampiezza limite delle fessure : 0.3 mm
Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4
Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15

Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.
Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico
EpsS% max : 0.186 %
EpsC% max : 0.2 %

Significato dei simboli:
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
A_s: area efficace dello strato superiore per metro
C_s: copriferro medio dello strato superiore
A_i: area efficace dello strato inferiore per metro
C_i: copriferro medio dello strato inferiore
v_{ml}: soddisfacimento delle percentuali minime di armatura
c_{res}: combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta
M_d: momento di calcolo
N_d: sforzo normale di calcolo
M_u: momento ultimo
N_u: sforzo normale ultimo
c.s.: coefficiente di sicurezza
v_{res}: soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta
X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
c_{es}: combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta
M_e: momento in esercizio
N_e: sforzo normale in esercizio
s_f: trazione massima sull'armatura
s_c: compressione massima sul calcestruzzo
v_{es}: soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta
c_f: combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione
M_f: momento di calcolo per la verifica di fessurazione
N_f: sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione
Srm: interasse delle fessure
W_k: ampiezza caratteristica delle fessure
v_f: soddisfacimento verifica fessurazione
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
c_t: combinazione di carico critica per la verifica a taglio
VSd: taglio di calcolo
VRdc: taglio resistente in assenza di armatura a taglio
VRdmax: taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse
VRds: taglio resistente in presenza di armatura a taglio
v_t: soddisfacimento verifica taglio

Paramento

X	Y	H	A_s	C_s	A_i	C_i	v_{ml}	c_{res}	M_d	N_d	M_u	N_u	c.s.	v_{res}
cm	cm	cm	cm^2	cm	cm^2	cm			daN cm	daN		daN cm		
0	0	35	4.5	4	6.2	4	no	SIS-1	326095	-3261	809836	-8098	2.48	ok
0	30	35	8	3.8	10.2	3.9	ok	SIS-1	246005	-2824	1335232	-15326	5.43	ok
0	60	35	4.5	3.6	6.2	3.8	no	SIS-1	179466	-2400	862748	-11539	4.81	ok
0	90	35	4.5	3.6	6.2	3.8	no	SIS-1	125343	-1991	900802	-14306	7.19	ok
0	120	35	4.5	3.6	6.2	3.8	no	SIS-1	82502	-1595	958108	-18519	11.6	ok
0	150	35	4.5	3.6	6.2	3.8	no	SIS-1	49808	-1213	1053304	-25642	21.1	ok
0	180	35	4.5	3.6	6.2	3.8	no	SIS-1	26125	-844	1240247	-40076	47.5	ok
0	210	35	4.5	3.6	6.2	3.8	no	SIS-1	10318	-490	1762190	-83605	171	ok
0	240	35	4.5	3.6	5.8	3.8	no	STR-2	1551	-228	2619680	-384323	>999	ok

X	Y	H	c_{es}	M_e	N_e	s_f	s_c	v_{es}	c_f	M_f	N_f	Srm	W_k	v_f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm^2	daN/cm^2			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	35	SLE-1	271645	-3097	1290	-27	ok	SLE-1	271645	-3097	-	-	ok
0	30	35	SLE-1	203668	-2679	585	-16	ok	SLE-1	203668	-2679	-	-	ok
0	60	35	SLE-1	147722	-2275	650	-15	ok	SLE-1	147722	-2275	-	-	ok
0	90	35	SLE-1	102669	-1884	429	-10	ok	SLE-1	102669	-1884	-	-	ok
0	120	35	SLE-1	67377	-1507	261	-7	ok	SLE-1	67377	-1507	-	-	ok
0	150	35	SLE-1	40709	-1144	141	-4	ok	SLE-1	40709	-1144	-	-	ok
0	180	35	SLE-1	21532	-794	61	-2	ok	SLE-1	21532	-794	-	-	ok
0	210	35	SLE-1	8709	-459	16	-1	ok	SLE-1	8709	-459	-	-	ok
0	240	35	SLE-1	1193	-175	0	0	ok	SLE-1	1193	-175	-	-	ok

X	Y	H	c_t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v_t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	35	STR-2	-3346	14695	-	-	ok
0	30	35	STR-2	-2790	14703	-	-	ok
0	60	35	STR-2	-2282	14617	-	-	ok
0	90	35	STR-2	-1825	14549	-	-	ok
0	120	35	STR-2	-1416	14483	-	-	ok
0	150	35	STR-2	-1056	14420	-	-	ok
0	180	35	STR-2	-746	14359	-	-	ok
0	210	35	STR-2	-485	14301	-	-	ok

0	240	35	STR-2	-177	14252	-	-	ok

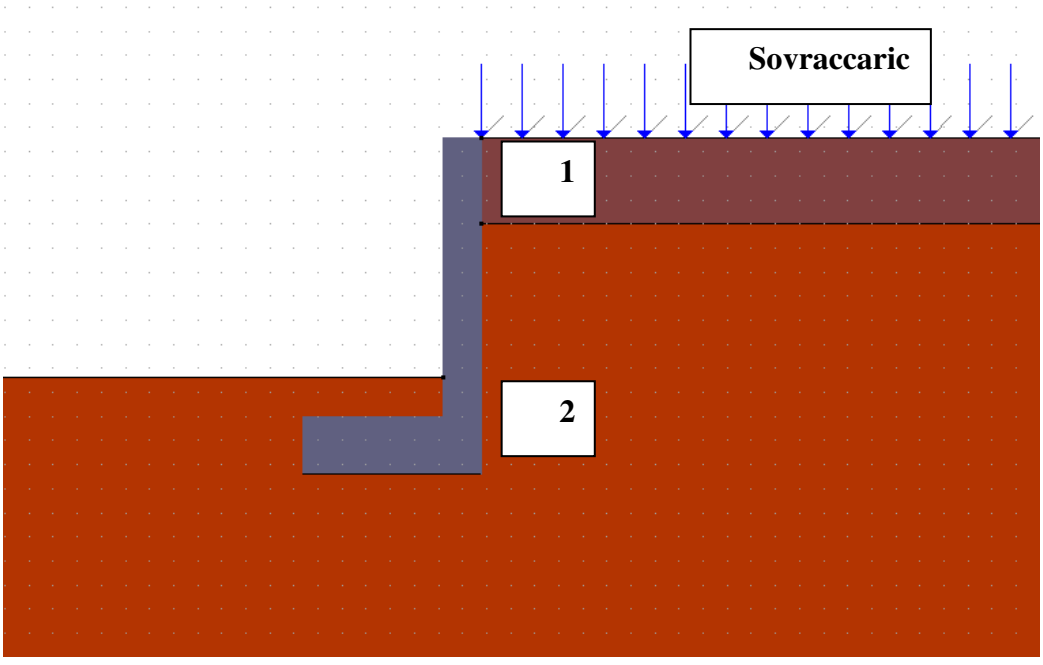
Mensola di fondazione

X	Y	H	A_s	C_s	A_i	C_i	c_{res}	M_d	N_d	M_u	N_u	c.s.	v_{res}
cm	cm	cm	cm^2	cm	cm^2	cm		daN cm	daN		daN cm		
-108	-30	60	6.2	3.6	6.2	4	SIS-1	51711	19	1268950	469	24.5	ok
-78	-30	60	6.2	3.6	6.2	4	SIS-1	175745	38	1273932	277	7.25	ok
-48	-30	60	6.2	3.6	6.2	4	SIS-1	325452	57	1275298	225	3.92	ok
-18	-30	60	6.2	3.6	6.2	4	STR-2	492267	0	1318182	0	2.68	ok

X	Y	H	c_{es}	M_e	N_e	s_f	s_c	v_{es}	c_f	M_f	N_f	Srm	W_k	v_f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm^2	daN/cm^2			daN cm	daN	cm	mm	
-108	-30	60	SLE-1	36819	0	113	-1	ok	SLE-1	36819	0	-	-	ok
-78	-30	60	SLE-1	129740	0	398	-5	ok	SLE-1	129740	0	-	-	ok
-48	-30	60	SLE-1	252454	0	774	-10	ok	SLE-1	252454	0	-	-	ok
-18	-30	60	SLE-1	378659	0	1160	-14	ok	SLE-1	378659	0	-	-	ok

X	Y	H	c_t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v_t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-108	-30	60	SIS-1	3188	21332	-	-	ok
-78	-30	60	STR-2	4862	21332	-	-	ok
-48	-30	60	STR-2	5583	21332	-	-	ok
-18	-30	60	STR-2	5168	21332	-	-	ok

8.4.4 Verifica sezione muro d'argine sinistro



8.4.4.1. Analisi delle azioni

La tecnica realizzativa che verrà adottata permette si attuare le verifiche in condizioni definitive considerando l'intera struttura del muro reagente in modo monolitico; le operazioni di placcaggio

dei paramenti esistenti, verrà preceduta dall'esecuzione di una demolizione sommitale degli stessi e la realizzazione di un cordolo di connessione sul quale verrà impostato il parapetto di margine della carreggiata, tuttavia detta collaborazione, a favore di sicurezza, non viene presa in considerazione nelle valutazioni analitiche sotto riportate.

La presenza del piano stradale a tergo del muro d'argine, viene opportunamente schematizzata, nello sviluppo delle verifiche globali dei nuovi manufatti, a mezzo di un carico equivalente uniformemente distribuito su tutto il terrapieno, pari a 1500 daN/m^2 (in relazione della geometria della sede stradale e della alla specifica tipologia dei mezzi che possono effettivamente su di essa transitare).

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

8.4.4.2. Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.
Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.3	1	1
EQU	A0	M0	Rs	4	EQU-4	1	0.3	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1.5	0	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1.3	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.3	1	1
SIS	A0	M0	Rs	2	SIS-2	1	0.3	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.3	0	0

8.4.4.3. Risultante delle azioni agenti sul muro

Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-51.08
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-9.92
Spinta del terreno a monte	20	94	-42.51	-16.45
Spinta del terreno a valle	-165	-27	31.32	10.18

Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-62.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-12.12
Spinta del terreno a monte	20	91	-47.63	-18.6
Spinta del terreno a valle	-165	-27	38.28	12.44

Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-56.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-11.02
Spinta del terreno a monte	20	80	-36.11	-14.82
Spinta del terreno a valle	-165	-27	34.75	11.29
Forza di inerzia dovuta al muro	-35	59	-4.34	-2.17
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-92	20	-0.84	-0.42

Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-56.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-11.02
Spinta del terreno a monte	20	77	-33.89	-13.91
Spinta del terreno a valle	-165	-28	32.09	10.43
Forza di inerzia dovuta al muro	-35	59	-4.34	2.17
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-92	20	-0.84	0.42

Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-56.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-11.02
Spinta del terreno a monte	20	63	-25.62	-10.72
Spinta del terreno a valle	-165	-27	34.8	11.31

Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-56.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-11.02
Spinta del terreno a monte	20	93	-45.07	-17.53
Spinta del terreno a valle	-165	-27	34.8	11.31

Combinazione di carico STR-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y

	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-73.78
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-14.33
Spinta del terreno a monte	20	63	-33.31	-13.94
Spinta del terreno a valle	-165	-27	45.24	14.7

Combinazione di carico STR-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-73.78
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-14.33
Spinta del terreno a monte	20	88	-52.76	-20.74
Spinta del terreno a valle	-165	-27	45.24	14.7

Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-56.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-11.02
Spinta del terreno a monte	20	77	-33.81	-13.87
Spinta del terreno a valle	-165	-27	34.77	11.3
Forza di inerzia dovuta al muro	-35	59	-2.89	-1.45
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-92	20	-0.56	-0.28

Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-35	59	0	-56.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-92	20	0	-11.02
Spinta del terreno a monte	20	76	-32.32	-13.26
Spinta del terreno a valle	-165	-28	33	10.72
Forza di inerzia dovuta al muro	-35	59	-2.89	1.45
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-92	20	-0.56	0.28

8.4.4.4. Verifica di stabilità locale

Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento : 8 daN/cm^2
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 39.6 cm (comb. STR-2)
Momento rispetto al baricentro della fondazione : 3455 daN cm (comb. STR-4)
Larghezza reagente minima in fondazione : 159 cm (comb. STR-2)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 1.19 daN/cmq (comb. STR-4)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.49 daN/cmq (comb. STR-3)

Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: STR-2
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0.25
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.5
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.5
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 82 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 9 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 45 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento : 1.1
Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.01

Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-1
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 3520 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -7336 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1.15
Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 1.81

Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

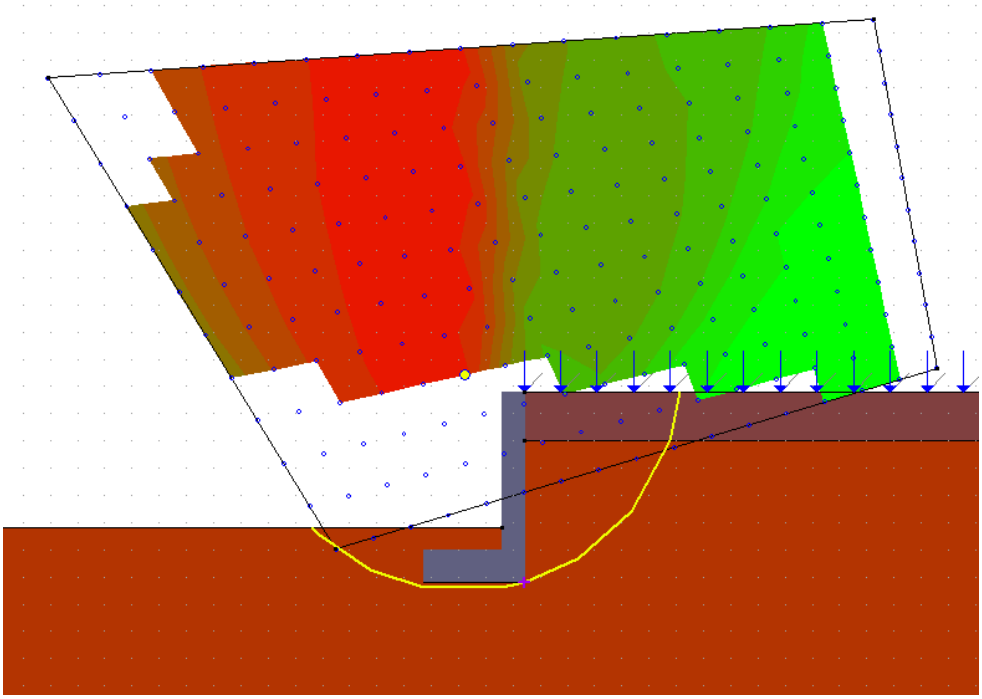
Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: STR-2
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 0 °
Profondità del piano di posa : 100 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.19 daN/cm2
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 36 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0019 daN/cm3
Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 27.9 °
Base efficace : 106 cm
Carico tangenziale al piano di posa : 45.1 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 85.3 daN/cm
Carico ultimo della fondazione : 228 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 300 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite : 1.4
Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.91

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N_c= 51	N_q= 38	N_g= 40
Coefficienti di forma	s_c= 1	s_q= 1	s_g= 1
Coefficienti di profondità	d_c= 1.22	d_q= 1.13	d_g= 1
Coefficienti di inclinazione del carico	i_c= 0.19	i_q= 0.22	i_g= 0.1
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	b_c= 1	b_q= 1	b_g= 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	g_c= 1	g_q= 1	g_g= 1

8.4.4.5. Verifica di stabilità globale

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: GEO-2
Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
Passo dei conci : 100 cm
Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.56
Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1
X centro della superficie critica : -90 cm
Y centro della superficie critica : 322 cm
Raggio della superficie critica : 397 cm
Forza di bilancio : 51.02 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica : 11.34 m^3/m
Peso spostato dalla superficie critica : 22777 daN/m



STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione GEO-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-43.8	14	0	0.58	-363	37	273	0	0	0	0	44	-27
2	-34.2	117	0	0.58	-298	14	209	8	0	8	0	2799	-1771
3	-18.3	102	0	0.58	-211	-7	121	17	0	17	0	4602	-2124
4	-0.4	145	0	0.58	-92	-17	3	35	0	35	0	8142	-106
5	13	41	0	0.58	0	113	89	35	0	35	0	7824	3169
6	23.8	108	0	0.58	68	125	158	61	0	61	0	13579	9796
7	41.1	131	0	0.58	165	156	255	49	0	49	0	11827	12781
8	61.3	149	0	0.58	248	207	337	21	0	21	0	6384	7224
9	78.8	92	0	0.41	295	260	384	1	0	1	0	594	581
		899						228	0	228		55795	29523

Coefficiente di sicurezza FS = 1.89

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione GEO-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-43.8	14	0	0.58	-363	37	273	0	0	0	0	48	-27
2	-34.2	117	0	0.58	-298	14	209	8	0	8	0	2963	-1771
3	-18.3	102	0	0.58	-211	-7	121	17	0	17	0	4714	-2124
4	-0.4	145	0	0.58	-92	-17	3	35	0	35	0	8146	-106
5	13	41	0	0.58	0	113	89	35	0	35	0	7717	3169
6	23.8	108	0	0.58	68	125	158	61	19	80	0	17421	12881
7	41.1	131	0	0.58	165	156	255	49	19	68	0	15778	17804
8	61.3	149	0	0.58	248	207	337	21	14	35	0	9923	12074
9	78.8	92	0	0.41	295	260	384	1	3	5	0	1789	1941
		899						228	56	284		68498	43842

Coefficiente di sicurezza FS = 1.56

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione SIS-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-43.8	14	0	0.73	-363	37	273	0	0	0	0	59	-26
2	-34.2	117	0	0.73	-298	14	209	8	0	8	0	3648	-1729
3	-18.3	102	0	0.73	-211	-7	121	17	0	17	0	5900	-2002
4	-0.4	145	0	0.73	-92	-17	3	35	0	36	0	10317	212
5	13	41	0	0.73	0	113	89	35	0	36	0	9842	3410
6	23.8	108	0	0.73	68	125	158	61	4	66	0	18222	10995
7	41.1	131	0	0.73	165	156	255	49	4	54	0	15984	14365
8	61.3	149	0	0.73	248	207	337	21	3	24	0	8997	8529
9	78.8	92	0	0.51	295	260	384	1	1	2	0	1098	910
		899						228	13	244		74066	34663

Coefficiente di sicurezza FS = 2.14

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione SIS-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-43.8	14	0	0.73	-363	37	273	0	0	0	0	57	-26
2	-34.2	117	0	0.73	-298	14	209	8	0	8	0	3552	-1682
3	-18.3	102	0	0.73	-211	-7	121	17	0	17	0	5745	-1945
4	-0.4	145	0	0.73	-92	-17	3	35	0	35	0	10044	215
5	13	41	0	0.73	0	113	89	35	0	35	0	9580	3325
6	23.8	108	0	0.73	68	125	158	61	4	65	0	17736	10713
7	41.1	131	0	0.73	165	156	255	49	4	53	0	15556	13991
8	61.3	149	0	0.73	248	207	337	21	3	24	0	8755	8305
9	78.8	92	0	0.51	295	260	384	1	1	2	0	1068	886
		899						228	13	237		72093	33782

Coefficiente di sicurezza FS = 2.13

8.4.4.6. Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 350 daN/cmq
Modulo elastico longitudinale Ec : 325881 daN/cmq
Rapporto Ea/Ec per calcolo tensioni in esercizio : 15
Rapporto Ea/Ec per calcolo ampiezza fessure : 7
Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio): 4500 daN/cmq
Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15
Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.5
Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure : 0.83
Limite sigmac/fck : 0.45
Limite sigmaf/fyk : 0.8
Ampiezza limite delle fessure : 0.3 mm
Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4
Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15

8.4.4.7. Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.
Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico
EpsS% max : 0.186 %
EpsC% max : 0.2 %

Significato dei simboli:
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
A_s: area efficace dello strato superiore per metro
C_s: copriferro medio dello strato superiore
A_i: area efficace dello strato inferiore per metro
C_i: copriferro medio dello strato inferiore
v_{ml}: soddisfacimento delle percentuali minime di armatura
c_{res}: combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta
M_d: momento di calcolo
N_d: sforzo normale di calcolo
M_u: momento ultimo
N_u: sforzo normale ultimo
c.s.: coefficiente di sicurezza
v_{res}: soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
c_{es}: combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta
M_e: momento in esercizio
N_e: sforzo normale in esercizio
s_f: trazione massima sull'armatura
s_c: compressione massima sul calcestruzzo
v_{es}: soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta
c_f: combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione
M_f: momento di calcolo per la verifica di fessurazione
N_f: sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione
Srm: interasse delle fessure

W_k: ampiezza caratteristica delle fessure
v_f: soddisfacimento verifica fessurazione
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
c_t: combinazione di carico critica per la verifica a taglio
VSd: taglio di calcolo
VRdc: taglio resistente in assenza di armatura a taglio
VRdmax: taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse
VRds: taglio resistente in presenza di armatura a taglio
v_t: soddisfacimento verifica taglio

Paramento

X	Y	H	A_s	C_s	A_i	C_i	c_{res}	M_d	N_d	M_u	N_u	c.s.	v_{res}
cm	cm	cm	cm^2	cm	cm^2	cm		daN cm	daN		daN cm		
0	0	40	6.2	4	8	4	STR-4	475543	-5266	1357630	-15033	2.85	ok
0	30	40	10.1	4	12.6	4	STR-4	370194	-4618	2130570	-26578	5.76	ok
0	60	40	10.7	4	14.2	4	STR-4	281058	-3992	2466384	-35030	8.78	ok
0	90	40	4.5	4	11.7	4	STR-4	206701	-3387	2153538	-35286	10.4	ok
0	120	40	4.5	4	6.2	4	STR-4	145695	-2803	1276550	-24560	8.76	ok
0	150	40	4.5	4	6.2	4	STR-2	89768	-1776	1294634	-25618	14.4	ok
0	180	40	4.5	4	6.2	4	STR-2	54428	-1345	1479384	-36559	27.2	ok
0	210	40	4.5	4	6.2	4	STR-2	27028	-944	2016499	-70403	74.6	ok
0	240	40	4.5	4	6.2	4	STR-2	9264	-581	3717742	-233351	401	ok
0	270	40	4.5	4	4.5	4	STR-4	1044	-290	2052364	-570013	>999	ok

X	Y	H	c_{es}	M_e	N_e	s_f	s_c	v_{es}	c_f	M_f	N_f	Srm	W_k	v_f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm^2	daN/cm^2			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	40	SLE-2	220906	-3736	606	-16	ok	SLE-2	220906	-3736	-	-	ok
0	30	40	SLE-2	166170	-3275	283	-10	ok	SLE-2	166170	-3275	-	-	ok
0	60	40	SLE-2	121431	-2830	172	-7	ok	SLE-2	121431	-2830	-	-	ok
0	90	40	SLE-2	85587	-2401	132	-5	ok	SLE-2	85587	-2401	-	-	ok
0	120	40	SLE-2	57538	-1989	130	-4	ok	SLE-2	57538	-1989	-	-	ok
0	150	40	SLE-2	36183	-1593	61	-3	ok	SLE-2	36183	-1593	-	-	ok
0	180	40	SLE-2	20422	-1213	19	-1	ok	SLE-2	20422	-1213	-	-	ok
0	210	40	SLE-2	9138	-857	2	-1	ok	SLE-2	9138	-857	-	-	ok
0	240	40	SLE-2	2681	-527	0	0	ok	SLE-2	2681	-527	-	-	ok
0	270	40	SLE-2	238	-208	0	0	ok	SLE-2	238	-208	-	-	ok

X	Y	H	c_t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v_t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	40	STR-4	-3976	16370	-	-	ok
0	30	40	STR-4	-3398	16955	-	-	ok
0	60	40	STR-4	-2867	17537	-	-	ok
0	90	40	STR-4	-2384	16377	-	-	ok
0	120	40	STR-4	-1949	16038	-	-	ok
0	150	40	STR-4	-1561	15962	-	-	ok
0	180	40	STR-4	-1222	15889	-	-	ok
0	210	40	STR-4	-875	15820	-	-	ok
0	240	40	STR-4	-486	15759	-	-	ok
0	270	40	STR-4	-170	15698	-	-	ok

Mensola di fondazione a valle

X	Y	H	A_s	C_s	A_i	C_i	c_{res}	M_d	N_d	M_u	N_u	c.s.	v_{res}
cm	cm	cm	cm^2	cm	cm^2	cm		daN cm	daN		daN cm		
-135	-30	60	6.2	3.6	8	4	STR-4	37577	0	1713198	0	45.6	ok
-105	-30	60	6.2	3.6	8	4	STR-4	138513	0	1713198	0	12.4	ok
-75	-30	60	6.2	3.6	8	4	STR-4	285113	0	1713198	0	6.01	ok
-45	-30	60	6.2	3.6	8	4	STR-4	459685	0	1713198	0	3.73	ok
-20	-30	60	6.2	3.6	8	4	STR-4	613764	0	1713198	0	2.79	ok

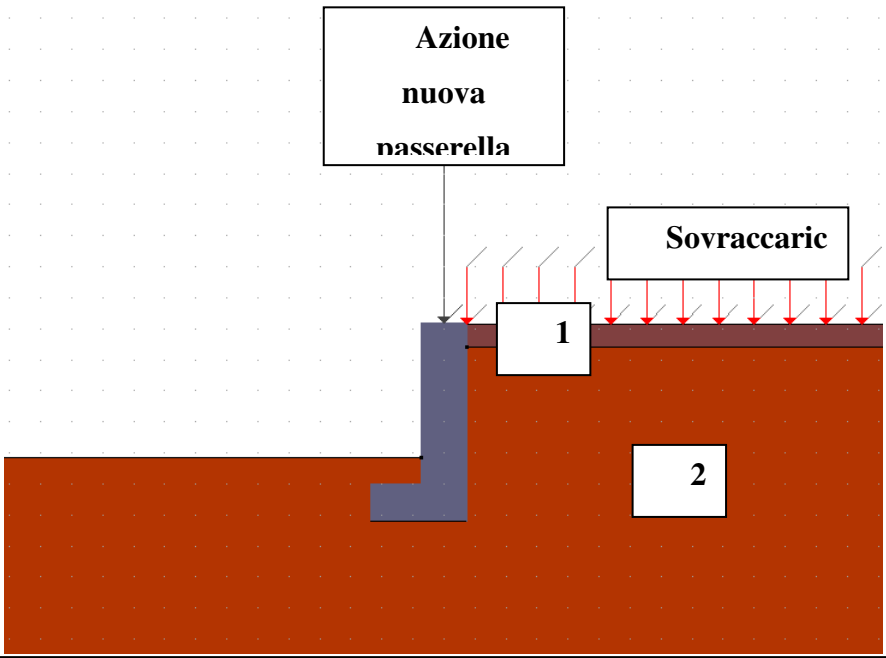
X	Y	H	c_{es}	M_e	N_e	s_f	s_c	v_{es}	c_f	M_f	N_f	Srm	W_k	v_f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm^2	daN/cm^2			daN cm	daN	cm	mm	
-135	-30	60	SLE-2	15513	0	37	-1	ok	SLE-2	15513	0	-	-	ok
-105	-30	60	SLE-2	59018	0	139	-2	ok	SLE-2	59018	0	-	-	ok
-75	-30	60	SLE-2	125961	0	297	-4	ok	SLE-2	125961	0	-	-	ok
-45	-30	60	SLE-2	211791	0	500	-7	ok	SLE-2	211791	0	-	-	ok
-20	-30	60	SLE-2	294459	0	695	-10	ok	SLE-2	294459	0	-	-	ok

X	Y	H	c_t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v_t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-135	-30	60	STR-4	2407	21332	-	-	ok
-105	-30	60	STR-4	4224	21332	-	-	ok
-75	-30	60	STR-4	5451	21332	-	-	ok
-45	-30	60	STR-4	6089	21332	-	-	ok
-20	-30	60	STR-4	6169	21332	-	-	ok

8.4.5 Verifica spalla nuova passerella pedonale

Nel presente capitolo verrà verificata la nuova spalla realizzata a sostegno della passerella oggetto di demolizione e ricostruzione.
Il nuovo attraversamento pedonale sarà costituito da n. 4 travi prefabbricate tralicciate tipo “REP” autoportanti affiancate con successivo getto di completamento.
Le due spalle verranno realizzate mediante il ringrosso dei nuovi muri d’argine, non modificando la geometria delle fondazioni.
I paramenti, su cui grava il nuovo orizzontamento, vengono verificati attraverso l’inserimento delle azioni su di essi indotte dall’impalcato, facendo riferimento ad un’unica sezione tipologica riferita alla situazione di argine destro in quanto maggiormente cimentata.

8.4.5.1. Geometria Muro d’argine



8.4.5.2. Analisi delle azioni

In aggiunta alle condizioni al contorno già descritte per l'analisi del muro d'argine in sponda destra, vengono di seguito esplicitate le azioni lineari indotte dalla nuova passerella sulla spalla tipo:

Azioni Permanenti

Peso proprio (travi tipo "REP" e getto cls di completamento) 1000 daN/m^2 x (8.00 m : 2) = 4000 daN/m

Portati non strutturali 250 daN/m^2 x (8.00 m : 2) = 1000 daN/m

Azioni Variabili

Folla 600 daN/m^2 x (8.00 m : 2) = 2400 daN/m

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.3	1	1
EQU	A0	M0	Rs	4	EQU-4	1	0.3	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1.5	0	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1.3	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.3	1	1
SIS	A0	M0	Rs	2	SIS-2	1	0.3	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.3	0	0

Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-64.8
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-5.83
Spinta del terreno a monte	37	72	-31.89	-10.58
Spinta del terreno a valle	-117	-26	32.99	10.72

Carichi applicati al muro	0	0	0	-162

Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-79.2
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-7.13
Spinta del terreno a monte	37	72	-38.97	-12.93
Spinta del terreno a valle	-117	-26	40.32	13.1
Carichi applicati al muro	0	0	0	-182

Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-72
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-6.48
Spinta del terreno a monte	37	76	-41.83	-13.92
Spinta del terreno a valle	-117	-26	36.61	11.9
Carichi applicati al muro	0	260	-7.29	-118.05
Forza di inerzia dovuta al muro	-13	78	-4.59	-2.29
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.41	-0.21

Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-72
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-6.48
Spinta del terreno a monte	37	75	-39.6	-13.18
Spinta del terreno a valle	-117	-27	34.28	11.14
Carichi applicati al muro	0	260	-7.29	-110.75
Forza di inerzia dovuta al muro	-13	78	-4.59	2.29
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.41	0.21

Combinazione di carico STR-1

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-72
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-6.48
Spinta del terreno a monte	37	72	-35.43	-11.75
Spinta del terreno a valle	-117	-26	36.65	11.91
Carichi applicati al muro	0	0	0	-100

Combinazione di carico STR-2

Descrizione	**x_p**	**y_p**	**F_x**	**F_y**
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-72
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-6.48
Spinta del terreno a monte	37	72	-35.43	-11.75
Spinta del terreno a valle	-117	-26	36.65	11.91

Carichi applicati al muro	0	0	0	-172

Combinazione di carico STR-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-93.6
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-8.42
Spinta del terreno a monte	37	72	-46.06	-15.28
Spinta del terreno a valle	-117	-26	47.65	15.48
Carichi applicati al muro	0	0	0	-130

Combinazione di carico STR-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-93.6
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-8.42
Spinta del terreno a monte	37	72	-46.06	-15.28
Spinta del terreno a valle	-117	-26	47.65	15.48
Carichi applicati al muro	0	0	0	-202

Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-72
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-6.48
Spinta del terreno a monte	37	75	-39.62	-13.17
Spinta del terreno a valle	-117	-26	36.63	11.9
Carichi applicati al muro	0	260	-4.86	-116.83
Forza di inerzia dovuta al muro	-13	78	-3.06	-1.53
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.28	-0.14

Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-13	78	0	-72
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-78	21	0	-6.48
Spinta del terreno a monte	37	74	-38.12	-12.67
Spinta del terreno a valle	-117	-27	35.07	11.4
Carichi applicati al muro	0	260	-4.86	-111.97
Forza di inerzia dovuta al muro	-13	78	-3.06	1.53
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-78	21	-0.28	0.14

8.4.5.3. Verifica di stabilità locale

Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento : 8 daN/cm^2
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 18.2 cm (comb. STR-2)
Momento rispetto al baricentro della fondazione : -7 daN cm (comb. SIS-2)

Larghezza reagente minima in fondazione : 155 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 1.34 daN/cmq (comb. SIS-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 3.39 daN/cmq (comb. STR-4)

Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-2
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0.25
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.5
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.5
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 199 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 9 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 46 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento : 1
Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 2.35

Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 4191 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -18440 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 4.4

Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: STR-1
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 0 °
Profondità del piano di posa : 103 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.195 daN/cm2
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 36 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0019 daN/cm3
Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 10.6 °
Base efficace : 135 cm
Carico tangenziale al piano di posa : 35.4 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 190.2 daN/cm
Carico ultimo della fondazione : 1054 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 300 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite : 1.4
Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite : 3.96

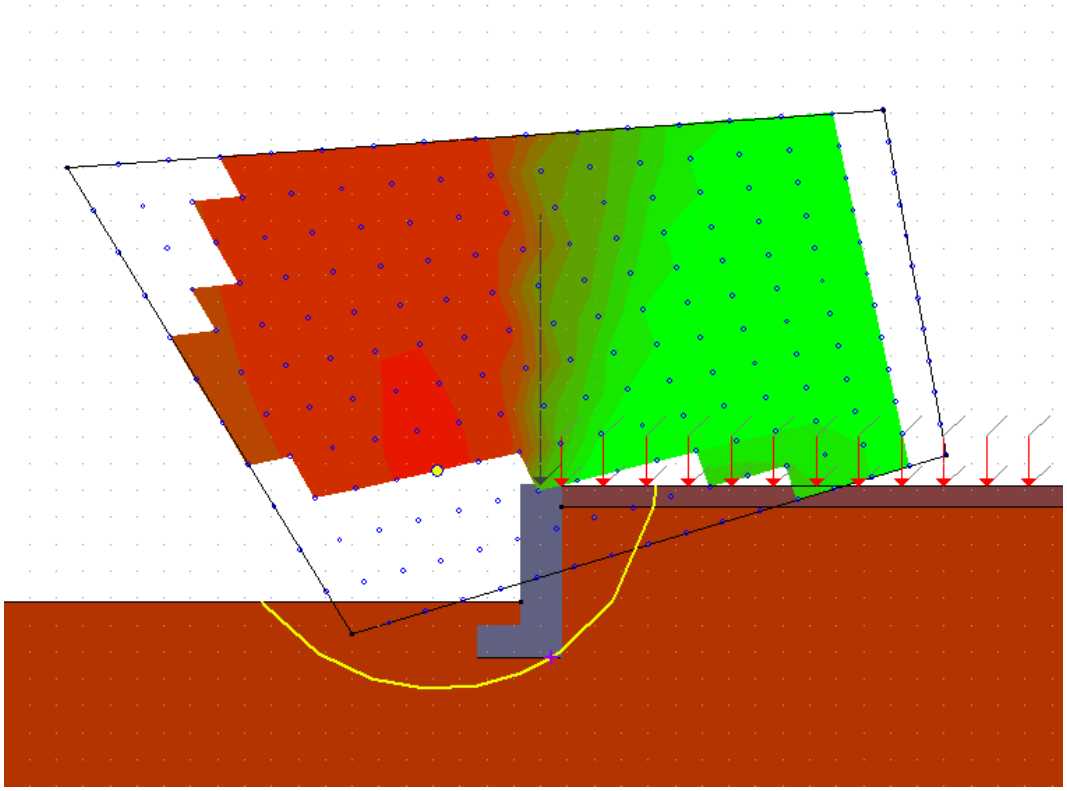
Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N_c= 51	N_q= 38	N_g= 40
Coefficienti di forma	s_c= 1	s_q= 1	s_g= 1
Coefficienti di profondità	d_c= 1.26	d_q= 1.16	d_g= 1
Coefficienti di inclinazione del carico	i_c= 0.6	i_q= 0.61	i_g= 0.5

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	b_c= 1	b_q= 1	b_g= 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	g_c= 1	g_q= 1	g_g= 1

8.4.5.4. Verifica di stabilità globale

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: GEO-2
Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
Passo dei conci : 100 cm
Coefficiente di stabilità globale pendio : 2.03
Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1
X centro della superficie critica : -191 cm
Y centro della superficie critica : 287 cm
Raggio della superficie critica : 407 cm
Forza di bilancio : 157.68 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica : 11.83 m³/m
Peso spostato dalla superficie critica : 24167 daN/m



STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione GEO-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-52.6	5	0	0.58	-514	41	322	0	0	0	0	8	-4
2	-42.7	134	0	0.58	-448	11	257	9	0	9	0	3960	-2581
3	-25.5	109	0	0.58	-361	-18	170	22	0	22	0	6667	-3901
4	-10.6	100	0	0.58	-265	-33	73	28	0	28	0	7197	-2135
5	3.5	99	0	0.58	-167	-36	24	30	0	30	0	6911	726
6	16.3	83	0	0.58	-78	-29	113	25	0	25	0	5644	2819
7	26.7	64	0	0.58	-9	94	182	48	84	131	0	30687	24001
8	32.8	21	4	0	29	103	220	14	5	19	0	33845	4201

9	43.8	135	0	0.58	83	126	275	48	29	77	0	20226	21717
10	66.9	190	0	0.58	164	185	355	18	14	31	0	11790	11782
11	83.1	38	0	0.41	211	245	403	0	1	1	0	555	406
		981						242	133	374		127491	57029

Coefficiente di sicurezza FS = 2.24

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione GEO-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-52.6	5	0	0.58	-514	41	322	0	0	0	0	9	-4
2	-42.7	134	0	0.58	-448	11	257	9	0	9	0	4094	-2581
3	-25.5	109	0	0.58	-361	-18	170	22	0	22	0	6766	-3901
4	-10.6	100	0	0.58	-265	-33	73	28	0	28	0	7235	-2135
5	3.5	99	0	0.58	-167	-36	24	30	0	30	0	6900	726
6	16.3	83	0	0.58	-78	-29	113	25	0	25	0	5603	2819
7	26.7	64	0	0.58	-9	94	182	48	136	183	0	42380	33543
8	32.8	21	4	0	29	103	220	14	9	22	0	33845	4934
9	43.8	135	0	0.58	83	126	275	48	36	84	0	21595	23666
10	66.9	190	0	0.58	164	185	355	18	14	31	0	11345	11782
11	83.1	38	0	0.41	211	245	403	0	1	1	0	522	406
		981						242	195	437		140295	69254

Coefficiente di sicurezza FS = 2.03

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione SIS-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-52.6	5	0	0.73	-514	41	322	0	0	0	0	11	-4
2	-42.7	134	0	0.73	-448	11	257	9	0	9	0	5108	-2552
3	-25.5	109	0	0.73	-361	-18	170	22	0	23	0	8504	-3792
4	-10.6	100	0	0.73	-265	-33	73	28	0	29	0	9126	-1955
5	3.5	99	0	0.73	-167	-36	24	30	0	30	0	8727	949
6	16.3	83	0	0.73	-78	-29	113	25	0	25	0	7102	3025
7	26.7	64	0	0.73	-9	94	182	48	96	145	0	42037	27114
8	32.8	21	5	0	29	103	220	14	6	20	0	42307	4501
9	43.8	135	0	0.73	83	126	275	48	31	80	0	25767	22699
10	66.9	190	0	0.73	164	185	355	18	14	32	0	14552	11986
11	83.1	38	0	0.51	211	245	403	0	1	1	0	675	411
		981						242	147	393		163917	62382

Coefficiente di sicurezza FS = 2.63

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione SIS-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-52.6	5	0	0.73	-514	41	322	0	0	0	0	10	-4
2	-42.7	134	0	0.73	-448	11	257	9	0	9	0	4986	-2494
3	-25.5	109	0	0.73	-361	-18	170	22	0	22	0	8309	-3705
4	-10.6	100	0	0.73	-265	-33	73	28	0	28	0	8922	-1907
5	3.5	99	0	0.73	-167	-36	24	30	0	29	0	8535	933
6	16.3	83	0	0.73	-78	-29	113	25	0	24	0	6948	2962
7	26.7	64	0	0.73	-9	94	182	48	96	142	0	41135	26528
8	32.8	21	5	0	29	103	220	14	6	20	0	42307	4403
9	43.8	135	0	0.73	83	126	275	48	31	78	0	25227	22203
10	66.9	190	0	0.73	164	185	355	18	14	31	0	14262	11723
11	83.1	38	0	0.51	211	245	403	0	1	1	0	663	402
		981						242	147	384		161302	61043

Coefficiente di sicurezza FS = 2.64

Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 350 daN/cmq
Modulo elastico longitudinale Ec : 325881 daN/cmq
Rapporto Ea/Ec per calcolo tensioni in esercizio : 15
Rapporto Ea/Ec per calcolo ampiezza fessure : 7
Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio): 4500 daN/cmq
Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15
Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.5
Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure : 0.83
Limite sigmac/fck : 0.45
Limite sigmaf/fyk : 0.8
Ampiezza limite delle fessure : 0.3 mm
Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4
Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15

Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.
Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico
EpsS% max : 0.186 %
EpsC% max : 0.2 %

Significato dei simboli:
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
A_s: area efficace dello strato superiore per metro
C_s: copriferro medio dello strato superiore
A_i: area efficace dello strato inferiore per metro
C_i: copriferro medio dello strato inferiore
v_{ml}: soddisfacimento delle percentuali minime di armatura
c_{res}: combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta
M_d: momento di calcolo
N_d: sforzo normale di calcolo
M_u: momento ultimo
N_u: sforzo normale ultimo
c.s.: coefficiente di sicurezza
v_{res}: soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
c_{es}: combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta
M_e: momento in esercizio
N_e: sforzo normale in esercizio
s_f: trazione massima sull'armatura
s_c: compressione massima sul calcestruzzo
v_{es}: soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta
c_f: combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione
M_f: momento di calcolo per la verifica di fessurazione
N_f: sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione
Srm: interasse delle fessure
W_k: ampiezza caratteristica delle fessure

v_f: soddisfacimento verifica fessurazione
X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
c_t: combinazione di carico critica per la verifica a taglio
VSd: taglio di calcolo
VRdc: taglio resistente in assenza di armatura a taglio
VRdmax: taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse
VRds: taglio resistente in presenza di armatura a taglio
v_t: soddisfacimento verifica taglio

Paramento

X	Y	H	A_s	C_s	A_i	C_i	c_{res}	M_d	N_d	M_u	N_u	c.s.	v_{res}
cm	cm	cm	cm^2	cm	cm^2	cm		daN cm	daN		daN cm		
0	0	75	8	24	8	3.4	SIS-1	451160	-17599	12345177	-481572	27.4	ok
0	30	75	7	24	8	3.4	SIS-1	356743	-16856	12424716	-587022	34.8	ok
0	60	75	8	23.6	13.1	16	STR-4	183660	-25757	7410876	-1039335	40.4	ok
0	90	75	8	23.6	8	23.8	STR-4	128424	-24859	5751298	-1113282	44.8	ok
0	120	75	8	23.6	8	23.8	STR-4	85519	-23979	4171980	-1169810	48.8	ok
0	150	75	8	23.6	8	23.8	STR-4	53468	-23117	2809087	-1214525	52.5	ok
0	180	75	8	23.6	8	23.8	STR-4	30796	-22273	1725726	-1248118	56	ok
0	210	75	8	23.6	8	23.8	STR-4	16028	-21446	950139	-1271360	59.3	ok
0	240	75	6.8	23.6	6.7	23.8	STR-4	6811	-20688	420141	-1276145	61.7	ok

X	Y	H	c_{es}	M_e	N_e	s_f	s_c	v_{es}	c_f	M_f	N_f	Srm	W_k	v_f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm^2	daN/cm^2			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	75	SLE-2	258175	-17137	5	-5	ok	SLE-2	258175	-17137	-	-	ok
0	30	75	SLE-2	193314	-16419	0	-4	ok	SLE-2	193314	-16419	-	-	ok
0	60	75	SLE-2	140207	-15715	0	-4	ok	SLE-2	140207	-15715	-	-	ok
0	90	75	SLE-2	97719	-15024	0	-3	ok	SLE-2	97719	-15024	-	-	ok
0	120	75	SLE-2	64715	-14347	0	-3	ok	SLE-2	64715	-14347	-	-	ok
0	150	75	SLE-2	40061	-13684	0	-2	ok	SLE-2	40061	-13684	-	-	ok
0	180	75	SLE-2	22621	-13034	0	-2	ok	SLE-2	22621	-13034	-	-	ok
0	210	75	SLE-2	11262	-12399	0	-2	ok	SLE-2	11262	-12399	-	-	ok
0	240	75	SLE-2	4172	-11815	0	-2	ok	SLE-2	4172	-11815	-	-	ok

X	Y	H	c_t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v_t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	75	SIS-1	-3607	28060	-	-	ok
0	30	75	SIS-1	-3116	27953	-	-	ok
0	60	75	SIS-1	-2662	24069	-	-	ok
0	90	75	SIS-1	-2247	21585	-	-	ok
0	120	75	SIS-1	-1869	21513	-	-	ok
0	150	75	SIS-1	-1529	21443	-	-	ok
0	180	75	SIS-1	-1226	21374	-	-	ok
0	210	75	SIS-1	-962	21306	-	-	ok
0	240	75	SIS-1	-662	21244	-	-	ok

Mensola di fondazione a valle

X	Y	H	A_s	C_s	A_i	C_i	c_{res}	M_d	N_d	M_u	N_u	c.s.	v_{res}
cm	cm	cm	cm^2	cm	cm^2	cm		daN cm	daN		daN cm		
-88	-30	60	8	3.6	8	3.4	SIS-1	49758	19	1666340	640	33.5	ok
-58	-30	60	8	3.6	8	3.4	SIS-1	199457	38	1674473	321	8.4	ok
-38	-30	60	8	3.6	8	3.4	SIS-1	355092	51	1676508	241	4.72	ok

X	Y	H	c_{es}	M_e	N_e	s_f	s_c	v_{es}	c_f	M_f	N_f	Srm	W_k	v_f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm^2	daN/cm^2			daN cm	daN	cm	mm	
-88	-30	60	SLE-1	26198	0	61	-1	ok	SLE-1	26198	0	-	-	ok

-58	-30	60	SLE-1	115837	0	270	-4	ok	SLE-1	115837	0	-	-	ok
-38	-30	60	SLE-1	219021	0	511	-7	ok	SLE-1	219021	0	-	-	ok

X	Y	H	c_t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v_t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-88	-30	60	SIS-1	3321	21510	-	-	ok
-58	-30	60	SIS-1	6663	21510	-	-	ok
-38	-30	60	STR-4	8919	21510	-	-	ok