COMMITTENTE | TIMBRO

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.p.A.

VIA BERLINO N°10 38100 TRENTO
PART. IVA 00210880225

PROGETTO

PROGETTO ESECUTIVO

RIFACIMENTO DEL SOVRAPPASSO AUTOSTRADALE N° 27 "S.C. EGNA" (PR. km 104+170) E DEL PONTE SUL FIUME ADIGE NEL COMUNE DI EGNA (BZ)

num.	data	aggiornamento	redatto	approvato
d				
c	15.03.2018	Revisione per gara	VG	MV1
b				

CONTENUTO

RELAZIONI

RELAZIONE DI CALCOLO
STAZIONE DI POMPAGGIO ED OPERE MINORI

PROGETTISTA:

STUDIO DI INGEGNERIA
BAUINGENIEURBÜRO
DOTT. ING. MARIO VALDEMARIN
Bressanone, via Mercato Vecchio 21 Altenmarktgasse, Brixen (BZ)
tel. 0472-835576; fax 0472-836748; studio.valdemarin@rolmail.net

TIMBRO

Progetto: dott.ing. Mario Valdemarin
Verifica strutturale: dott.ing. Vittorio Gavoni
Carpenteria costruttiva: dott.ing. Dieter Schölzhorn

data	file	redatto	approvato	scala	cod. progetto	documento
14/03/2014	03/03/E00/	DS	MV1	–	0303	1.4.5c

- **STAZIONE DI POMPAGGIO**
- **OPERE MINORI**

STAZIONE DI POMPAGGIO

INDICE

1. DESCRIZIONE 2

2. NORMATIVA 3

3. MATERIALI 4

3.1. CALCESTRUZZO FONDAZIONI 4
3.2. CALCESTRUZZO ELEVAZIONE 4
3.3. CALCESTRUZZO SOLETTA 4
3.4. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO 5
3.5. ACCIAIO MICROPALI E CONNETTORI 5

4. CARATTERISTICHE GEOMETRICO-STATICHE 6

4.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE 6
4.2. MODELLO DI CALCOLO 6

5. ANALISI DEI CARICHI 9

5.1. AZIONI PERMANENTI 9
5.2. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO 11
5.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA 14
5.4. AZIONI SISMICHE 15

6. COMBINAZIONI SLU/SLV 19

6.1. CAMPO STATICO 19
6.2. CAMPO SISMICO 19

7. VERIFICHE ALLO SLU/SLV E ARMATURA 21

7.1. SOLETTA SUPERIORE 21
7.2. PARETE DI ELEVAZIONE LONGITUDINALE 23
7.3. PARETE DI ELEVAZIONE TRASVERSALE ALTA 24
7.4. PARETE DI ELEVAZIONE TRASVERSALE BASSA 29
7.5. PILASTRI 32
7.6. PUNZONAMENTO PILASTRI-SOLETTA 34
7.7. FONDAZIONI 35

8. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI MICROPALI 39

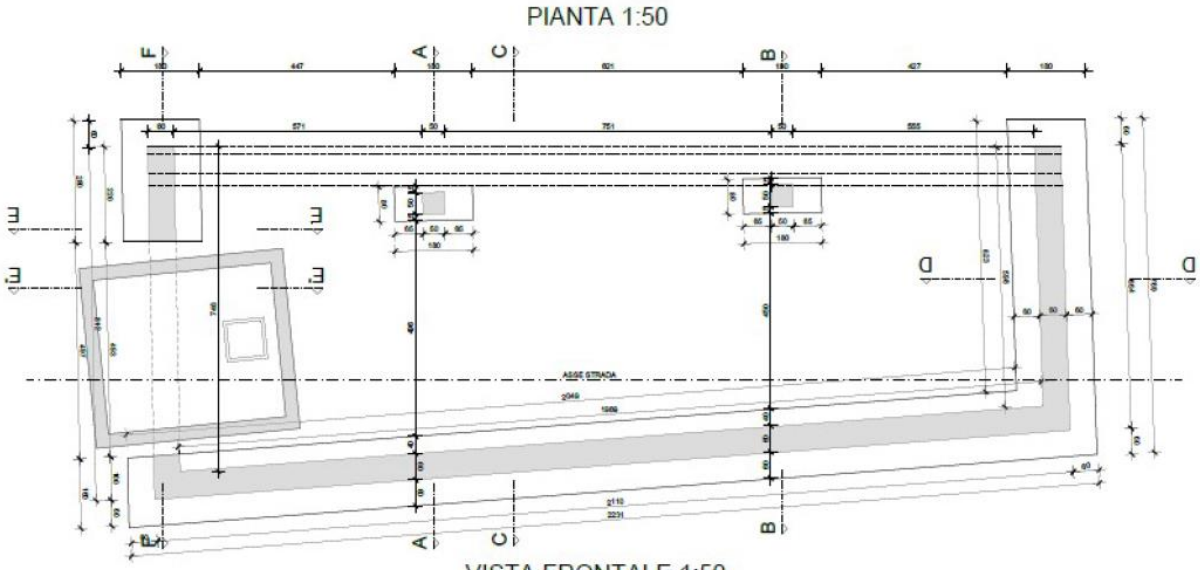
8.1. CARATTERISTICHE DEL TERRENO 39
8.2. CARATTERISTICHE DEI MICROPALI 41
8.3. CAPACITÀ PORTANTE DEI MICROPALI 41
8.4. POSIZIONAMENTO DEI MICROPALI 45
8.5. COLLEGAMENTO MICROPALO-FONDAZIONE 45
8.6. SOLLECITAZIONI MASSIME E MINIME NEI MICROPALI 46

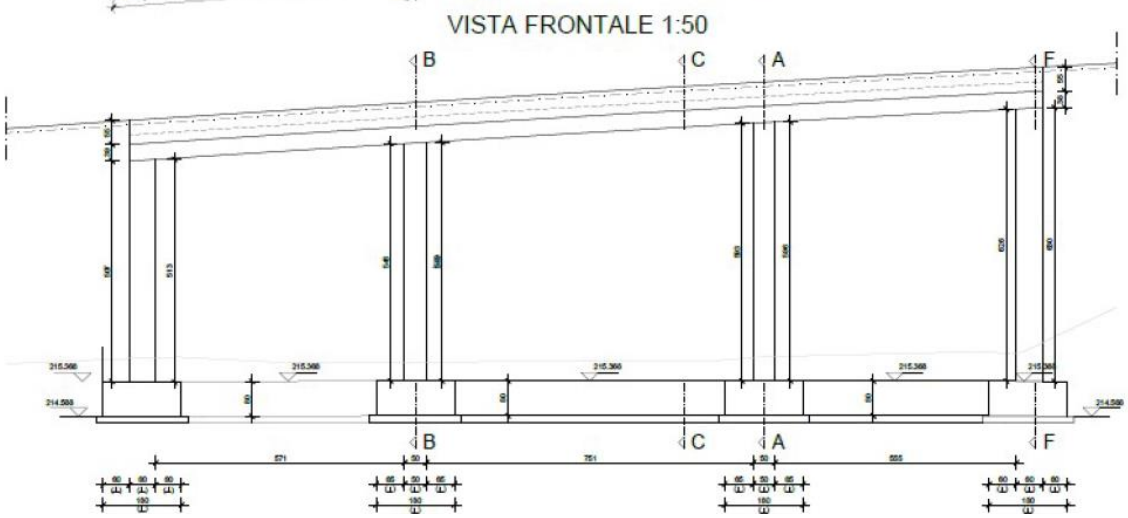
1. DESCRIZIONE

La presente relazione riguarda il dimensionamento e la verifica della stazione di pompaggio da eseguire nell'ambito del progetto esecutivo per il "*Rifacimento del sovrappasso n° 27 S.C. Egna (progr. km 104+170) e del ponte sul fiume Adige nel Comune di Egna*".

La fondazione del muro perimetrale ha una larghezza costante pari a 1,60 m ed è alta 80 cm mentre le fondazioni dei due pilastri sono formate da plinti di 1,60x0,80 m e altezza 80 cm. Tutta la struttura è sostenuta da micropali variamente inclinati disposti in semplice o doppia fila. Poiché in profondità è presente uno strato di torba di circa 3,0 m di potenza, la lunghezza dei micropali è progettata per fornire un bulbo resistente attivo oltre tale quota. La quota del piano di fondazione è di 214,568 m.

I muri d'elevazione in c.a. hanno uno spessore di 60 cm e una altezza variabile da un minimo di 5,10 m ad un massimo di 6,28 m. I due pilastri hanno una sezione quadrata costante di 50x50 cm e altezza rispettivamente pari a 5,47 m e 5,95 m. In corrispondenza del muro trasversale più alto è presente un pozzettone con apertura superiore a quota dell'attuale p.c. In questa zona la fondazione e la parte inferiore dell'elevazione della stazione di pompaggio saranno interrotte per permettere l'utilizzo del pozzetto.
La soletta superiore in c.a. ha uno spessore costante di 60 cm ed è caratterizzata da un cordolo esterno su cui viene montata una barriera stradale.





2. NORMATIVA

- D.M. 14 gennaio 2008 – *Norme Tecniche per le Costruzioni*
- Circolare 2 febbraio 2009 n° 617 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*
- UNI EN 1992-1-1:2005 – *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo*
- UNI EN 1997-1-1:2005 – *Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica*
- UNI EN 206-1:2006 – *Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità*
- UNI 11104:2004 - *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*

3. MATERIALI

3.1. Calcestruzzo fondazioni

Classe di resistenza minima:	C25/30
Classe di esposizione fondazione:	XC2
Resistenza caratteristica a compressione:	f_{ck} = 25 N/mm^2
	R_{ck} = 30 N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza:	γ_c = 1,5
Resistenza di progetto a compressione (carichi di lunga durata):	f_{cd} = 0,85x25/1,5 = 14,17 N/mm^2
Resistenza media a trazione:	f_{ctm} = 2,56 N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione:	f_{ctk} = 0,7x2,56 = 1,79 N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto:	f_{ctd} = 1,79/1,5 = 1,19 N/mm^2
Modulo elastico secante:	E_{cm} = 31480 N/mm^2
Coefficiente di Poisson:	ν = 0,15
Coefficiente di dilatazione termica:	α = 10x10^{-6} °C^{-1}
Peso per unità di volume:	25,00 kN/m^3

3.2. Calcestruzzo elevazione

Classe di resistenza:	C30/37
Resistenza caratteristica a compressione:	f_{ck} = 30 N/mm^2
	R_{ck} = 37 N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza:	γ_c = 1,5
Resistenza di progetto a compressione (carichi di lunga durata):	f_{cd} = 0,85x30/1,5 = 17,00 N/mm^2
Resistenza media a trazione:	f_{ctm} = 2,9 N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione:	f_{ctk} = 0,7x2,9 = 2,0 N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto:	f_{ctd} = 2,0/1,5 = 1,35 N/mm^2
Modulo elastico secante:	E_{cm} = 32000 N/mm^2
Coefficiente di Poisson:	ν = 0,15
Coefficiente di dilatazione termica:	α = 10x10^{-6} °C^{-1}
Peso per unità di volume:	25,00 kN/m^3

3.3. Calcestruzzo soletta

Classe di resistenza:	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione:	f_{ck} = 35 N/mm^2
	R_{ck} = 45 N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza:	γ_c = 1,5
Resistenza di progetto a compressione (carichi di lunga durata):	f_{cd} = 0,85x35/1,5 = 19,83 N/mm^2
Resistenza media a trazione:	f_{ctm} = 3,2 N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione:	f_{ctk} = 0,7x3,2 = 2,2 N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto:	f_{ctd} = 2,2/1,5 = 1,5 N/mm^2
Modulo elastico secante:	E_{cm} = 34000 N/mm^2

Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,15$
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 10x10^{-6}$ °C^{-1}
Peso per unità di volume:	25,00 kN/m^3

3.4. Acciaio per cemento armato

Acciaio in barre:	B450C
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{tk} \geq 540$ N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450$ N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1,15$
Tensione di snervamento di progetto:	$f_{yd} = 450/1,15 = 391$ N/mm^2
Modulo elastico:	$E_s = 200000$ N/mm^2
Allungamento:	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

3.5. Acciaio micropali e connettori

Acciaio laminato:	S355
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{tk} \geq 510$ N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 355$ N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1,05$
Tensione di snervamento di progetto:	$f_{yd} = 355/1,05 = 338$ N/mm^2
Modulo elastico:	$E_s = 210000$ N/mm^2

4. CARATTERISTICHE GEOMETRICO-STATICHE

4.1. Caratteristiche geometriche

- Fondazione dei muri di elevazione

  Lunghezza massima: 2,80+22,10+6,60 = 31,50 m
  Larghezza: 1,60 m
  Spessore: 0,80 m

- Plinti di fondazione dei pilastri

  Lunghezza: 1,60 m
  Larghezza: 0,80 m
  Spessore: 0,80 m

- Muri di elevazione

  Spessore: 0,60 m
  Altezza netta: var. 5,10÷6,28 m

- Pilastri

  Sezione: 0,50x0,50 m
  Altezza netta: var. 5,47÷5,95 m

- Soletta superiore di copertura

  Spessore: 0,60 m

4.2. Modello di calcolo

La struttura è stata analizzata in ambito statico e sismico dopo averla schematizzata mediante un modello agli elementi finiti composto da circa 5500 nodi, 35 elementi monodimensionali "*beam*" e 5350 elementi bidimensionali "*plate*" a comportamento membranale e flessionale.

I micropali sono stati schematizzati come bielle soggette a solo sforzo normale. La lunghezza teorica è quella compresa fra l'attacco con la fondazione e il punto medio del bulbo resistente.

Considerando per i micropali in compressione il contributo alla rigidezza assiale della malta di riempimento, si ottiene un'area ideale A_{id} della sezione trasversale pari a:

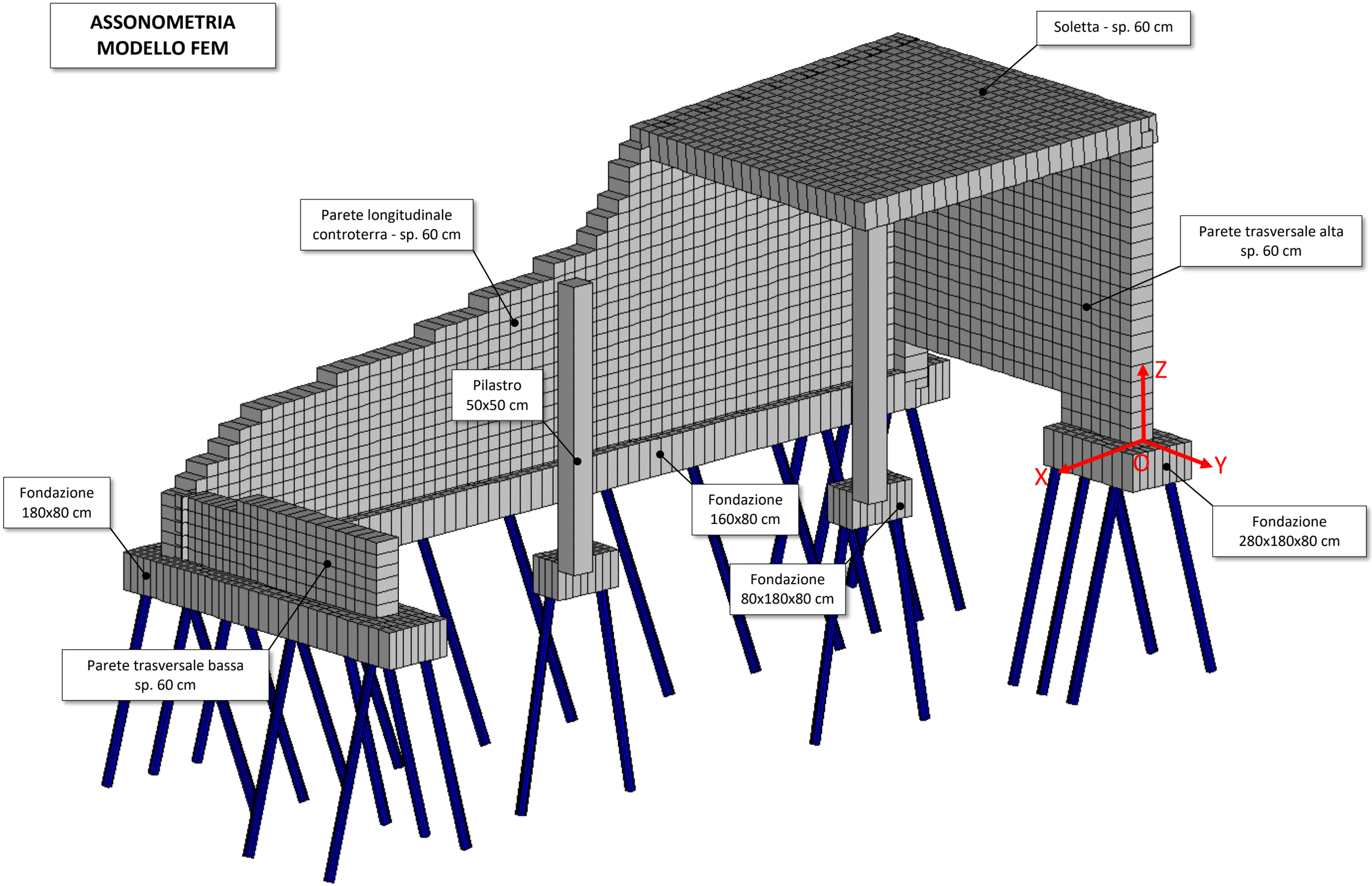
A_s = 65,69 cm^2 (sezione metallica tubolare 219,1/10)
A_c = 706,86-65,69 = 641,17 cm^2 (area del solo calcestruzzo con perforazione ϕ=30 cm)
A_{id} = 65,69+641,17/7 = 157,29 cm^2 (coefficiente di omogeneizzazione malta-acciaio n=7)
A_{id}/A_s = 157,29/65,69 = 2,4

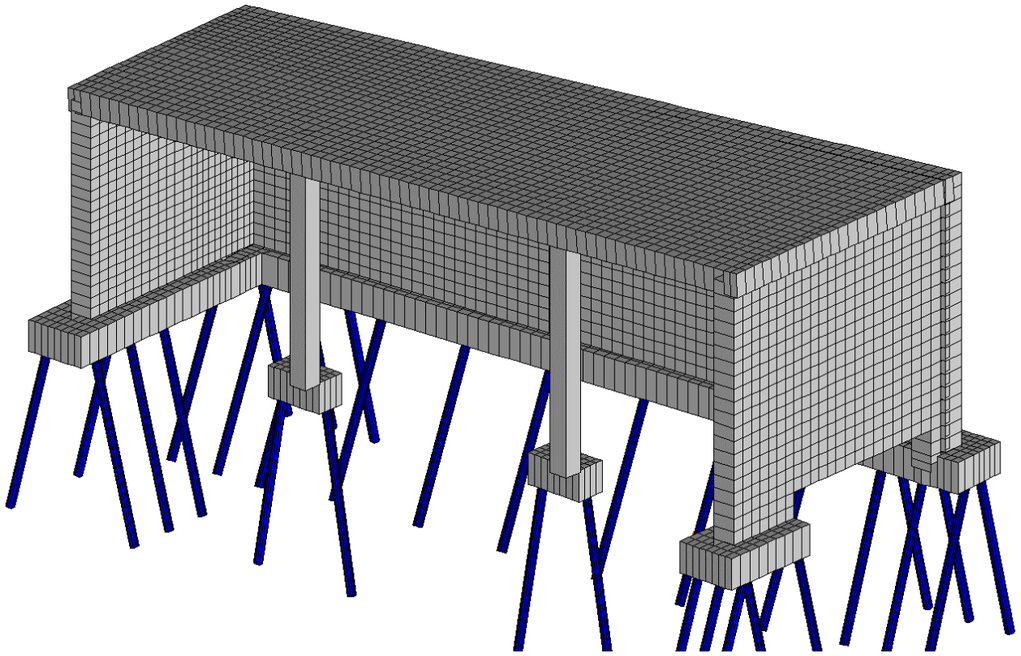
Considerando una minima interazione con il terreno circostante anche per la parte "libera" e le lunghezze in gioco (vedi punto *8*), i micropali sono stati schematizzati nel modello di calcolo agli effetti della rigidezza come aste con area corrispondente alla sola sezione metallica e lunghezza pari a circa un terzo di quella effettiva, cioè 6,0 m sia per i pali in trazione che per quelli in compressione.

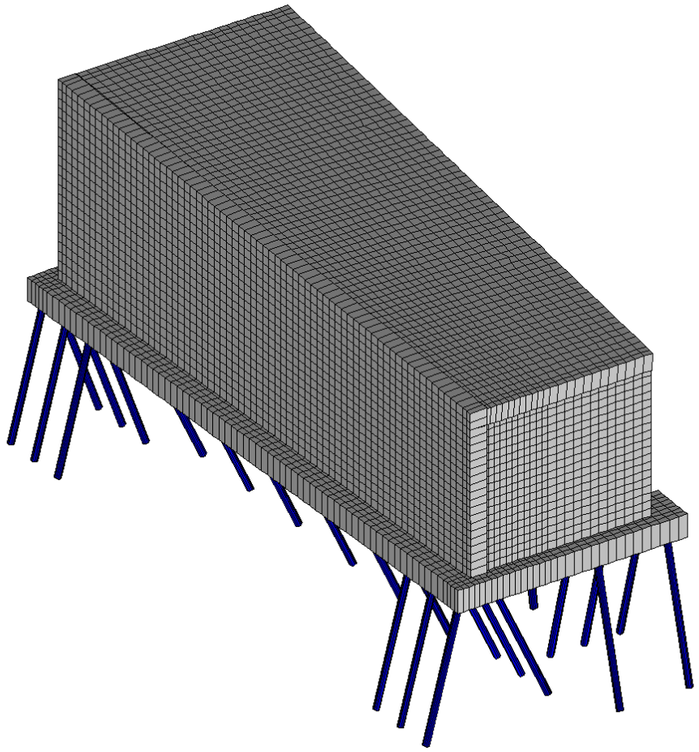
L'analisi è stata eseguita mediante l'utilizzo del codice di calcolo *PRO_SAP ver. 17.2.2* commercializzato dalla società 2S.I di Ferrara (pre/post processore) che implementa i solutori e_SAP (spin-off dell'École Centrale Paris) e ALGOR (Autodesk Inc.).

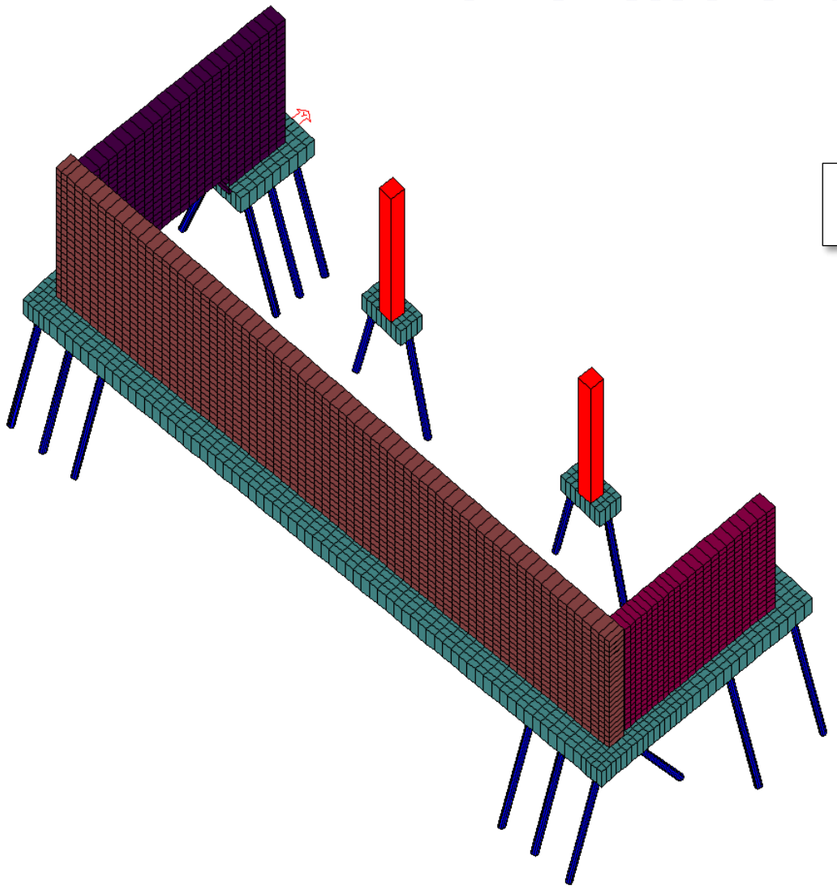
Di seguito sono riportate alcune assonometrie comprendenti il modello utilizzato.

ASSONOMETRIA MODELLO FEM

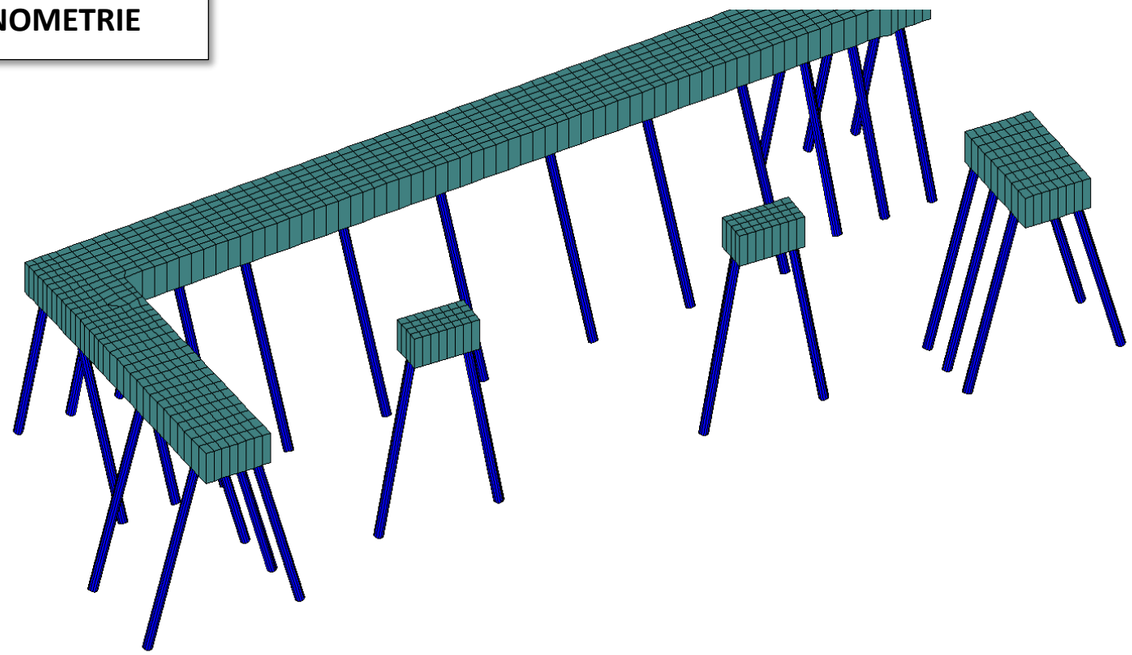








ASSONOMETRIE



5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. Azioni permanenti

5.1.1. CDC1 - Peso proprio degli elementi strutturali (g_1)

Il peso proprio degli elementi strutturali è preso automaticamente in considerazione dal programma di calcolo.

Totale modello FEM g_1 = 6432 kN (esclusi micropali)

5.1.2. CDC2 - Carichi permanenti portati (g_2)

- barriera stradale sul cordolo esterno
  peso a ml: 1,0 kN/m
  larghezza fascia marciapiede = 0,64 m
  $g_{2,1}$ = 1,0/0,64 = 1,563 kN/m^2 → 1,50 kN/m^2

- pavimentazione sulla sede stradale
  spessore medio = 0,25 m
  $g_{2,2}$ = 0,25x24,0 = 6,00 kN/m^2 → 6,00 kN/m^2

- pavimentazione marciapiede
  spessore totale = 0,31 m
  larghezza fascia marciapiede = 1,50 m
  $g_{2,3}$ = 0,31x24,0 = 7,44 kN/m^2 → 7,50 kN/m^2

Totale modello FEM g_2 = 862 kN

5.1.3. CDC3 - Spinta del terreno (g_3)

Il terreno circostante la struttura è costituito da riempimento da rilevato e può essere identificato dai seguenti valori:

ϕ = 35° (angolo di attrito interno)
c = 0° (coesione)
γ_t = 19,00 kN/m^2
k_{ah} = 0,271 (coefficiente orizzontale di spinta attiva alla Winkler)

Origine del sistema di assi cartesiani = spiccato elevazione

- spinta parete trasversale alta
  quota pavimentazione stradale z_{sup} = 7,13 m
  quota inferiore di riferimento z_{inf} = -1,00 m
  differenza = 8,13 m
  $\sigma_{ts,1}$ = 0,00 kN/m^2
  $\sigma_{ti,1}$ = 8,13x19,00x0,271 = 41,86 kN/m^2

- spinta parete trasversale bassa
  quota pavimentazione stradale z_{sup} = 5,91 m
  quota inferiore di riferimento z_{inf} = -1,00 m
  differenza = 6,91 m
  $\sigma_{ts,2}$ = 0,00 kN/m^2
  $\sigma_{ti,2}$ = 6,91x19,00x0,271 = 35,58 kN/m^2

- spinta parete longitudinale (zona bassa)
  quota pavimentazione stradale z_{sup} = 6,31 m
  quota inferiore di riferimento z_{inf} = -1,00 m
  differenza = 7,31 m
  $\sigma_{ts,3}$ = 0,00 kN/m^2
  $\sigma_{ti,3}$ = 7,31x19,00x0,271 = 37,64 kN/m^2

- spinta parete longitudinale (zona centrale)
  quota pavimentazione stradale z_{sup} = 6,77 m
  quota inferiore di riferimento z_{inf} = -1,00 m
  differenza = 7,77 m
  $\sigma_{ts,4}$ = 0,00 kN/m^2
  $\sigma_{ti,4}$ = 7,77x19,00x0,271 = 40,00 kN/m^2

- spinta parete longitudinale (zona alta)
  quota pavimentazione stradale z_{sup} = 7,11 m
  quota inferiore di riferimento z_{inf} = -1,00 m
  differenza = 8,11 m
  $\sigma_{ts,5}$ = 0,00 kN/m^2
  $\sigma_{ti,5}$ = 8,11x19,00x0,271 = 41,76 kN/m^2

  Spinte totali modello FEM g_3:
  direzione Y = 3061 kN
  direzione X = 71,50 kN

5.1.4. CDC4 – Peso del terreno sulla fondazione (g_4)

Sulla ciabatta controterra della fondazione agisce il peso del terreno di riempimento.

- peso del terreno in corrispondenza della parete trasversale alta
  altezza terreno dallo spiccato fondazione = 7,13 m
  $\sigma_{t,1}$ = 7,13x19,00 = 135,47 kN/m^2

- peso del terreno in corrispondenza della parete trasversale bassa
  altezza terreno dallo spiccato fondazione = 5,91 m
  $\sigma_{t,2}$ = 5,91x19,00 = 112,29 kN/m^2

- peso terreno in corrispondenza della parete longitudinale (zona bassa)
  altezza terreno dallo spiccato fondazione = 6,12 m
  $\sigma_{t,3}$ = 6,12x19,00 = 116,28 kN/m^2

- peso del terreno in corrispondenza della parete longitudinale (zona centrale)
  altezza terreno dallo spiccato fondazione = 6,55 m
  $\sigma_{t,4}$ = 6,55x19,00 = 124,45 kN/m^2

- peso del terreno in corrispondenza della parete longitudinale (zona alta)
  altezza terreno dallo spiccato fondazione = 6,95 m
  $\sigma_{t,5}$ = 6,95x19,00 = 132,05 kN/m^2

  Totale modello FEM g_4 = 2140 kN

5.2. Azioni variabili da traffico

5.2.1. CDC5-6-7-8-9 – Schemi di carico con carichi mobili

La struttura viene considerata come un ponte su cui transitano schemi di carico corrispondenti a un'opera di **1ª categoria**.
La larghezza di una corsia convenzionale è di 3,0 m.

5.2.2. Carichi mobili

<u>Schema di carico 1</u>

Corsia più caricata
Carichi concentrati su due assi in tandem: $2Q_{1k}$ = 2x300 kN (impronta 0,40x0,40 m)
Carico uniformemente distribuito: q_{1k} = 9,0 kN/m^2

Seconda corsia
Carichi concentrati su due assi in tandem: $2Q_{2k}$ = 2x200 kN (impronta 0,40x0,40 m)
Carico uniformemente distribuito: q_{2k} = 2,50 kN/m^2

Area rimanente
Carico uniformemente distribuito: q_{rk} = 2,50 kN/m^2

<u>Schema di carico 5</u>

Folla
Intensità nominale: q_{fk} = 5,0 kN/m^2
Valore di combinazione: $q_{fk,cmb}$ = 2,50 kN/m^2

<u>Schema di carico 2</u>

Asse singolo (impronta 0,60x0,35 m) da utilizzare per le verifiche locali. Se più gravoso si considererà il peso di una singola ruota.

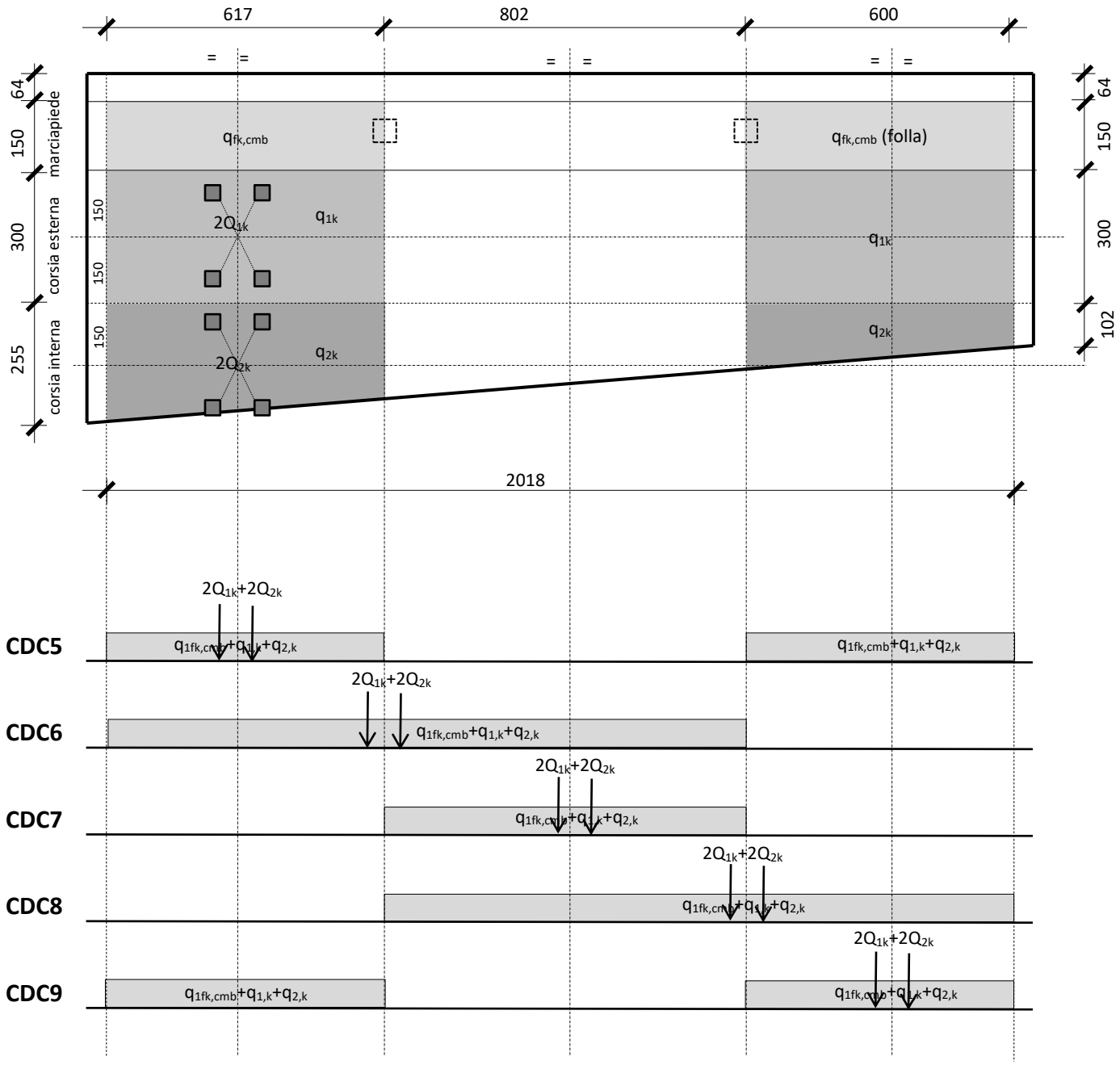
Asse completo: Q_{ak} = 400,0 kN
Ruota singola: $Q_{ak,sing}$ = 200,0 kN

<u>Schema di carico 4</u>

Carico isolato (impronta 0,10x0,10 m) da utilizzare per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Carico isolato: Q_k = 10,0 kN

5.2.3. Disposizione dei carichi



Carichi totali modello FEM:
CDC5 - direzione Z = -1240 kN
CDC6 - direzione Z = -1294 kN
CDC7 - direzione Z = -1078 kN
CDC8 - direzione Z = -1282 kN
CDC9 - direzione Z = -1221 kN

5.2.4. CDC10 - Spinte sovraccarichi accidentali

La struttura si considera soggetta alla possibile spinta di un sovraccarico uniformemente distribuito sul terreno di intensità pari a 20 kN/m^2.

- spinta sulle pareti controterra
  q = 20 kN/m^2
  $\sigma_{ts} = \sigma_{ti}$ = 20,00x0,271 = 5,42 kN/m^2

  Spinte totali modello FEM:
  direzione Y = 807 kN
  direzione X = 8 kN

5.2.5. CDC11-12 - Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

Per ponti di 1ª categoria:

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

L = 21,0 m
q_3 = 0,6x2x300+0,1x9,0x3,0x21,0 = 416,7 kN < 900 kN

α=arctg(122,66/2101,05) = 3,34° (inclinazione del profilo stradale)

CDC11 – Frenata da sinistra verso destra (direzione +X o in discesa)
CDC12 – Frenata da destra verso sinistra (direzione -X o in salita)

La forza complessiva viene applicata in mezzeria della corsia esterna attigua al marciapiede.

Nodi del modello su cui applicare la forza = 67
F_i = 416,7/67 = 6,22 kN/nodo
F_x = 6,22cosα = $\pm$6,21 kN/nodo
F_z = 6,22sinα = $\mp$ 0,36 kN/nodo

Azioni totali modello FEM:
direzione X = 416 kN
direzione Z = 24 kN

5.3. Caratterizzazione sismica

1) Vita nominale: V_N = 100 anni
2) Classe d'uso: Classe IV
3) Periodo di riferimento dell'azione sismica: V_R = 200
4) Probabilità di superamento del periodo di riferimento: p_{VR} = 10% per SLV
5) Periodo di ritorno dell'azione sismica: 1898 anni
6) Pericolosità sismica (SLV)

   Località: Egna (argine fra i due ponti)
   Longitudine: 11,2622° (11° 15' 44")
   Latitudine: 46,3164° (46° 18' 59")

   a_g = 0,081 g (accelerazione orizzontale massima del terreno)
   F_0 = 2,763 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale)
   T^*_C = 0,417 s (periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale)

7) Categoria di sottosuolo: Tipo C
8) Condizioni topografiche: Categoria T1
9) Spettri di risposta di progetto

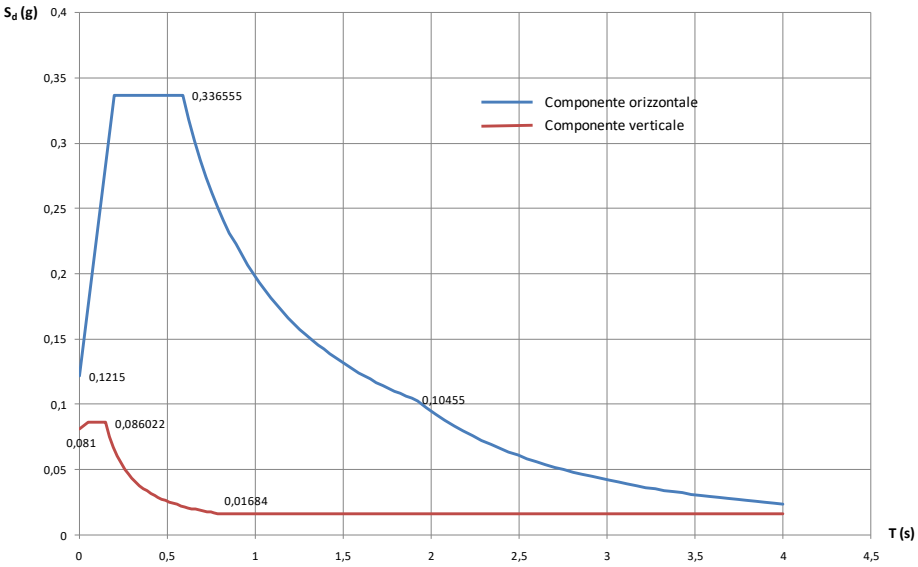
   fattori di struttura: $q_x = q_y = q_z = 1$

   Sisma orizzontale

   T=0 S(T) = 0,122
   T_B = 0,195 S(T) = 0,336
   T_C = 0,585 S(T) = 0,336
   T_D = 1,925 S(T) = 0,102

   Sisma verticale

   T=0 S(T) = 0,081
   T_B = 0,05 S(T) = 0,086
   T_C = 0,15 S(T) = 0,086
   T_D = 1,00 S(T) = 0,016



5.4. Azioni sismiche

Viene eseguita una verifica pseudo-statica limitatamente a tre condizioni:

CDC13 – sisma in direzione +Y (concorde con la spinta del terreno sulla parete longitudinale)
CDC14 - sisma in direzione +X (concorde con la spinta del terreno sulla parete trasversale alta)
CDC15 - sisma in direzione -X (concorde con la spinta del terreno sulla parete trasversale bassa)

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1{,}0x1{,}5x0{,}081 = 0{,}122$ (a meno di "*g*")

$a_g = 0{,}081$ (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido)
$S_S = 1{,}5$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica per sottosuolo tipo C)
$S_T = 1{,}0$ (coefficiente amplificazione topografica)

Coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \, a_{max}/g$$

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

$$k_h = 0{,}122$$

5.4.1. Sisma in direzione +Y (CDC13)

- soletta superiore: sp. 0,60 m
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla soletta
  0,60x25,0x0,122 = 1,83 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +Y = 267,10 kN

- pareti elevazione: sp. 0,60 m
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulle pareti
  0,60x25,0x0,122 = 1,83 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +Y = 646,10-267,10 = 379,00 kN

- pavimentazione marciapiede
  forza orizzontale uniformemente distribuita sul marciapiede
  0,31x24,0x0,122 = 0,91 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +Y = 674,80-646,10 = 28,70 kN

- pavimentazione sulla sede stradale
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla sede stradale
  0,25x24,0x0,122 = 0,73 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +Y = 748,50-674,80 = 73,70 kN

- terreno sulla zattera controterra della fondazione della parete longitudinale
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla parete longitudinale
  0,70x19,0x0,122 = 1,62 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +Y = 963,40-748,50 = 214,90 kN

- terreno sulla zattera controterra della fondazione della parete trasversale bassa
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla fondazione
  altezza terreno dallo spiccato fondazione = 5,91 m
  5,91x19,00x0,122 = 13,70 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +Y = 1010,50-963,40 = 47,10 kN

- terreno sulla zattera controterra della fondazione della parete trasversale alta
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla fondazione
  7,13x19,00x0,122 = 16,53 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +Y = 1044-1010,50 = 33,50 kN

- sovraspinta del terreno sulla parete longitudinale

  coefficiente di spinta attiva secondo la formulazione di Mononobe-Okabe:

  $\theta^+ = \arctan(\frac{k_h}{1+k_v}) = 0{,}853°$

  $\theta^- = \arctan(\frac{k_h}{1-k_v}) = 7{,}403°$

  $\psi = 90°$ (superficie verticale muro)

  $\beta = 0°$ (inclinazione piano campagna)

  $\varphi = 35°$ (angolo attrito interno terreno)

  $\delta = 0°$ (per congruenza con spinta statica secondo Rankine)

  $\kappa_a^+ = \kappa_{ah}^+ = 0{,}33714$

  $\kappa_a^- = \kappa_{ah}^- = 0{,}34676$

  Spinta totale agente sulla parete (comprensiva di effetti statici e sismici):

  $P_a = P_{ah} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)\gamma H^2 K_a$

  Considerato che al coefficiente β_m (punto *5.4*) è stato attribuito a favore della sicurezza il valore unitario, si può assumere che il punto di applicazione della forza sia a H/3.

  $\Delta k_{ah} = 0{,}346-0{,}271 = 0{,}075$

- sovraspinta sulla parete longitudinale (zona bassa) – vedi punto *5.1.3*
  $\sigma'_{ts,3} = 0{,}00$ kN/m^2
  $\sigma'_{ti,3} = 7{,}31 \times 19{,}00 \times 0{,}075 = 10{,}42$ kN/m^2

- spinta parete longitudinale (zona centrale) - vedi punto *5.1.3*
  $\sigma'_{ts,4} = 0{,}00$ kN/m^2
  $\sigma'_{ti,4} = 7{,}77 \times 19{,}00 \times 0{,}075 = 11{,}07$ kN/m^2

- spinta parete longitudinale (zona alta) - vedi punto *5.1.3*
  $\sigma_{ts,5} = 0{,}00$ kN/m^2
  $\sigma_{ti,5} = 8{,}11 \times 19{,}00 \times 0{,}075 = 11{,}56$ kN/m^2

  Spinte totali modello FEM:
  direzione Y = 1892-1044 = 848 kN
  direzione X = 64,20 kN

5.4.2. Sisma in direzione +X (CDC14)

- soletta superiore: sp. 0,60 m
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla soletta
  0,60x25,0x0,122 = 1,83 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +X = 267,10 kN

- pareti elevazione: sp. 0,60 m
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulle pareti
  0,60x25,0x0,122 = 1,83 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +X = 646,10-267,10 = 379,00 kN

- pavimentazione marciapiede
  forza orizzontale uniformemente distribuita sul marciapiede
  0,31x24,0x0,122 = 0,91 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +X = 674,80-646,10 = 28,70 kN

- pavimentazione sulla sede stradale
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla sede stradale
  0,25x24,0x0,122 = 0,73 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +X = 748,50-674,80 = 73,70 kN

- terreno sulla zattera controterra della fondazione della parete trasversale alta
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla parete
  0,50x19,0x0,122 = 1,16 kN/m^2
  Totale FEM in direzione +X = 803,50-748,50 = 55,0 kN

- sovraspinta del terreno sulla parete trasversale alta

  Δk_{ah} = 0,075

- sovraspinta sulla parete trasversale alta – vedi punto *5.1.3*
  $\sigma'_{ts,1}$ = 0,00 kN/m^2
  $\sigma'_{ti,1}$ = 8,13x19,00x0,075 = 11,59 kN/m^2

  Spinte totali modello FEM:
  direzione X = 1061-803,50 = 257,50 kN
  direzione Y = 4,90 kN

5.4.3. Sisma in direzione -X (CDC15)

- soletta superiore: sp. 0,60 m
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla soletta
  0,60x25,0x0,122 = 1,83 kN/m^2
  Totale FEM in direzione -X = -267,10 kN

- pareti elevazione: sp. 0,60 m
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulle pareti
  0,60x25,0x0,122 = 1,83 kN/m^2
  Totale FEM in direzione -X = -646,10+267,10 = -379,00 kN

- pavimentazione marciapiede
  forza orizzontale uniformemente distribuita sul marciapiede
  0,31x24,0x0,122 = 0,91 kN/m^2
  Totale FEM in direzione -X = -674,80+646,10 = -28,70 kN

- pavimentazione sulla sede stradale
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla sede stradale
  0,25x24,0x0,122 = 0,73 kN/m^2
  Totale FEM in direzione -X = -748,50+674,80 = -73,70 kN

- terreno sulla zattera controterra della fondazione della parete trasversale bassa
  forza orizzontale uniformemente distribuita sulla parete
  0,50x19,0x0,122 = 1,16 kN/m^2
  Totale FEM in direzione -X = -787,1+748,50 = -38,6 kN

- sovraspinta del terreno sulla parete trasversale bassa
  Δk_{ah} = 0,075

- sovraspinta sulla parete trasversale bassa – vedi punto *5.1.3*
  $\sigma'_{ts,2}$ = 0,00 kN/m^2
  $\sigma'_{ti,2}$ = 6,91x19,00x0,075 = 9,85 kN/m^2

  Spinte totali modello FEM:
  direzione X = -960,9+787,1 = -173,80 kN
  direzione Y = -5,80 kN

6. COMBINAZIONI SLU/SLV

6.1. Campo statico

I casi di carico descritti al punto *5.* sono stati combinati allo SLU applicando a favore della sicurezza dei coefficienti parziali unici validi sia per la progettazione strutturale STR sia per la progettazione geotecnica secondo l'approccio 2 - A1+M1+R3, bypassando quindi i valori indicati dalla normativa specifica per i ponti stradali.

		γ_F	
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	1,00 1,30
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50

Combinazione	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	LC 5	LC 6	LC 7	LC 8	LC 9	LC 10	LC 11	LC 12	LC 13	LC 14	LC 15
CMB 1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 3	1.00	1.00	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 5	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 6	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 8	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 9	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 10	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 12	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 14	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 15	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 18	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 20	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 22	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 25	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CMB 27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 28	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 32	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 35	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
CMB 36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00

6.2. Campo sismico

Per la determinazione degli effetti delle azioni sismiche viene fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

$$G_1+G_2$$

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

$$E+G_1+G_2+\Sigma_j 0{,}2xQ_{kj}$$

con Q_{jk} corrispondente al transito dei mezzi.
Per il carico da traffico si è fatto riferimento alle CDC6-7-8-9 definite in campo statico.

Gli effetti sulla struttura dell'azione sismica sono stati combinati attraverso l'espressione:

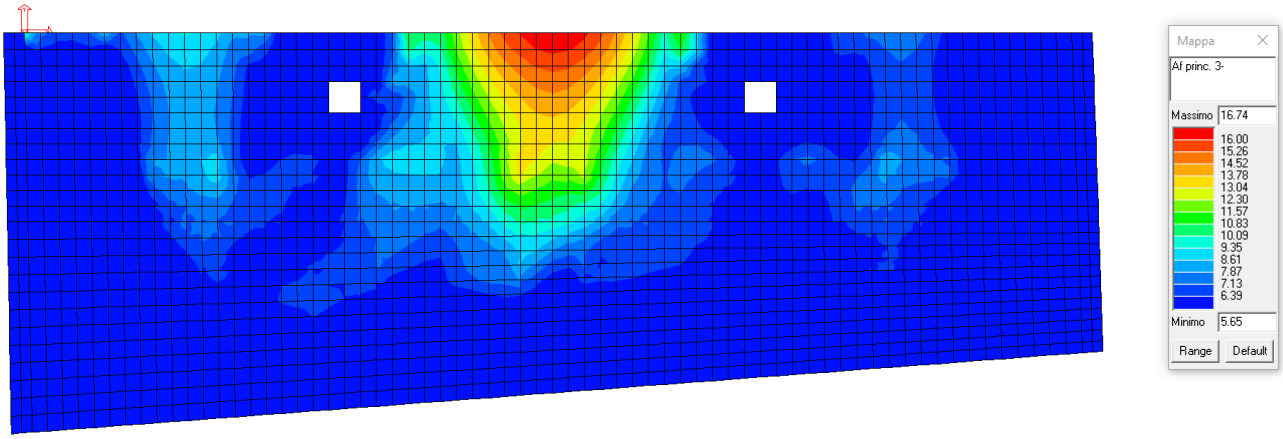
$$1{,}00 \times E_x + 0{,}30 \times E_y + 0{,}30 \times E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

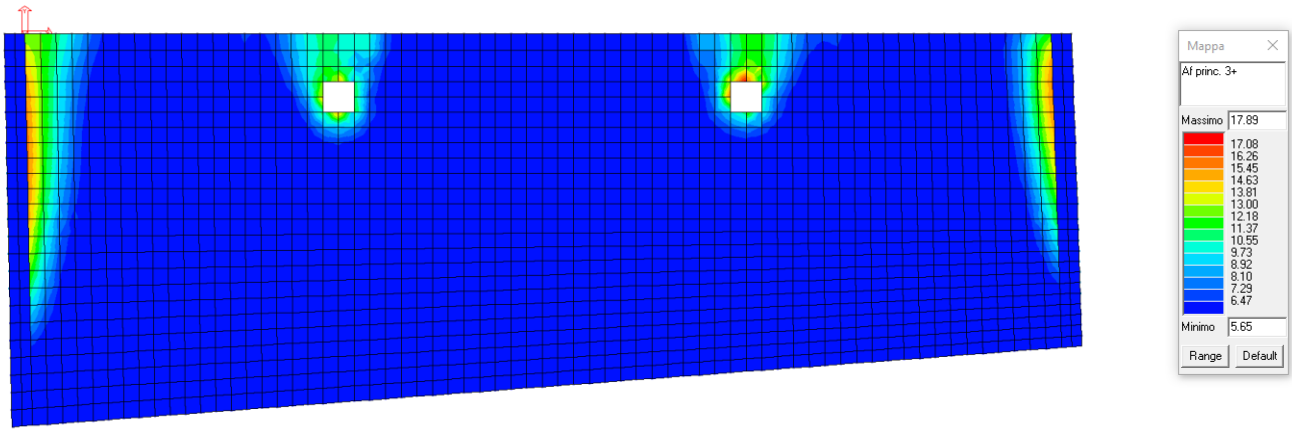
Combin...	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	LC 5	LC 6	LC 7	LC 8	LC 9	LC 10	LC 11	LC 12	LC 13	LC 14	LC 15
CMB 37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
CMB 38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
CMB 39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
CMB 40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
CMB 41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
CMB 42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
CMB 43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CMB 44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CMB 45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CMB 46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CMB 47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CMB 48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CMB 49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
CMB 50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
CMB 51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
CMB 52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
CMB 53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
CMB 54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
CMB 55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
CMB 56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
CMB 57	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
CMB 58	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
CMB 59	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
CMB 60	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00

7. VERIFICHE ALLO SLU/SLV E ARMATURA

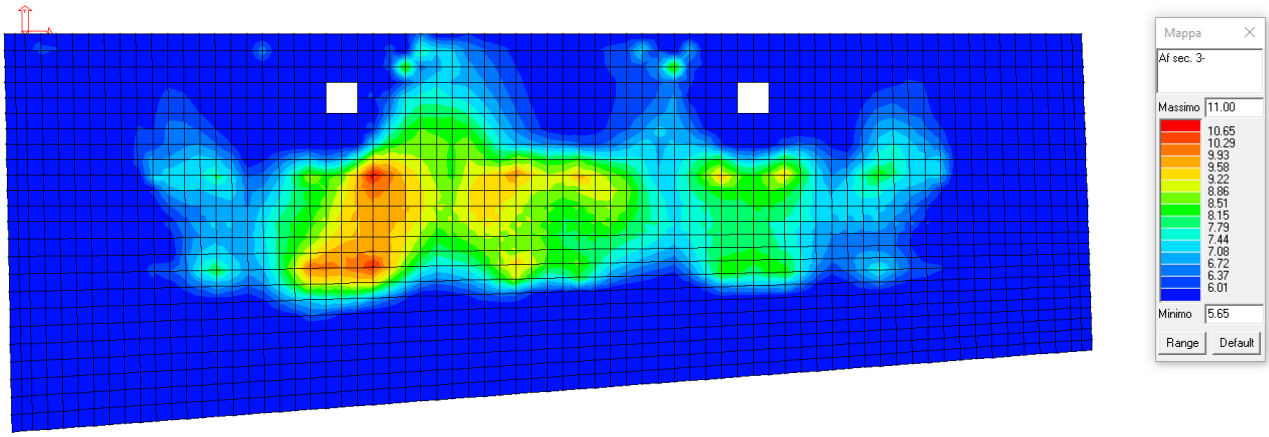
7.1. Soletta superiore



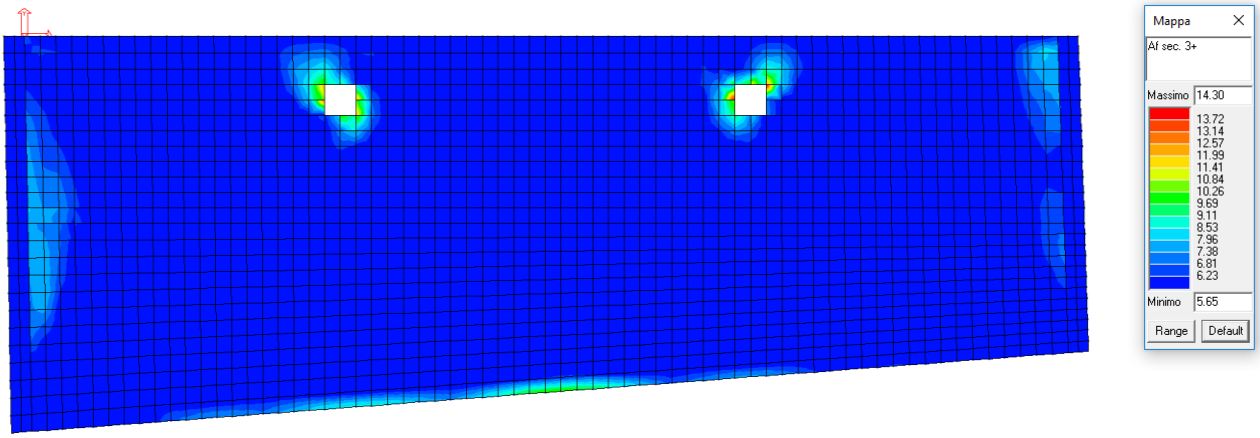
Fabbisogno di armatura longitudinale inferiore [cm²/m]



Fabbisogno di armatura longitudinale superiore [cm²/m]



Fabbisogno di armatura trasversale inferiore [cm²/m]



Fabbisogno di armatura trasversale superiore [cm²/m]

- Verifica a taglio

  <u>Assenza di armatura a taglio</u>

  b_w = 1000 mm (larghezza sezione)

  d = 550 mm (altezza utile sezione)

  A_{sl} = 1ϕ14/20 = 770 mm²/m (armatura longitudinale tesa)

  k = 1,603 < 2

  ρ_l = 770/(1000x550) = 0,0014 < 0,02 (rapporto geometrico di armatura longitudinale)

  f_{ck} = 35 N/mm²

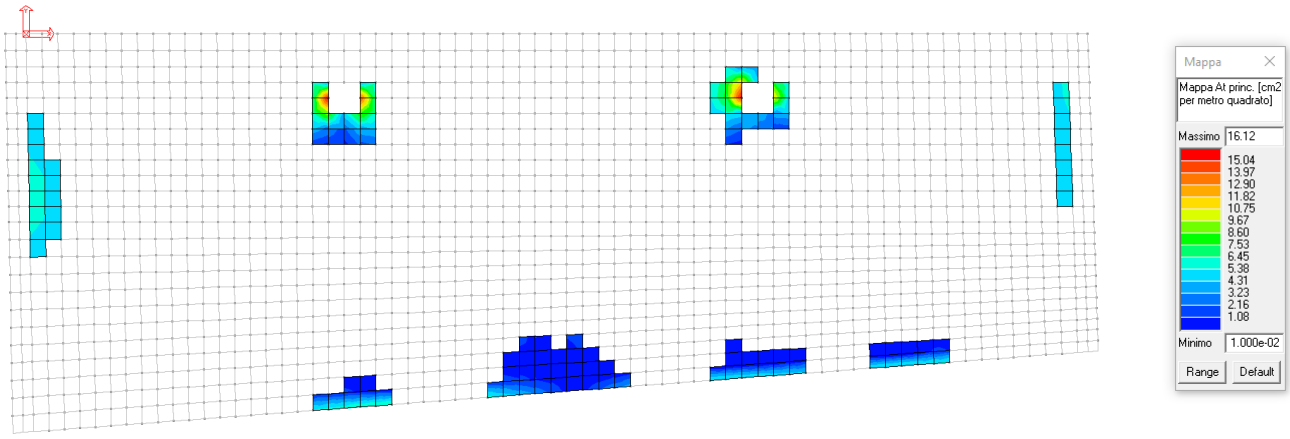
  γ_c = 1,5

  σ_{cp} = 0,00 N/mm²

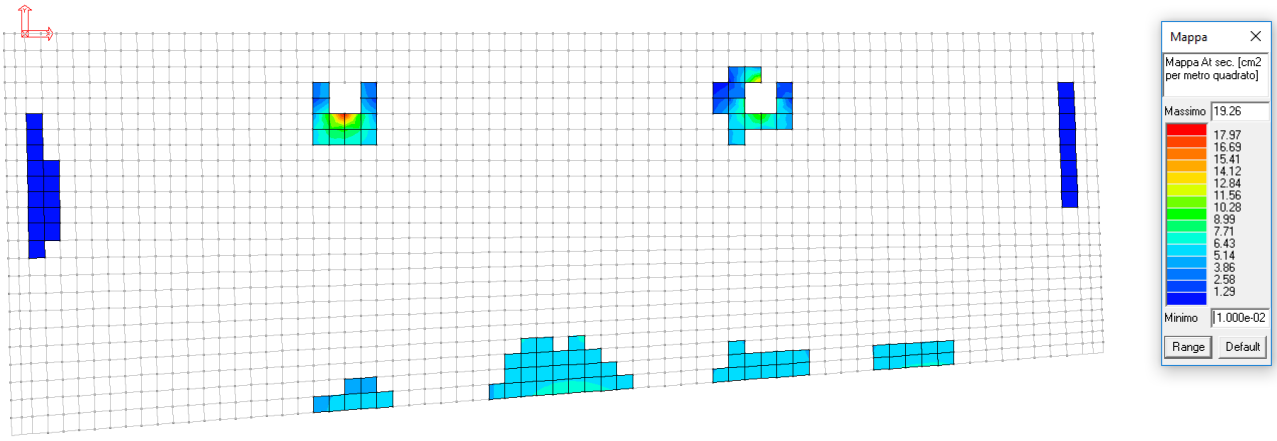
  V_{Rdc} = 179,70 kN/m

  $V_{Rdc,min}$ = 231,14 kN/m

  V_{Rd} = 231,14 kN/m



Fabbisogno di armatura ottimizzata a taglio in direzione longitudinale [cm²/m²]

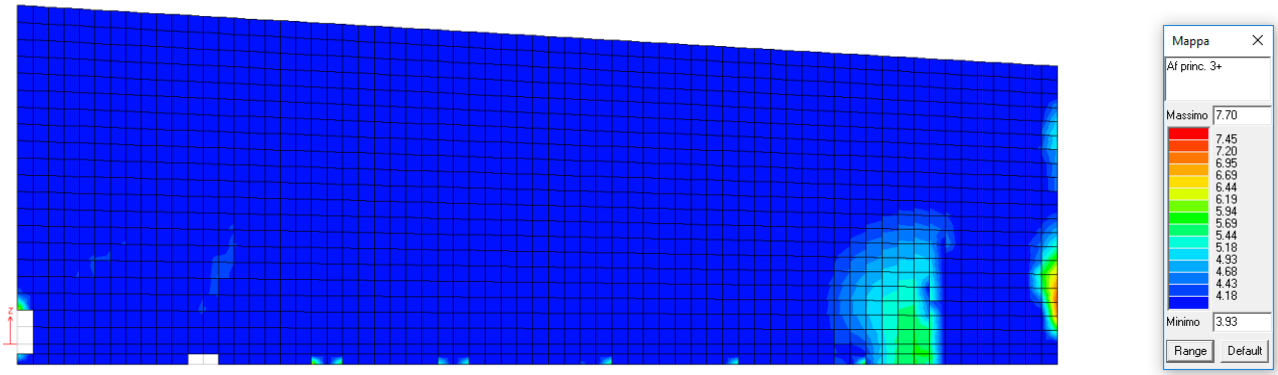


Fabbisogno di armatura ottimizzata a taglio in direzione trasversale [cm²/m²]

7.2. Parete di elevazione longitudinale

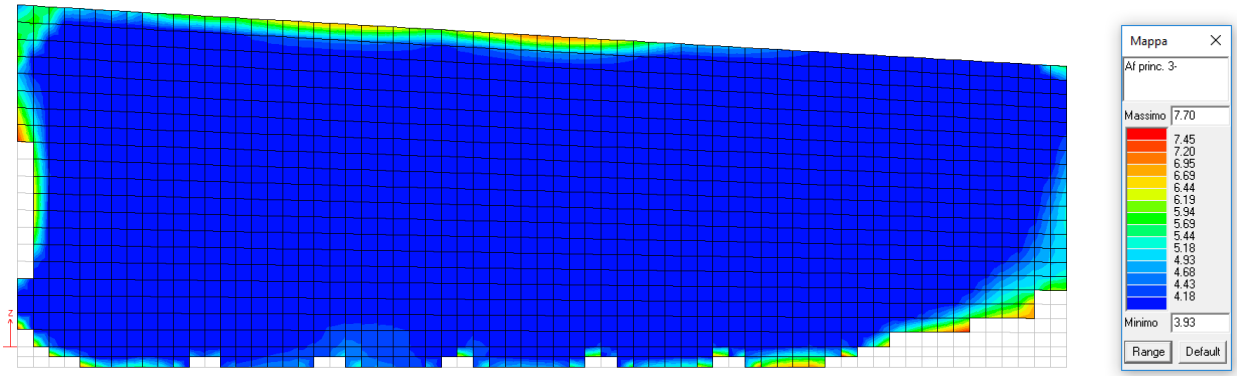
- Armatura verticale interna

  L'area colorata rappresenta le zone coperte dall'armatura base costituita da 1ϕ14/20. Il raddoppio di armatura copre tutte le aree "bianche".



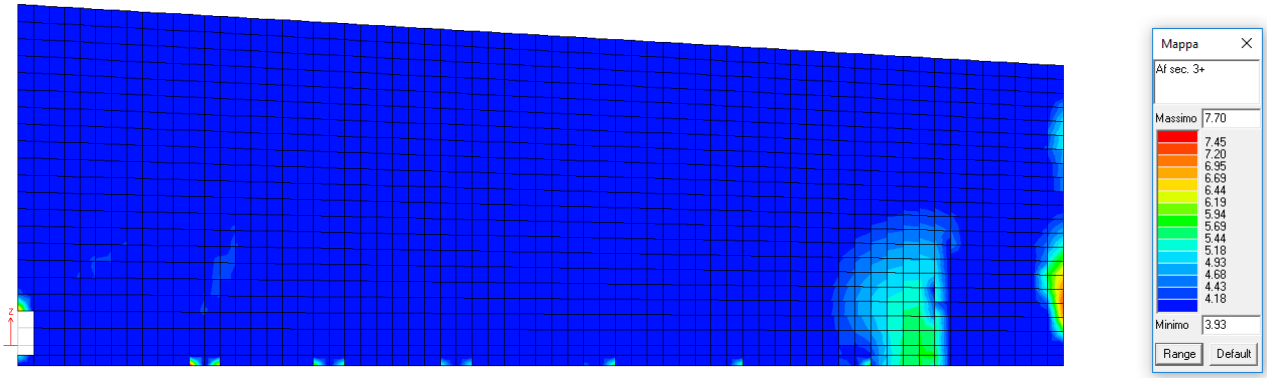
- Armatura verticale controterra

  L'area colorata rappresenta le zone coperte dall'armatura base costituita da 1ϕ14/20. Il raddoppio di armatura copre quasi tutte le aree "bianche".



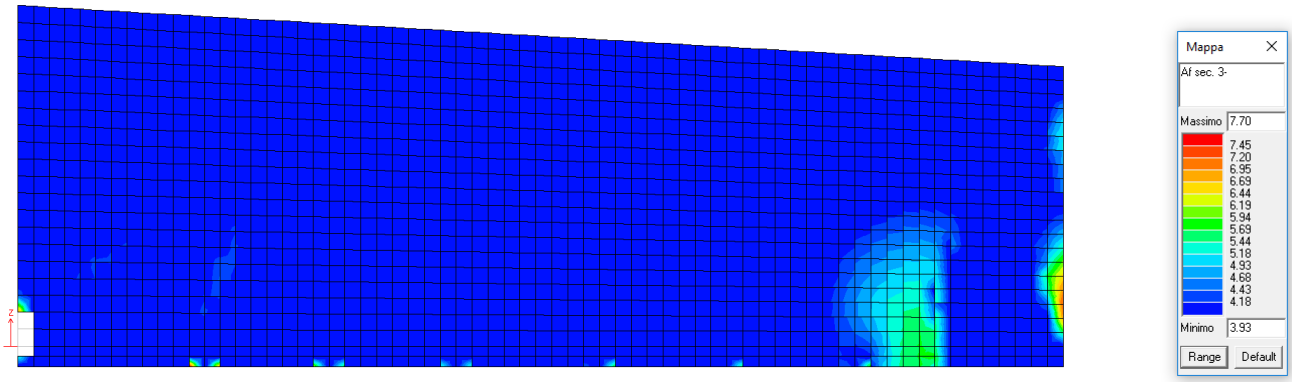
- Armatura orizzontale interna

  L'area colorata rappresenta le zone coperte dall'armatura base costituita da 1ϕ14/20.



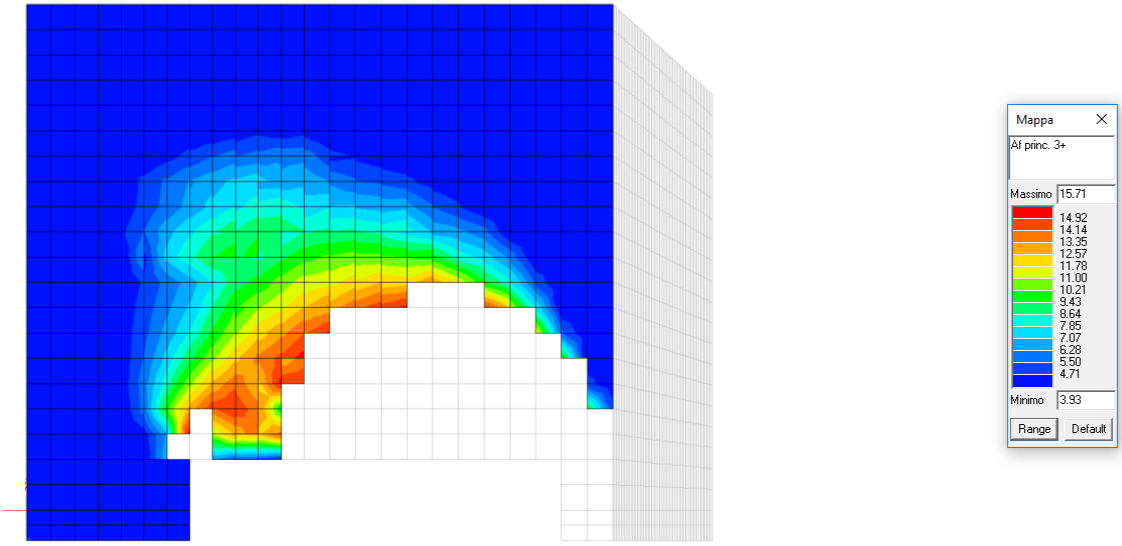
- Armatura orizzontale controterra

  L'area colorata rappresenta le zone coperte dall'armatura base costituita da 1ϕ14/20.

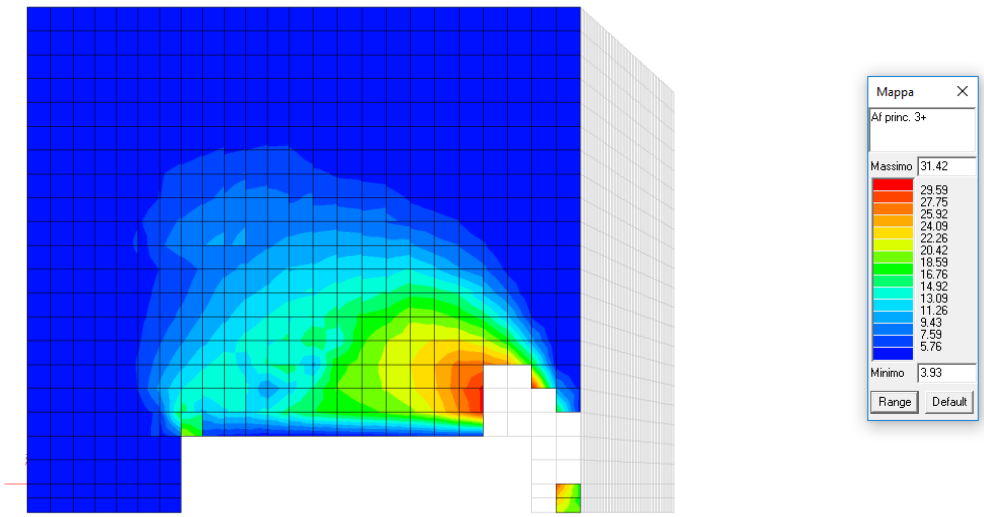


7.3. Parete di elevazione trasversale alta

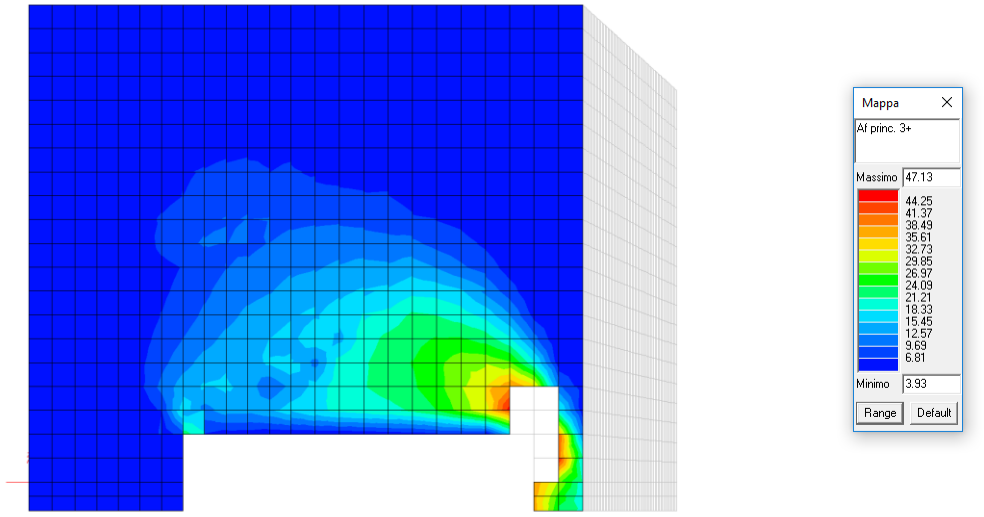
- Armatura verticale interna



Zone coperte fino a 1ϕ20/20 [cm²/m]

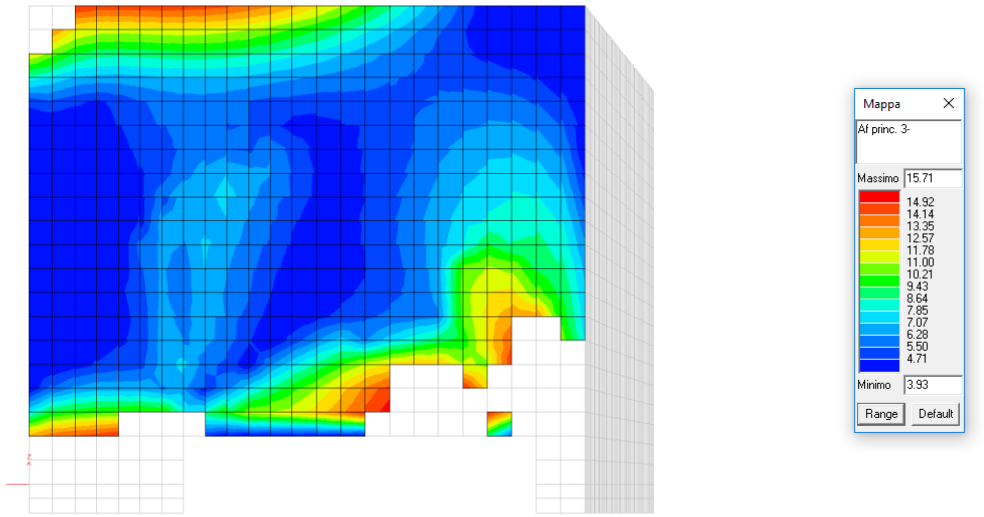


Zone coperte fino a 1ϕ20/10 [cm^2/m]

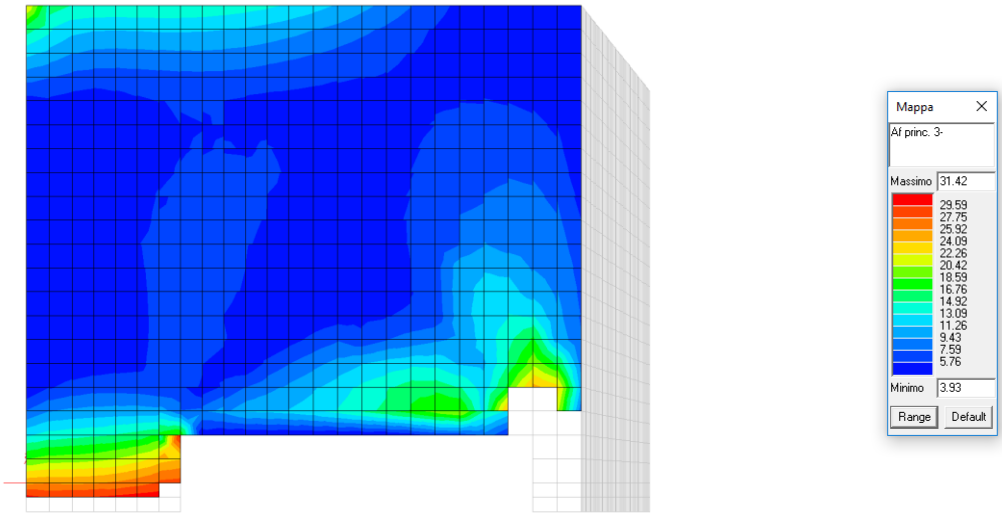


Zone coperte fino a 1ϕ20/10+1ϕ20/20 [cm^2/m]

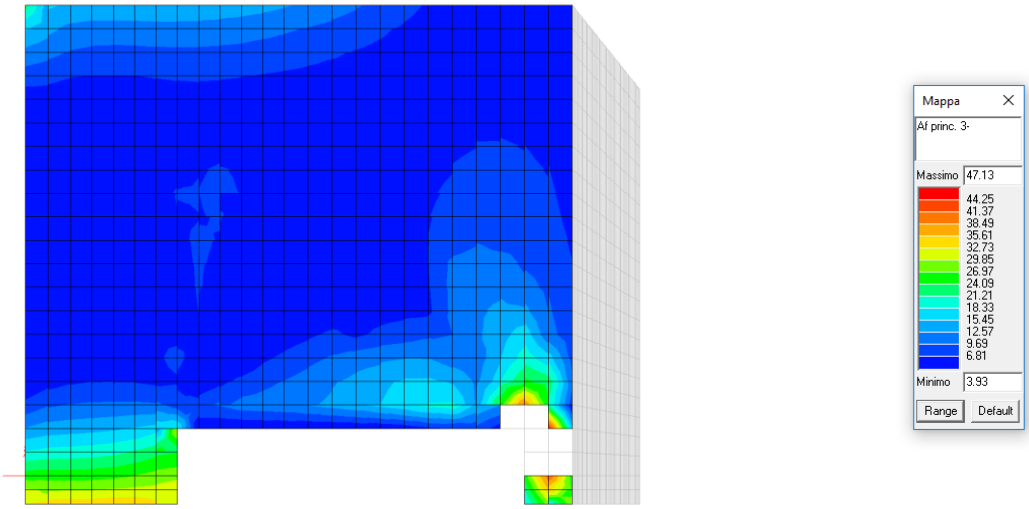
- Armatura verticale controterra



Zone coperte fino a 1ϕ20/20 [cm^2/m]

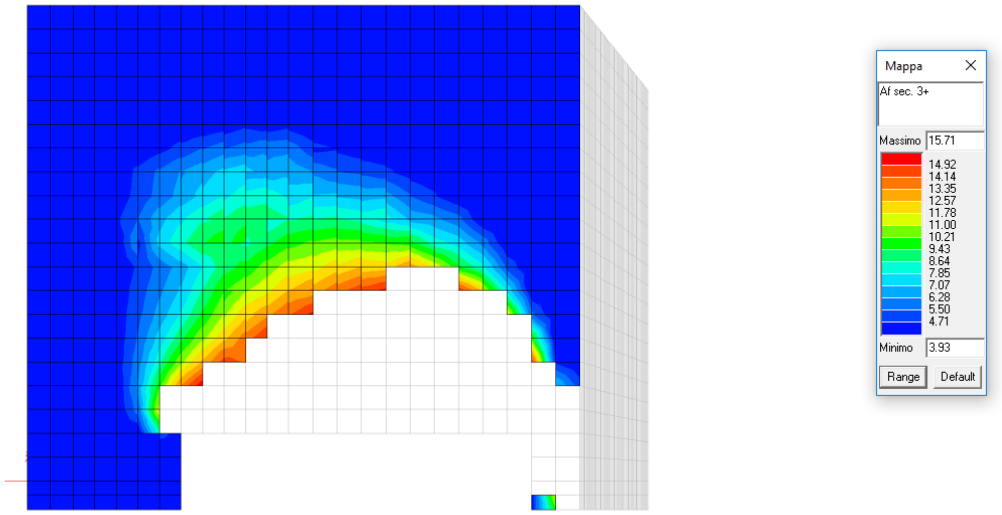


Zone coperte fino a 1ϕ20/10 [cm^2/m]

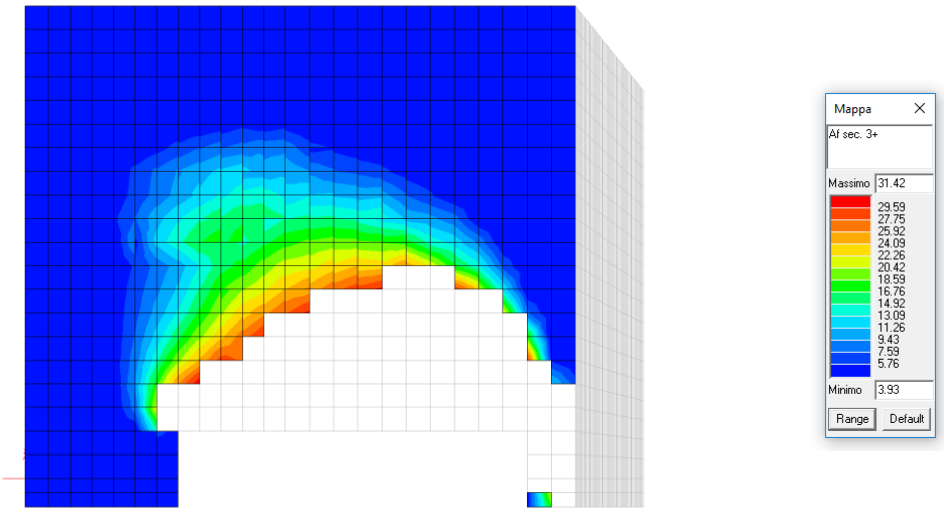


Zone coperte fino a 1ϕ20/10+1ϕ20/20 [cm^2/m]

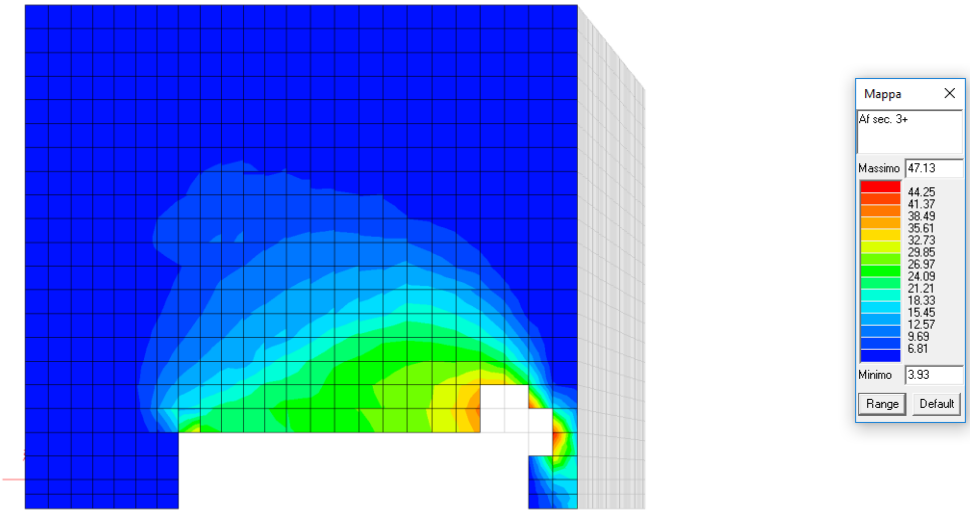
- Armatura orizzontale interna



Zone coperte fino a 1ϕ20/20 [cm^2/m]

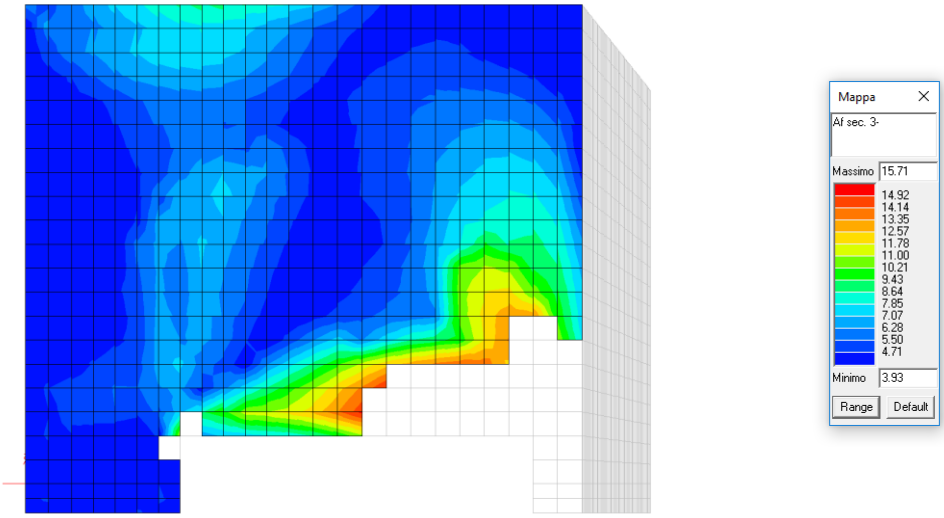


Zone coperte fino a 1ϕ20/10 [cm²/m]

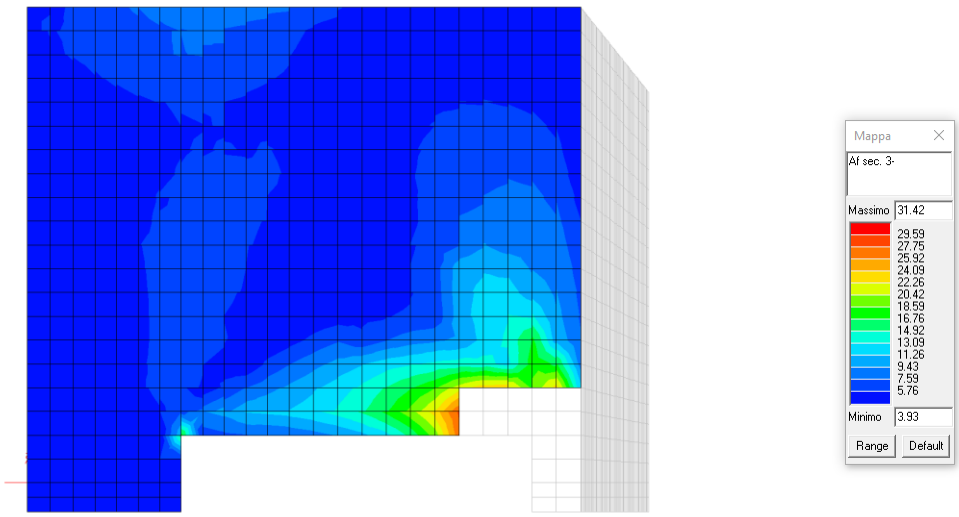


Zone coperte fino a 1ϕ20/10+1ϕ20/20 [cm²/m]

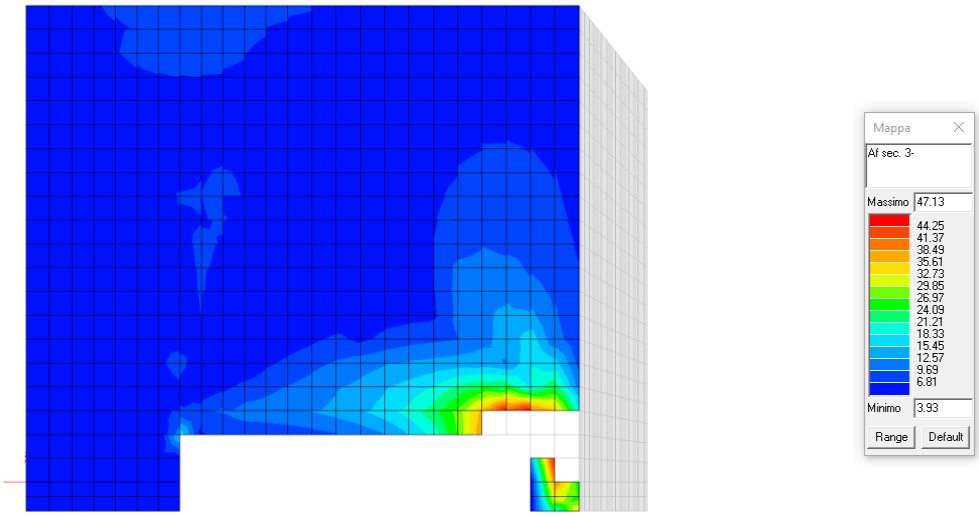
- Armatura orizzontale controterra



Zone coperte fino a 1ϕ20/20 [cm²/m]



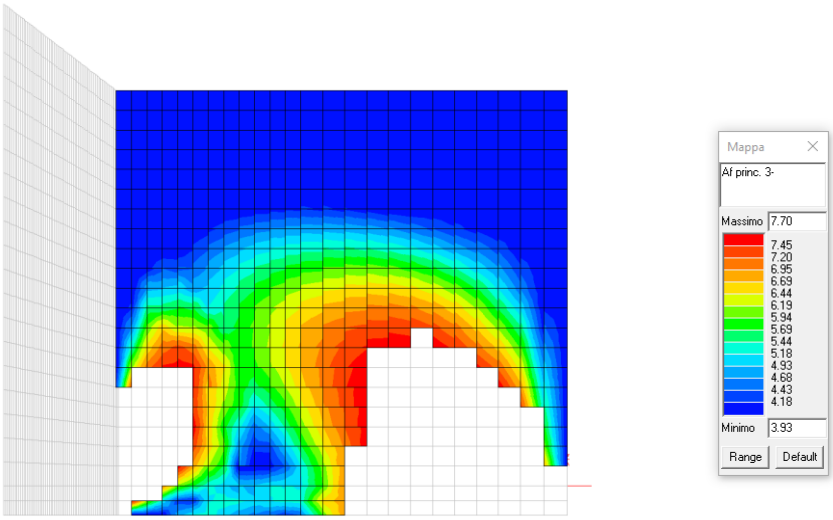
Zone coperte fino a 1ϕ20/10 [cm²/m]



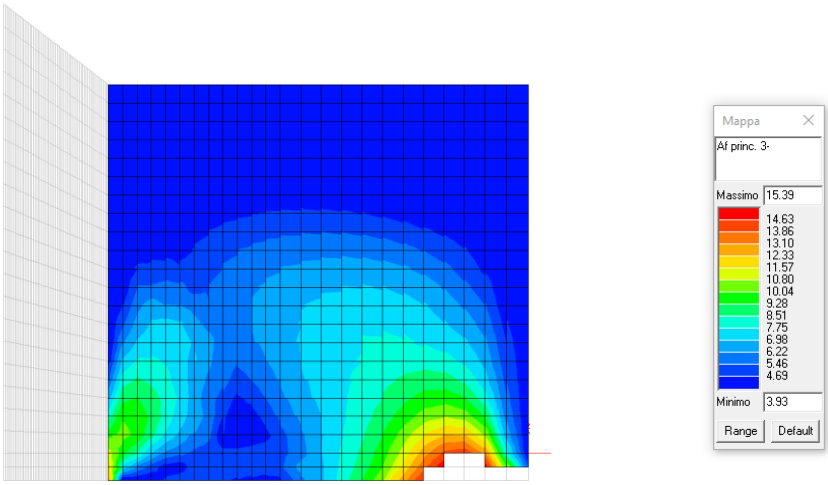
Zone coperte fino a 1ϕ20/10+1ϕ20/20 [cm²/m]

7.4. Parete di elevazione trasversale bassa

- Armatura verticale interna

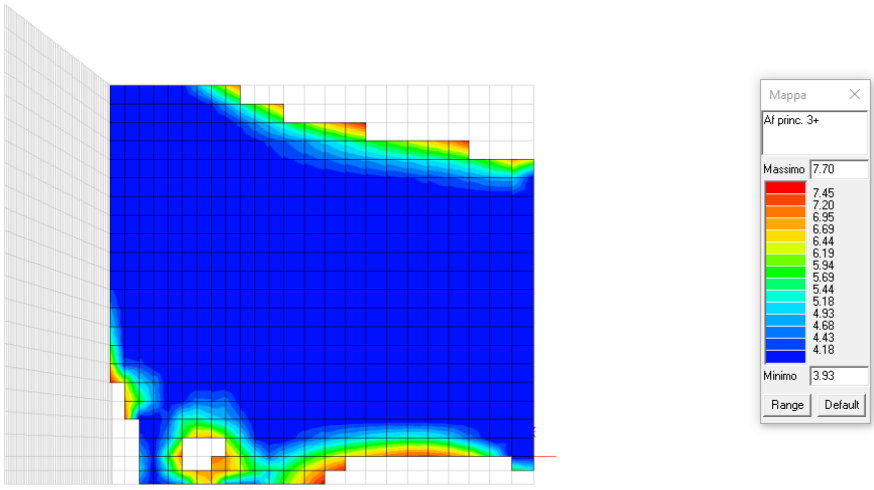


Zone coperte fino a 1ϕ14/20 [cm^2/m]

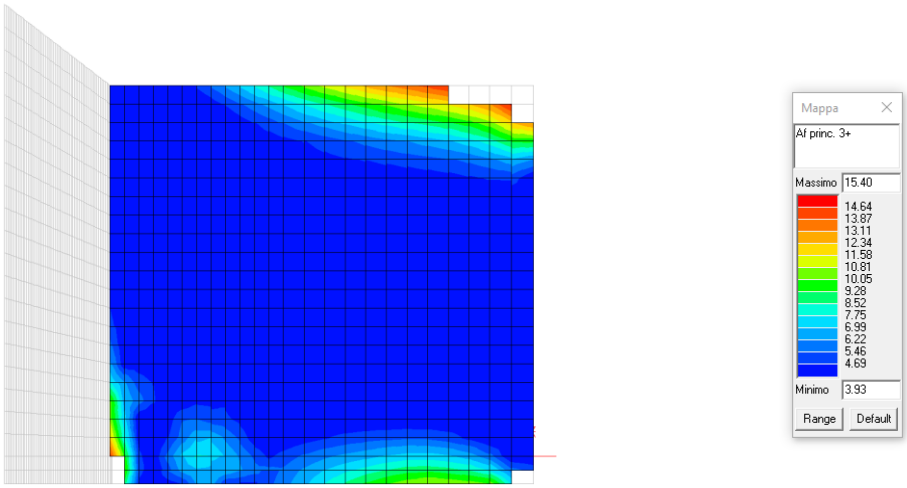


Zone coperte fino a 1ϕ14/10 [cm^2/m]

- Armatura verticale controterra

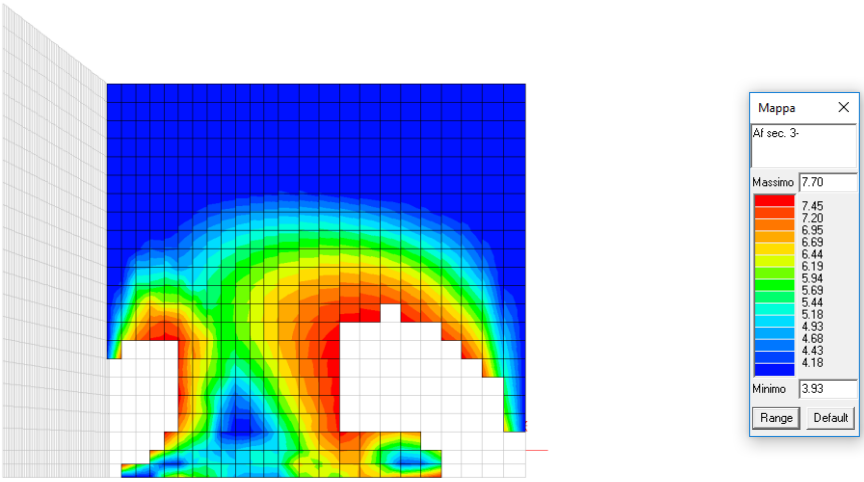


Zone coperte fino a 1ϕ14/20 [cm^2/m]

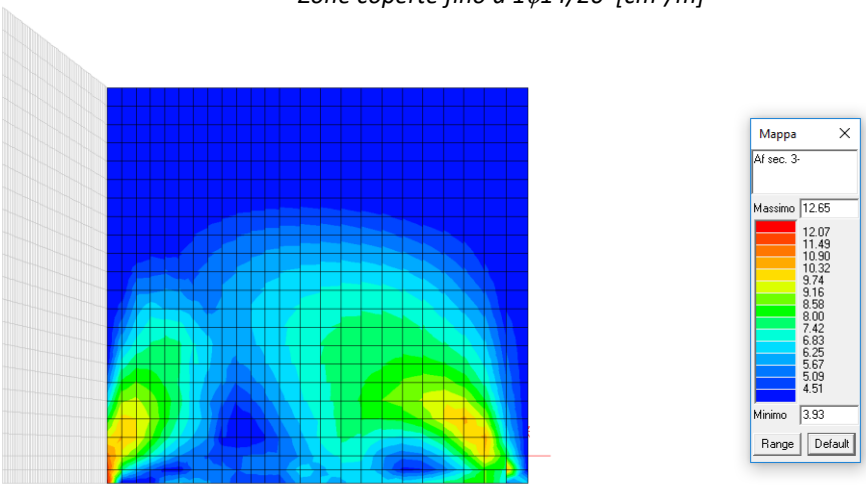


Zone coperte fino a 1ϕ14/10 [cm^2/m]

- Armatura orizzontale interna

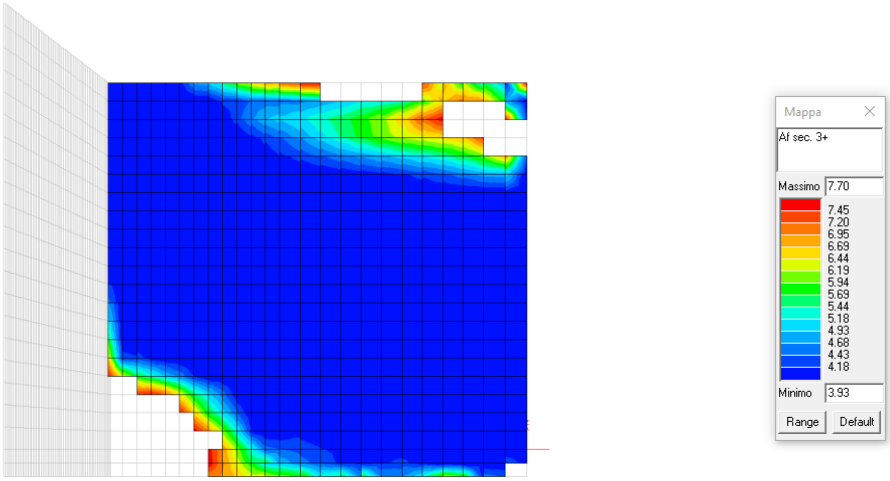


Zone coperte fino a 1ϕ14/20 [cm^2/m]

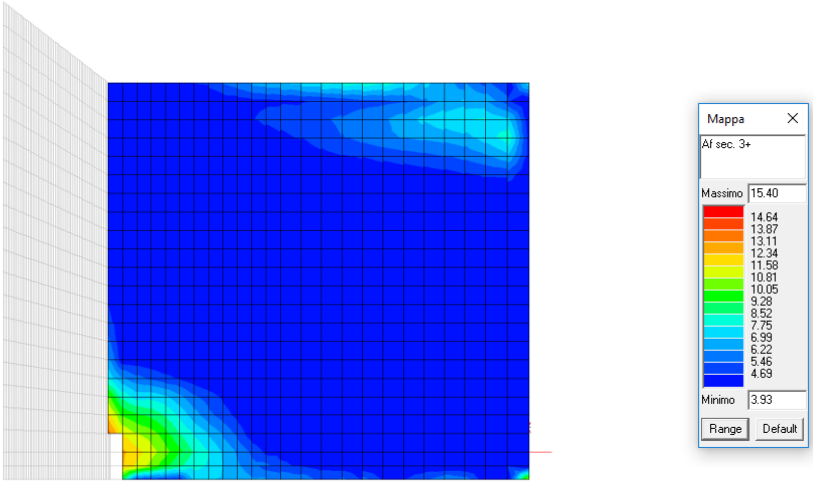


Zone coperte fino a 1ϕ14/10 [cm^2/m]

- Armatura orizzontale controterra

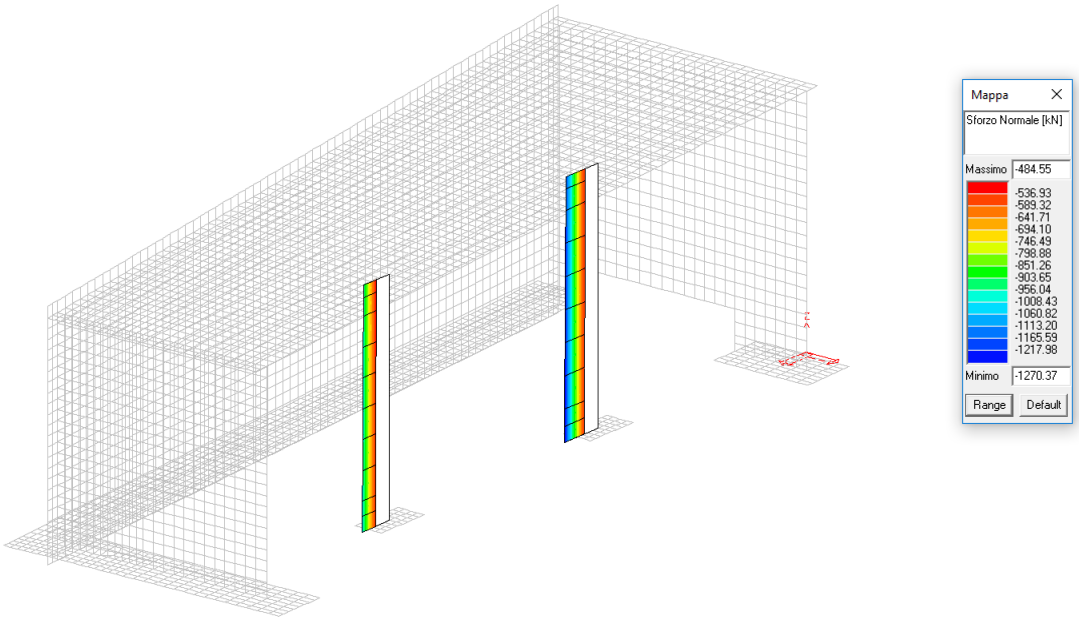


Zone coperte fino a 1ϕ14/20 [cm^2/m]

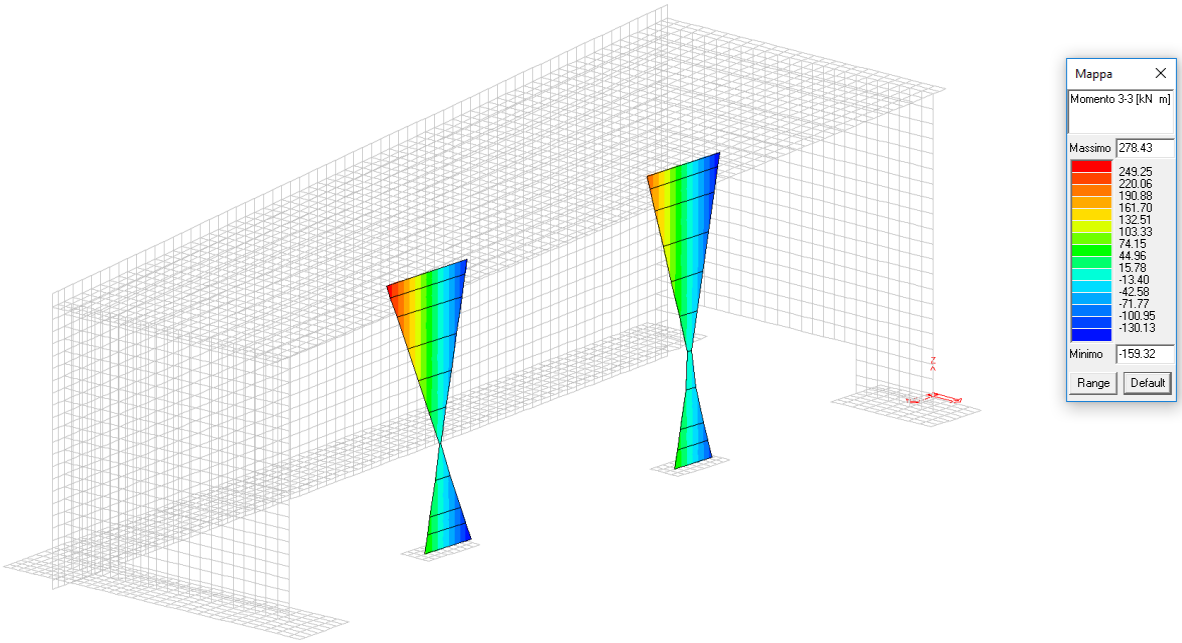


Zone coperte fino a 1ϕ14/10 [cm^2/m]

7.5. Pilastri



Inviluppo degli sforzi normali di calcolo [kN]



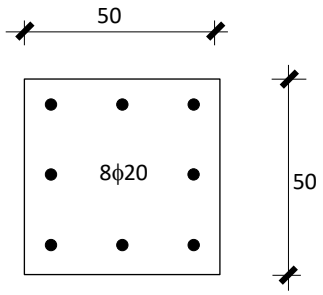
Inviluppo dei momenti flettenti di calcolo in direzione longitudinale [kNm]

7.5.1. Verifica della sezione più sollecitata

CMB 49
N_d = 510,82 kN
M_{2d} = 12,77 kNm
M_{3d} = 274,20 kNm

Armatura = 8ϕ20
Copriferro = 40 mm
Staffe ϕ8

N_{Ed}/N_{Rd} = 0,87



7.6. Punzonamento pilastri-soletta

- Dati

  calcestruzzo: C35/45
  soletta: piena
  s = 600 mm spessore soletta costante
  pilastro: di bordo senza aperture
  dimensioni pilastro: 50x50 cm
  $A_{s,inf} = A_{s,sup}$ 10,05 cm^2/m (1ϕ16/20 - armatura longitudinale minima presente)
  c = 50 mm copriferro

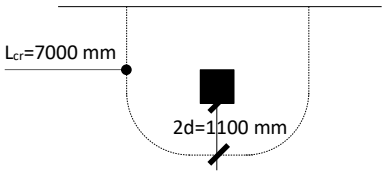
  $d_x = d_y$ = 600-50 = 550 mm
  d_{eff} = 550 mm → 55 cm
  u_1 = 700 cm (perimetro di verifica di base a distanza 2d dal pilastro)
  u_0 = 2x(50+50) = 200 cm (perimetro del pilastro)

- Valore resistente a punzonamento in assenza di armatura a taglio

  $v_{Rd,c} = C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3}$
  $C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c = 0{,}18/1{,}5 = 0{,}12$
  armatura media = 30,32 cm^2/m (1ϕ24/20+1ϕ14/20)
  ρ_l = 30,32/(100x55) = 0,00551 < 0,02
  $k = 1+\sqrt{\frac{200}{550}}$ = 1,60 < 2 → k = 1,60
  f_{ck} = 35 N/mm^2
  $v_{Rd,c}$ = (0,18/1,5)x1,60x(100x0,00551x35)$^{1/3}$ = 0,515 N/mm^2

- Valore resistente massimo a punzonamento

  $v_{Rd,max} = 0{,}5\, \nu\, f_{cd}$
  ν = 0,6x(1-35/250) = 0,516
  f_{cd} = 35/1,5 = 23,33 N/mm^2
  $v_{Rd,max}$ = 0,5x0,516x23,33 = 6,02 N/mm^2

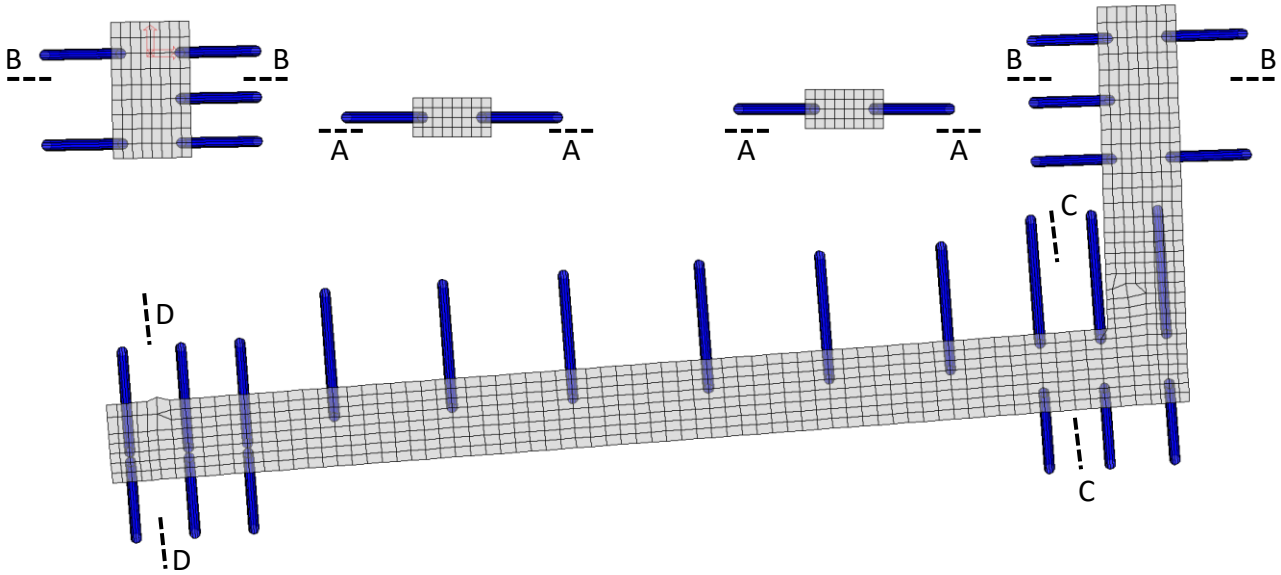


- Verifiche

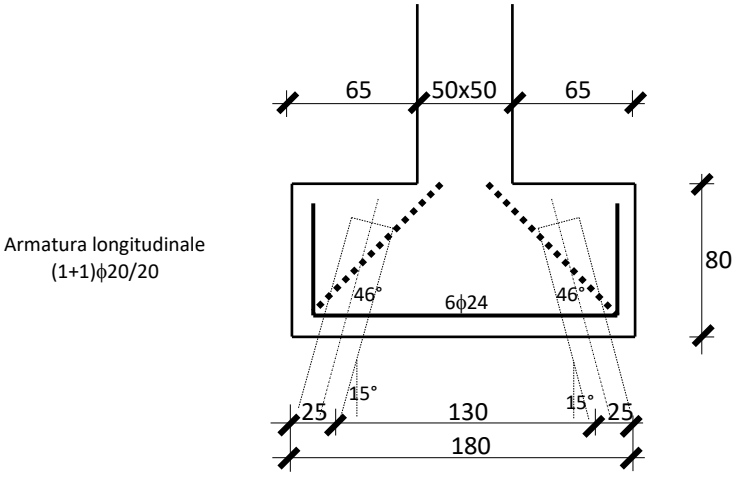
  Verifica lungo il perimetro di base
  β = 1,4
  V_{Rd} = 0,515x7000x550/1,4 = 1416250 N = 1416 kN > $V_{Ed,max}$ = 1216 kN (CMB 20 – sommità pilastro)

  Verifica lungo il perimetro del pilastro
  β = 1,4
  V_{Rd} = 6,02x2000x550/1,4 = 4730000 N = 4730 kN

7.7. Fondazioni



7.7.1. Sezione A-A

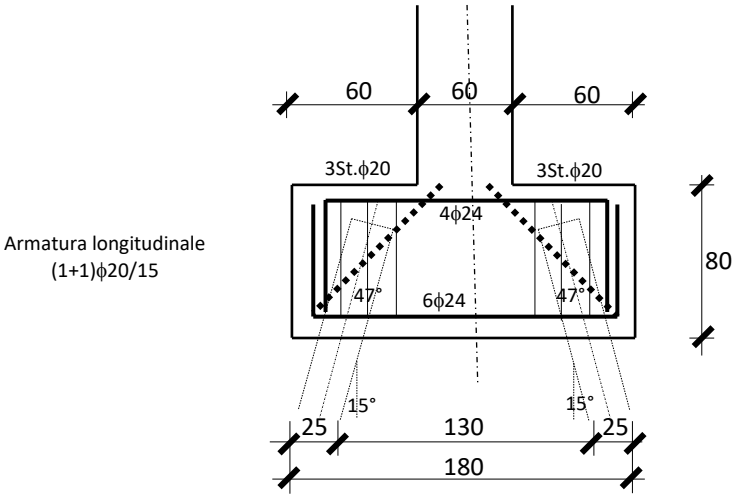


$N_{d,max}$ = -800 kN/micropalo (compressione - vedi *8.6*)

Armatura in acciaio
$A_{s,nec}$ = 800000/391 = 2046 mm^2
6ϕ24 = 2714 mm^2 (armatura da posizionare a fianco del palo)

Puntoni in calcestruzzo
Si assume una larghezza del puntone pari a 200 mm
A_c = 500x200 = 100000 mm^2 (area del puntone in calcestruzzo)
σ_{cd} = 800000x1,41/100000 = 11,28 N/mm^2 < f_{cd} = 14,17 N/mm^2

7.7.2. Sezione B-B



- Compressione (armatura inferiore)

  $N_{d,max}$ = -950 kN/micropalo (vedi *8.6*)

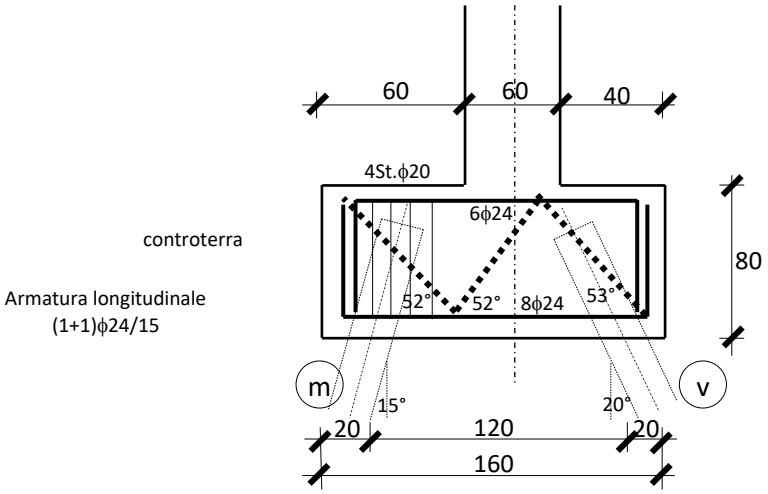
  Armatura in acciaio
  $A_{s,nec}$ = 950000/391 = 2430 mm^2
  6ϕ24 = 2714 mm^2 (armatura da posizionare a fianco del palo)

  Puntoni in calcestruzzo
  Si assume una sezione del puntone pari a 600x200 mm
  A_c = 600x200 = 120000 mm^2 (area del puntone in calcestruzzo)
  σ_{cd} = 950000x1,41/120000 = 11,16 N/mm^2 < f_{cd} = 14,17 N/mm^2

- Trazione (armatura superiore)

  $N_{d,max}$ = 400 kN/micropalo (trazione - vedi *8.6*)
  Armatura di sospensione verticale
  400000/391 = 1023 mm^2 → 3Stϕ20 = 1885 mm^2
  Armatura in acciaio orizzontale
  $A_{s,nec}$ = 400000/391 = 1025 mm^2
  4ϕ24 = 1810 mm^2 (armatura da posizionare sopra il palo)

7.7.3. Sezione C-C



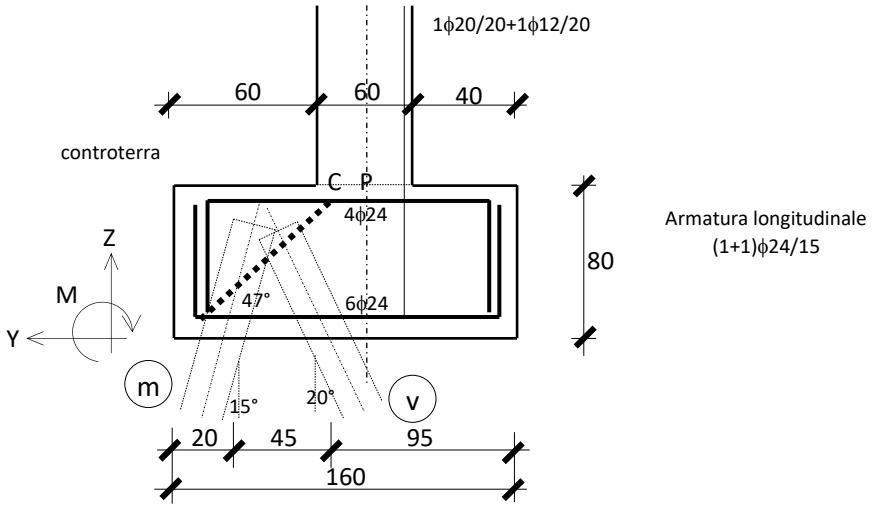
- Micropalo di valle (v) – compressione massima

  $N_{d,max}$ = -1150 kN/micropalo (vedi *8.6*)
  Armatura in acciaio
  $A_{s,nec}$ = 1150000/(391xtan53°) = 2220 mm^2
  8ϕ24 = 3620 mm^2 (armatura da posizionare a fianco del palo

- Micropalo di monte controterra (m) – trazione massima

  $N_{d,max}$ = 650 kN/micropalo (vedi *8.6*)
  Armatura di sospensione verticale
  650000/391 = 1662 mm^2 → 4Stϕ20 = 2515 mm^2
  Armatura in acciaio orizzontale
  $A_{s,nec}$ = 650000xtan52°/391 = 2130 mm^2
  6ϕ24 = 2714 mm^2 (armatura da posizionare sopra il palo)

7.7.4. Sezione D-D



Si riportano i risultati di alcune combinazioni piu significative relative a coppie di micropali presenti nel tratto considerato.
N = positivo se trazione
P = asse parete elevazione (s/2)
C = punto ai quarti dello spessore della parete (s/4)

Coppia di micropali più esterni

CMB	MONTE N_d *[kN]*	VALLE N_d *[kN]*	$\Sigma F_{y,d}$ *[kN]*	$\Sigma F_{z,d}$ *[kN]*	$\Sigma M_{P,d}$ *[kNm]*	
1	-405	-180	-43	560	262	$(\Sigma F_{z,d})_{max}$
28	575	-1040	505	422	289	$(\Sigma M_{P,d})_{max}$
43	820	-865	508	21	95	

Coppia di micropali più interni

CMB	MONTE N_d *[kN]*	VALLE N_d *[kN]*	$\Sigma F_{y,d}$ *[kN]*	$\Sigma F_{z,d}$ *[kN]*	$\Sigma M_{P,d}$ *[kNm]*	
1	-490	-185	-64	-647	300	$(\Sigma F_{z,d})_{max}$
28	470	-945	445	434	285	$(\Sigma M_{P,d})_{max}$
43	760	-775	462	-6	76	

La componente verticale massima ottenuta sommando il contributo dei 2 micropali si verifica per la CMB1 e vale 650 kN (coppia di micropali più interna delle tre)
$N_{d,max}$ = -650 kN
Armatura in acciaio
$A_{s,nec}$ = 650000/391 = 1662 mm^2
6ϕ24 = 2714 mm^2 (armatura da posizionare a fianco dei pali)

Armatura a trazione sul muro in elevazione:
equilibrio alla rotazione attorno il punto C
F_d = 650x0,40/0,40 = 650 kN (sforzo di trazione nell'armatura)
Zona di influenza = 1,20 m
A_{nec} = (650000/1,20)/391 = 1385 mm^2/m
1ϕ20/20 = 1570 mm^2/m

8. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI MICROPALI

8.1. Caratteristiche del terreno

Per la determinazione della stratigrafia del terreno si farà riferimento ai risultati della relazione geotecnica-geologica di progetto, originaria e integrativa, già utilizzati nel dimensionamento delle strutture di fondazione della spalla est del ponte sul fiume Adige e a cui si rimanda.

Considerato che in quel caso l'origine dell'asse verticale delle misure era rappresentata dalla quota testa pali pari a 216,00 m mentre ora è costituita dal piano di fondazione e testa micropali a 214,568 m, la stratigrafia del terreno al di sotto della fondazione è identificabile mediante la seguente caratterizzazione geometrica:

LITOLOGIA	SIGLA	PROFONDITA' da piano fondazione [m]	SPESSORE STRATO [m]
Materiali di copertura	AT	0,00 – 2,90	2,90
Ghiaie sabbiose	GS	2,90 – 12,90	10,00
Torba	TO	12,90 – 16,00	3,10
Sabbie ghiaiose	SG	16,00 – 22,30	6,30
Limi argillosi sabbiosi	UTS/UST	22,30 – 37,90	15,60

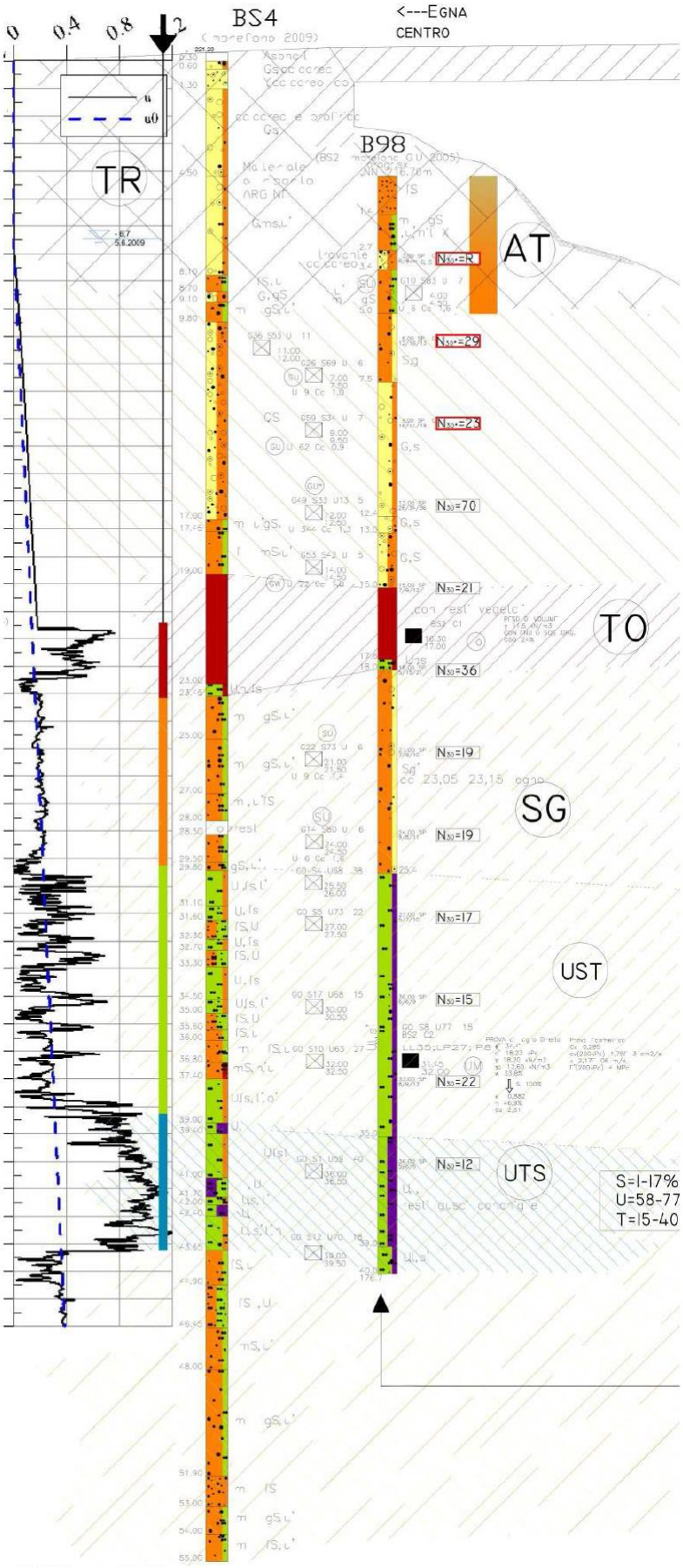
- **Materiali di copertura (AT)**
  Terreni di riporto che presentano la composizione granulometrica di una sabbia; localmente sono presenti dei blocchi di porfido.

- **Ghiaie sabbiose (GS)**
  Gli elementi lapidei hanno superfici subarrotondate o arrotondate, hanno dimensioni massime generalmente comprese tra quelle di una ghiaia e quelle dei ciottoli (ϕ_{max}=6-7cm), la frazione fina (d<0.06mm) risulta praticamente assente.

- **Sabbie ghiaiose (SG)**
  Gli elementi lapidei hanno superfici subarrotondate o arrotondate, hanno dimensioni massime generalmente comprese tra quelle di una sabbia e di una ghiaia, la frazione fina (d<0.06mm) risulta praticamente assente.

- **Torba (TO)**
  Torba di colore marrone – nerastro con la presenza di residui vegetali.

- **Terreni fini (UTS/UST)**
  Limi argillosi sabbiosi o limi sabbiosi argillosi che presentano localmente minime intercalazioni torbose e resti vegetali parzialmente decomposti.


BS4
<---EGNA
CENTRO
B98
TR
AT
TO
SG
UST
UTS
S=1-17%
U=58-77
T=15-40

8.2. Caratteristiche dei micropali

Tecnologia	IRS – TUBFIX
Diametro tubolare	219,1 mm
Spessore	10 mm
Area sezione	A_{arm} = 6569 mm^2
Momento d'inerzia sezione armatura	J_{arm} = 3,598 E+07 mm^2
Modulo di resistenza sezione armatura	W_{arm} = 328,48 mm^3
Diametro di perforazione	d = 30,0 cm
Acciaio laminato:	S355
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{tk} \geq 510$ N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 355$ N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1,05$
Tensione di snervamento di progetto:	f_{yd} = 355/1,05 = 338 N/mm^2
Modulo elastico:	E_s = 210000 N/mm^2

Nei pali in compressione è necessario limitare il più possibile il disturbo e l'attrito trasferito lateralmente al terreno nella zona al di sopra dello strato compressibile torboso. Questo viene ottenuto disponendo una camicia di lamierino metallico attorno al fusto e iniettando a bassa pressione il micropalo privo di sbulbature.
Le iniezioni ad alta pressione inizieranno una volta attraversato lo strato compressibile di torba e si attesteranno sino all'estremità inferiore del micropalo.
L'effetto gruppo si trascura in quanto si prevede per l'interasse una distanza minima pari a tre volte il diametro del singolo palo.

8.3. Capacità portante dei micropali

Il dimensionamento viene effettuato secondo il metodo di *Bustamante-Doix*, calcolando il carico limite laterale S_{lim} per forze verticali mediante la formula:

$$S_{lim} = \pi \, d_s \, L_s \, s$$

con
d = diametro di perforazione
d_s = diametro maggiorato della perforazione ($d_s = \alpha d$)
L_s = lunghezza del bulbo di perforazione
s = tensione tangenziale limite all'interfaccia iniezione/terreno

Per la resistenza di punta P_{lim} si considera una maggiorazione del 15% di S_{lim}.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori del coefficiente α variabile in funzione del tipo di terreno attraversato e della tecnologia di realizzazione.

Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \pi d_s^2/4$)

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 – 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s	1,5 V_s
sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 -1,2	1,5 V_s	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s	1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	2 V_s	1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	(2,5 - 3) V_s	(1,5 - 2) V_s

Considerati i terreni attraversati e la tecnologia adottata (IRS) si assume:

- α = 1,5 per il terreno al di sotto lo strato di torba (SG e UTS/UST)
- α = 1,7 per il terreno al di sopra dello strato di torba (GS)

8.3.1. Portata a compressione SLU

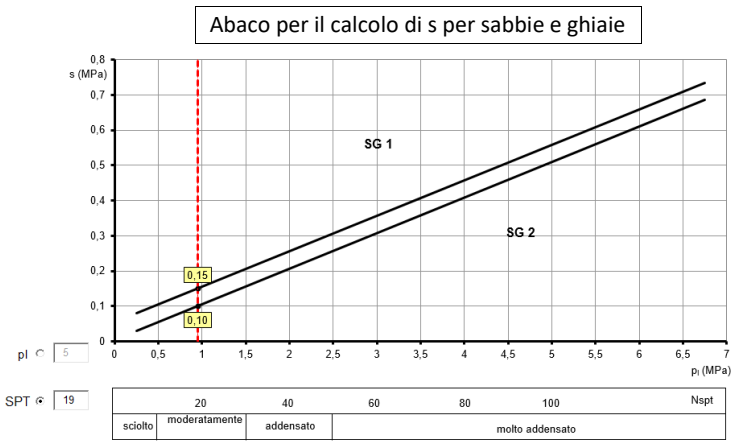
La valutazione viene eseguita per ml. di palo con riferimento al tipo di terreno attraversato sotto lo strato di torba.
S_{Rd} = resistenza di calcolo per attrito laterale
P_{Rd} = resistenza di calcolo di punta
N_{Rd} = resistenza di calcolo totale

- **Strato SG** (da 16,00 – 22,30 m rispetto al piano di fondazione)

tubolari: ϕ_{est} = 219,10 mm
spessore: sp. = 10 mm
diametro della perforazione = 300 mm
sistema di iniezione: IRS
terreno: sabbia ghiaiosa

α = 1,5
d_s = 300x1,5 = 450 mm
N_{SPT} = 19 (valore medio)

s_i = 0,15 N/mm^2(SG1)



γ_R = 1,15 (approccio 2 - A1+M1+R3 - compressione)

ξ_3 = 1,50
ξ_4 = 1,34 (fattori di correlazione per numero di verticali *n* indagate – *n*=5)

Tipo di Terreno	*Spessore ls_i* (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i *media* (MPa)	s_i *minima* (MPa)	s_i *calcolo* (MPa)	Q_{si} (kN)
Sabbia fine con limo	1,00	1,50	0,45	0,150	0,150	0,087	122,93

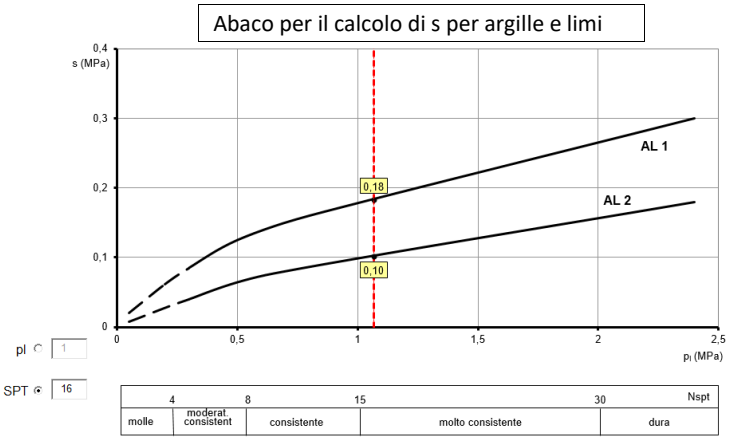
S_{Rd} = π 300,00x1,50x1000x0,15/(1,15x1,50) = 122,94 kN/m/palo
P_{Rd} = 0,15x122,94 = 18,44 kN/m/palo

$N_{Rd} = S_{Rd} + P_{Rd}$ = 122,94+18,44 = 141,38 kN/m/palo (compressione)

- **Strato UTS/UST** (da 22,30 – 37,90 m rispetto al piano di fondazione)
  tubolari: ϕ_{est} = 219,10 mm
  spessore: sp. = 10 mm
  diametro della perforazione = 300 mm
  sistema di iniezione: IRS
  terreno: limi argillosi sabbiosi

  α = 1,5
  d_s = 300x1,5 = 450 mm
  N_{SPT} = 16 (valore medio)

  s_i = 0,18 N/mm^2(AL1)



γ_R = 1,15 (approccio 2 - A1+M1+R3 - compressione)
ξ_3 = 1,50
ξ_4 = 1,34 (fattori di correlazione per numero di verticali *n* indagate – *n*=5)

Tipo di Terreno	*Spessore ls_i* (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i *media* (MPa)	s_i *minima* (MPa)	s_i *calcolo* (MPa)	Q_{si} (kN)
Limi argillosi sabbiosi	1,00	1,50	0,45	0,180	0,180	0,104	147,52

S_{Rd} = π 300,00x1,50x1000x0,18/(1,15x1,50) = 147,52 kN/m/palo
P_{Rd} = 0,15x147,52 = 22,13 kN/m/palo

$N_{Rd} = S_{Rd} + P_{Rd}$ = 147,52+22,13 = 169,65 kN/m/palo (compressione)

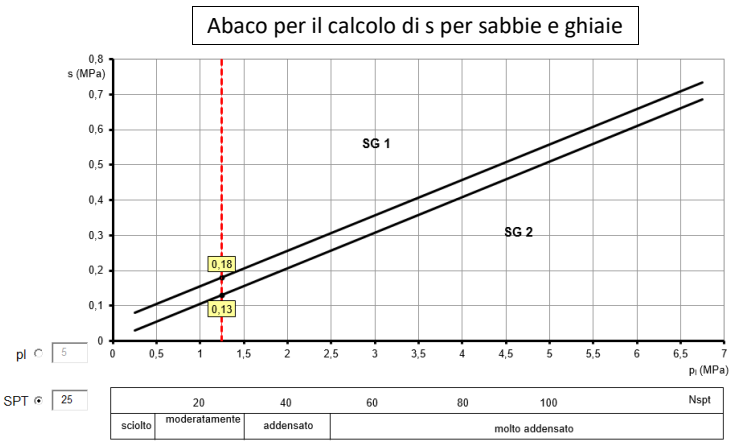
8.3.2. Portata a trazione SLU

La valutazione viene eseguita per ml. di palo con riferimento al tipo di terreno attraversato al di sopra dello strato di torba, in cui si ipotizza si esaurisca il fabbisogno necessario ad assorbire le sollecitazioni di trazione. Si trascura a favore della sicurezza il contributo dello strato più superficiale di terreno di riporto (AT).

N_{Rd} = S_{Rd} = resistenza di calcolo per attrito laterale (totale)
P_{Rd} = resistenza di calcolo di punta
N_{Rd} = resistenza di calcolo totale

- **Strato GS** (da 2,90 – 12,90 m rispetto al piano di fondazione)

tubolari: ϕ_{est} = 219,10 mm
spessore: sp. = 10 mm
diametro della perforazione = 300 mm
sistema di iniezione: IRS
terreno: ghiaia sabbiosa



α = 1,5
d_s = 300x1,7 = 510 mm
N_{SPT} = 25 (valore medio)

s_i = 0,18 N/mm^2(SG1)

γ_R = 1,25 (approccio 2 - A1+M1+R3 - trazione)

ξ_3 = 1,50
ξ_4 = 1,34 (fattori di correlazione per numero di verticali *n* indagate – *n*=5)

Tipo di Terreno	*Spessore ls_i (m)*	*α (-)*	*$Ds_i = \alpha * D$ (m)*	*s_i media (MPa)*	*s_i minima (MPa)*	*s_i calcolo (MPa)*	*Q_{si} (kN)*
Ghiaia sabbiosa	1,00	1,70	0,51	0,180	0,180	0,096	153,81

S_{Rd} = π 300,00x1,70x1000x0,18/(1,25x1,50) = 153,81 kN/m/palo
P_{Rd} = 0,00 kN/m/palo

N_{Rd} = S_{Rd} + P_{Rd} = 153,81 kN/m/palo (trazione)

8.3.3. Riepilogo delle portate

Nella tabella seguente vengono riportati i valori di calcolo allo SLU della portata a ml. dei micropali, suddivisi per compressione e trazione (approccio 2 - A1+M1+R3).

	STRATO	**N_{Rd}** [kN/ml/micropalo]
Compressione	SG	140
	UTS/UST	170
Trazione	GS	150

8.4. Posizionamento dei micropali

In corrispondenza del pozzetto, i micropali devono essere posizionati e inclinati in modo da non interferire con le strutture esistenti.

Distanza minima testa micropalo - muro esterno pozzetto = 1,25 m
Altezza pozzetto = 4,0 m
Differenza quota p.c. attuale – piano fondazione stazione di pompaggio = 1,40 m
Distanza piano fondazione stazione pompaggio – fondo pozzetto = 4,0-1,40 = 2,60 m
Inclinazione sulla verticale del micropalo = 20°
Spostamento laterale micropalo per inclinazione: 2,60xtan20° = 0,95 m < 1,25 m

8.5. Collegamento micropalo-fondazione

Il collegamento avviene attraverso l'aderenza fra acciaio e calcestruzzo.

Con un copriferro nominale $c_{z,min}$ = 40 mm, si considera un'aderenza resistente di calcolo fra acciaio e calcestruzzo τ_{Rd} = 0,55 N/mm^2 (sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo).

Considerando uno spessore di calcestruzzo effettivo c_z che avvolga tubolare, è possibile amplificare la resistenza di calcolo a taglio secondo il fattore β_c:

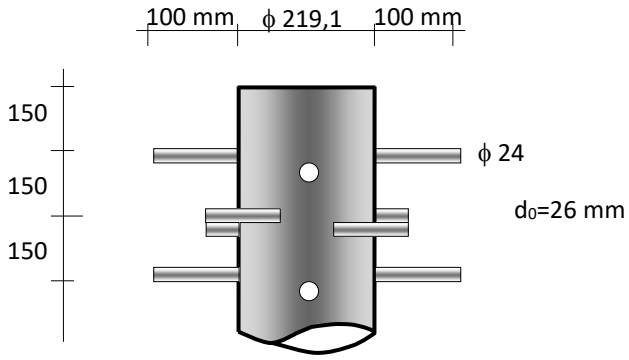
c_z > 200 mm
$\beta_c = 1+0{,}02c_z(1-c_{z,min}/c_z) = 1+0{,}02x200x(1-40/200) = 4{,}2 > 2{,}5$ → $\beta_c = 2{,}5$
$\tau_{Rd} = 2{,}5x0{,}55 = 1{,}38$ N/mm^2

Per 1,0 ml di lunghezza di ammorsamento, la forza resistente di calcolo diventa:
$S_{Rd} = \pi 219{,}1x1{,}38x1000 = 949{,}89$ kN/m

8.5.1. Micropali compressi

Considerando un ammorsamento di 0,60 m si ottiene:
S_{Rd} = 949,89x0,60 = 569,93 KN/palo < $N_{d,max}$ = 1120 kN

L'intero sforzo di scorrimento deve essere assorbito da collegamenti meccanici, nella fattispecie connettori a taglio.



$\gamma_V = 1{,}25$	fattore parziale di sicurezza
$f_t = 355\ N/mm^2$	resistenza a rottura dell'acciaio del piolo
$d = 24$ mm	diametro del piolo
$h_{sc} = 100$ mm	lunghezza del piolo (>3d)
$h_{sc}/d = 10/2{,}4 = 4{,}17 > 4$	
$\alpha = 1$	
$f_{ck} = 25\ N/mm^2$	resistenza cilindrica del calcestruzzo di fondazione
$E_c = 31480\ N/mm^2$	modulo elastico del calcestruzzo

$P_{Rd,a} = 0{,}8x355x(\pi\ 24^2/4)/1{,}25 = 102780\ N = 102\ kN$

$P_{Rd,c} = 0{,}29x1x24^2x(25x31480)^{0,5}/1{,}25 = 118548\ N = 118\ kN$

$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}\ ;\ P_{Rd,c}) = 102\ kN$

Verifica a rifollamento

$$F_{b,Rd} = k\ \alpha\ f_{tk}\ d\ t\ /\ \gamma_{M2}$$

$d = 24$ mm	diametro nominale
$t = 10{,}0$ mm	spessore del micropalo
$d_0 = 26$ mm	diametro foro

$\alpha = \min\{150/(3x26);540/540;1\} = \min\{1{,}92;1;1\} = 1$ (pioli di bordo)
$\alpha = \min\{150/(3x26)-0{,}25;540/540;1\} = \min\{1{,}67;1;1\} = 1$ (pioli interni)
$k = \min\{1{,}4x172/26-1{,}7;2{,}5\} = \min\{7{,}56;2{,}5\} = 2{,}5$ (pioli interni)

$F_{b,Rd} = 2{,}5x355x24x10{,}0/1{,}25 = 170400\ N = 170\ kN > P_{Rd} = 102\ kN$

Considerando 3 strati di pioli disposti in croce e sfalsati, si ottiene:

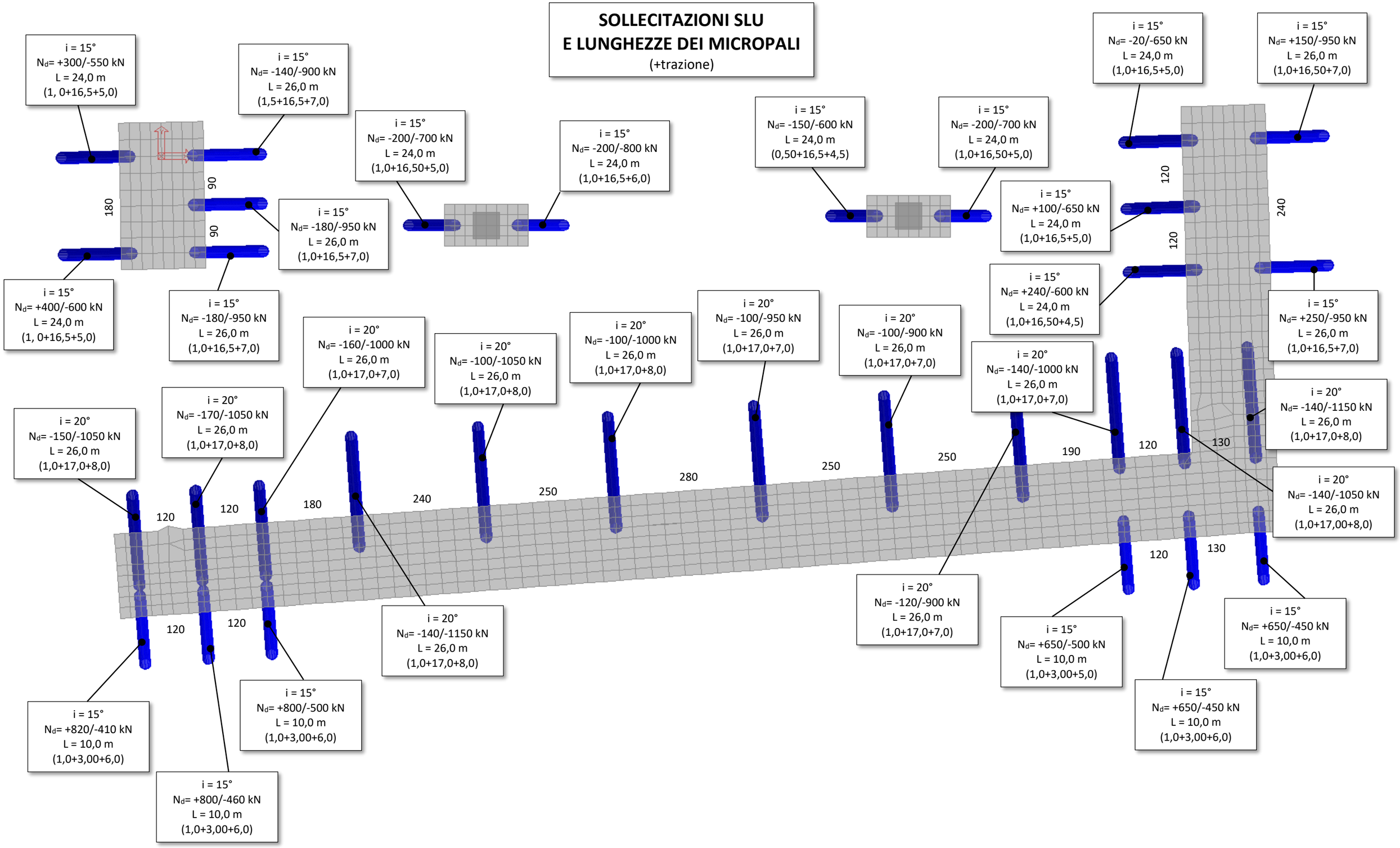
$P_{Rd,tot} = 4x3x102{,}0 = 1224\ kN > N_{d,max} = 1120\ kN$

8.6. Sollecitazioni massime e minime nei micropali

Nella tavola seguente sono riportate per ogni micropalo l'angolo di inclinazione rispetto la verticale, lo sforzo di calcolo massimo e minimo (positivo se di trazione) e la lunghezza di progetto.

SOLLECITAZIONI SLU E LUNGHEZZE DEI MICROPALI

(+trazione)



OPERE MINORI
MURO DI SOSTEGNO

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilitàdei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:
- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valodi di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.
La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.
Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.
Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

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

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

dove $\theta = \mathrm{arctg}(k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente *A* vale

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.
Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

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

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.
Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.
Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si puo impostare η_r>= 1.0.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

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

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento sisulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_s>=1.0

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.
Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

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

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_q>=1.0
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c\, N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$A = e^{\pi \, tg\, \phi}$

$N_q = A\, tg^2(45°+\phi/2)$

$N_c = (N_q - 1)\, ctg\, \phi$

$N_\gamma = (N_q - 1)\, tg\, (1.4\phi)$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = tg^2(45°+\phi/2)$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

<u>Fattori di profondità</u>

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

$d_q = d_\gamma = 1$ per $\phi = 0$

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

<u>Fattori di inclinazione</u>

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

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

$i_\gamma = 0$ per $\phi = 0$

Verifica alla stabilità globale

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_g>=1.0
Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] tg\phi_i \right)}{\Sigma_i^n W_i \sin\alpha_i}$$

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

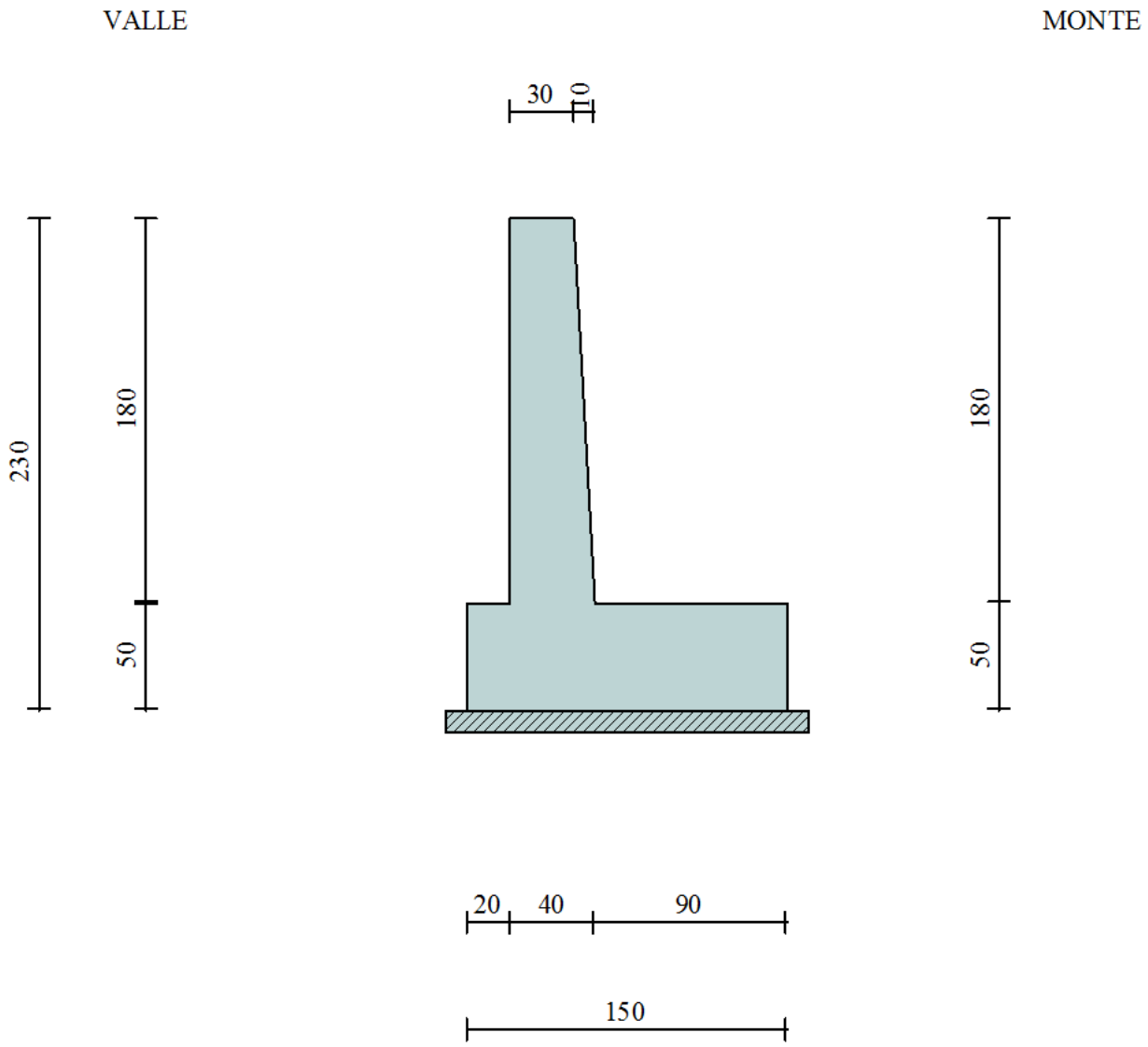
FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	**Muro a mensola in c.a.**
Altezza del paramento	1,80 [m]
Spessore in sommità	0,30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	3,15 [°]
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,20 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,90 [m]
Lunghezza totale fondazione	1,50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]



Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cmq]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cmq]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cmq]

Geometria profilo terreno a monte del muro

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

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	8,00	0,00	0,00
2	9,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,30	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cmq]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

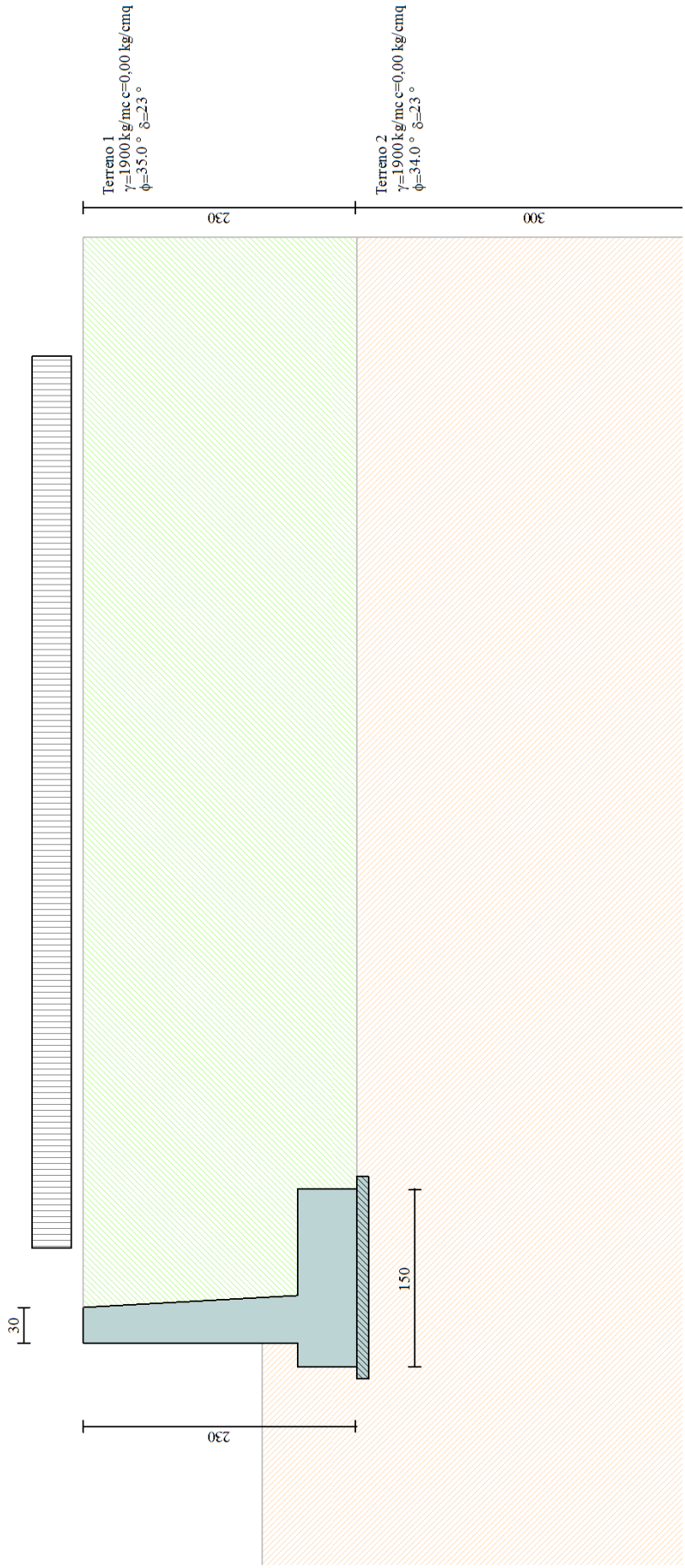
Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	1900	2100	35.00	23.33	0,000	0,000
Terreno 2	1900	2100	34.00	22.67	0,000	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in $Kg/cm^2/cm$
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	2,30	0,00	0,00	0,00	Terreno 1
2	3,00	0,00	3,79	0,00	Terreno 2


Terreno 1
γ=1900 kg/mc c=0,00 kg/cmq
ϕ=35.0 ° δ=23 °
Terreno 2
γ=1900 kg/mc c=0,00 kg/cmq
ϕ=34.0 ° δ=23 °
230
300
30
150
230

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate
Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	X_i=0,50	X_f=8,00	Q_i=500,00	Q_f=500,00

Condizione n° 2 (Condizione 2)

D	Profilo	X_i=0,50	X_f=8,00	Q_i=1500,00	Q_f=1500,00

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 31 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 32 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 33 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni	**Stato limite**
Impostazioni verifiche SLU	
Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali	
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00
Impostazioni verifiche SLE	
Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80\ f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su Nγ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00
Coefficiente correttivo su Nγ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	cs_{sco}	cs_{rib}	cs_{qlim}	cs_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,41	--	9,55	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,89	--	4,13	--
3	EQU - [1]	--	--	3,69	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,78
5	A1-M1 - [2]	--	1,69	--	5,77	--
6	A2-M2 - [2]	--	**1,25**	--	**2,29**	--
7	EQU - [2]	--	--	**2,38**	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	**1,34**
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2,74	--	10,58	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2,75	--	10,73	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,73	--	3,75	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,74	--	3,81	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,93	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,85	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,73
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,73
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,99	--	7,17	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,99	--	7,27	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,25	--	2,32	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,26	--	2,36	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,70	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,74	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,37
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,37
25	SLEQ - [1]	--	2,17	--	7,93	--
26	SLEF - [1]	--	2,17	--	7,93	--
27	SLER - [1]	--	2,17	--	7,93	--
28	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,08	--	7,54	--
29	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,08	--	7,60	--
30	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,08	--	7,54	--
31	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,08	--	7,60	--
32	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,08	--	7,54	--
33	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,08	--	7,60	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

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

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	46.313551
Longitudine	11.272820
Comune	Egna/neumarkt
Provincia	Bolzano
Regione	Trentino-Alto Adige
Punti di interpolazione del reticolo	8738 - 8960 - 8961 - 8739

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.56 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.55$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.77$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.28 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.77$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.38$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Peso muro	3446,71 [kg]
Baricentro del muro	X=0,08 Y=-1,54

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,00 Y = -2,30
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,00 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,30 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1
Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	1960,72	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	1800,36	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	776,60	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,00	[m]	Y = -1,46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23,33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58,94	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3571,78	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,52	[m]	Y = -0,88	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1800,36	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	7795,09	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-1075,29	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	7795,09	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1800,36	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,07	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,50	[m]
Risultante in fondazione	8000,30	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,01	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	535,21	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	74415,88	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,50	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,6629	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,3771	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 42.16$	$N_q = 29.44$	$N_\gamma = 31.15$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,73$	$i_q = 0,73$	$i_\gamma = 0,38$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,10$	$d_\gamma = 1,10$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 37.05$	$N'_q = 23.71$	$N'_\gamma = 13.07$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.41
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	9.55

Inviluppo Sollecitazioni paramento

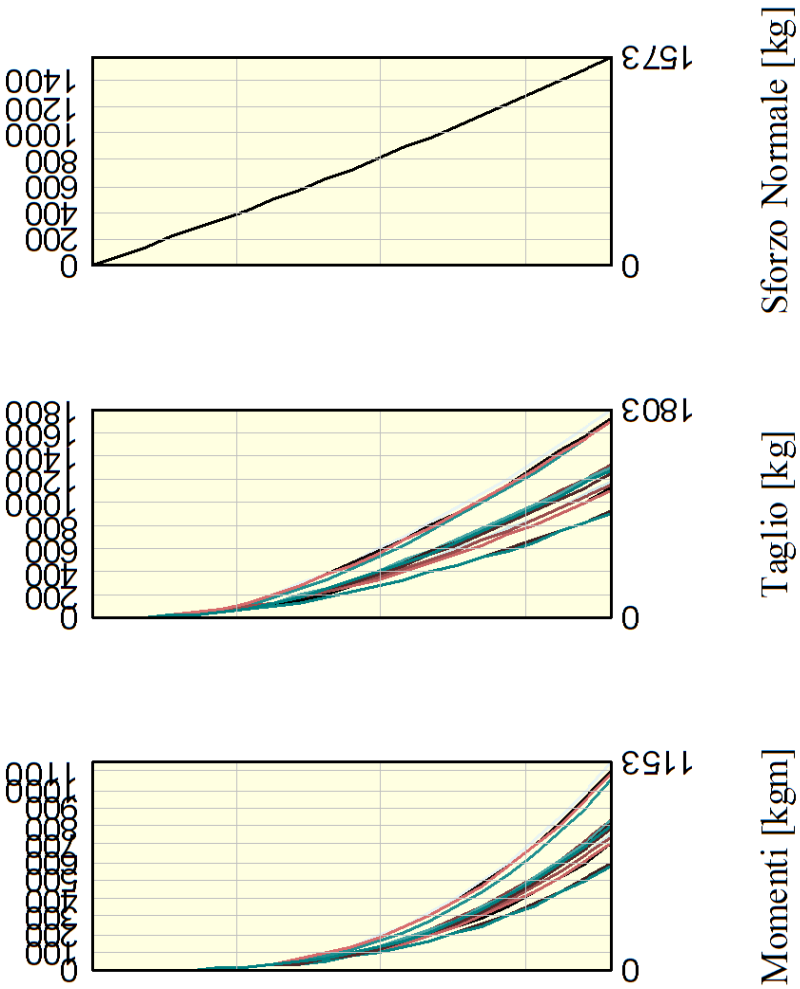
L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

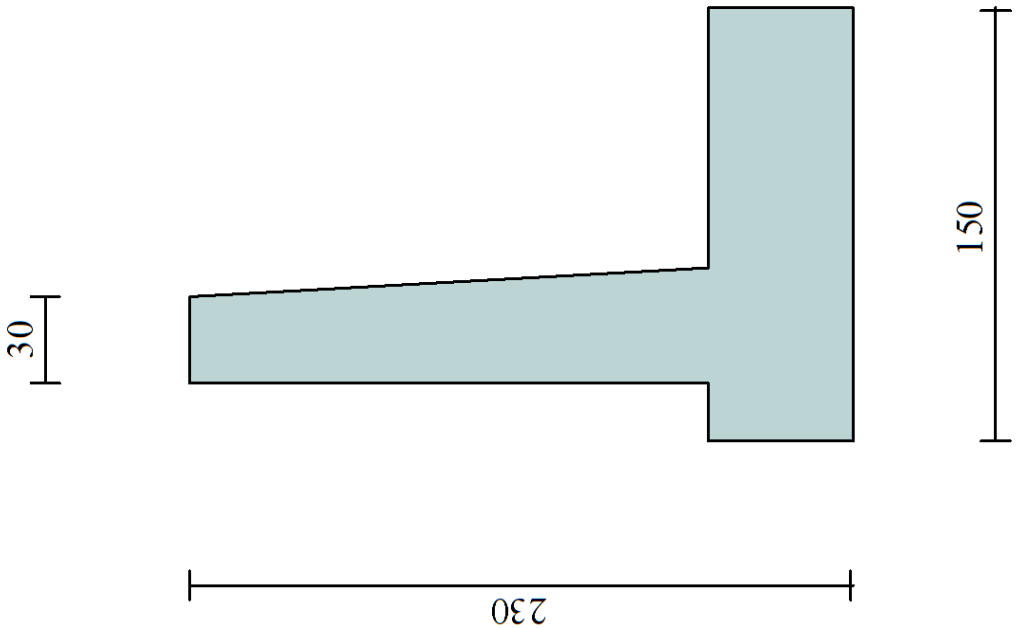
Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,09	68,06	68,06	0,15	0,20	2,35	3,50
3	0,18	137,23	137,23	0,90	1,12	9,39	11,93
4	0,27	207,51	207,51	2,67	3,18	20,26	25,28
5	0,36	278,91	278,91	5,77	6,86	34,62	44,23
6	0,45	351,42	351,42	10,46	12,98	52,79	78,17
7	0,54	425,04	425,04	17,13	23,38	74,77	136,72
8	0,63	499,78	499,78	26,15	39,76	101,28	210,67
9	0,72	575,63	575,63	38,09	63,05	135,79	294,36
10	0,81	652,59	652,59	53,67	94,92	177,62	386,34
11	0,90	730,67	730,67	73,43	135,83	224,10	485,70
12	0,99	809,85	809,85	97,76	186,18	274,76	591,80
13	1,08	890,16	890,16	127,03	246,56	329,51	704,21
14	1,17	971,57	971,57	161,61	317,53	388,27	822,58
15	1,26	1054,10	1054,10	201,85	399,61	451,00	946,67
16	1,35	1137,75	1137,75	248,13	493,32	517,66	1076,31
17	1,44	1222,50	1222,50	300,79	599,15	588,23	1211,33
18	1,53	1308,37	1308,37	360,19	717,58	662,69	1351,64
19	1,62	1395,35	1395,35	426,68	849,09	741,01	1497,14
20	1,71	1483,45	1483,45	500,61	994,14	823,20	1647,75
21	1,80	1572,66	1572,66	582,32	1153,18	908,62	1802,62

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,09	68,06	68,06	0,14	0,16	1,84	2,41
3	0,18	137,23	137,23	0,78	0,89	7,37	8,59
4	0,27	207,51	207,51	2,26	2,51	16,57	18,56
5	0,36	278,91	278,91	4,90	5,37	29,46	32,31
6	0,45	351,42	351,42	9,06	9,82	46,24	50,05
7	0,54	425,04	425,04	15,32	16,48	74,28	79,33
8	0,63	499,78	499,78	25,09	26,77	119,66	126,37
9	0,72	575,63	575,63	39,65	42,03	175,71	184,35
10	0,81	652,59	652,59	59,77	63,02	238,50	249,24
11	0,90	730,67	730,67	86,00	90,31	307,16	320,14
12	0,99	809,85	809,85	118,84	124,43	381,14	396,50
13	1,08	890,16	890,16	158,77	165,85	460,06	477,94
14	1,17	971,57	971,57	206,21	215,01	543,66	564,17
15	1,26	1054,10	1054,10	261,58	272,35	631,73	654,99
16	1,35	1137,75	1137,75	325,28	338,27	724,13	750,24
17	1,44	1222,50	1222,50	397,69	413,17	820,73	849,82
18	1,53	1308,37	1308,37	479,20	497,43	921,46	953,62
19	1,62	1395,35	1395,35	570,16	591,43	1026,23	1061,57
20	1,71	1483,45	1483,45	670,96	695,56	1134,99	1173,62
21	1,80	1572,66	1572,66	781,92	810,15	1247,07	1289,08


Momenti [kgm]
0
1153
0
1100
1200
1300
1400
1500
1600
1700
1800
1900
2000
2100
2200
2300
Taglio [kg]
0
1803
0
200
400
600
800
1000
1200
1400
1600
1800
Sforzo Normale [kg]
0
1573
0
200
400
600
800
1000
1200
1400


30
150
230

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,02	1,01	1,77	100,46	176,70
3	0,04	4,01	7,05	200,24	351,19
4	0,06	9,01	15,80	299,33	523,46
5	0,08	15,98	27,98	397,74	693,52
6	0,10	24,92	43,53	495,46	861,37
7	0,12	35,80	62,42	592,50	1027,00
8	0,14	48,61	84,59	688,85	1190,42
9	0,16	63,35	110,02	784,51	1351,62
10	0,18	79,99	138,64	879,49	1510,61
11	0,20	98,52	170,43	973,78	1667,38

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,02	1,31	1,37	130,93	136,46
3	0,04	5,23	5,45	260,74	271,69
4	0,06	11,73	12,23	389,46	405,68
5	0,08	20,80	21,67	517,07	538,43
6	0,10	32,41	33,75	643,57	669,94
7	0,12	46,54	48,46	768,97	800,22
8	0,14	63,16	65,76	893,26	929,26
9	0,16	82,26	85,62	1016,45	1057,06
10	0,18	103,81	108,03	1138,53	1183,62
11	0,20	127,79	132,96	1259,51	1308,95

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

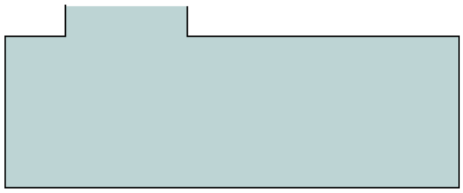
L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

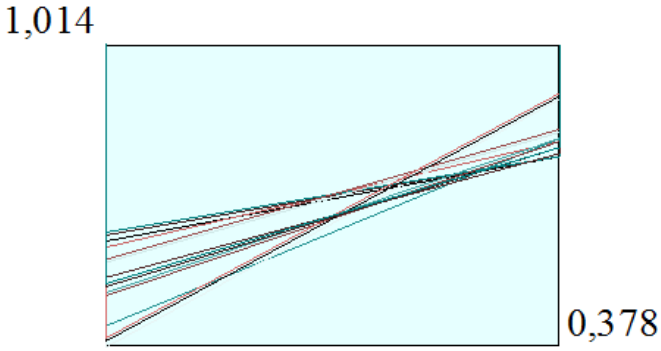
Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,09	-21,68	-5,40	-476,11	-117,65
3	0,18	-84,67	-20,76	-918,00	-221,26
4	0,27	-185,89	-44,81	-1325,65	-310,84
5	0,36	-322,26	-76,29	-1699,08	-386,39
6	0,45	-490,70	-113,93	-2038,28	-447,90
7	0,54	-685,70	-156,07	-2224,52	-474,90
8	0,63	-886,60	-198,39	-2234,25	-463,35
9	0,72	-1086,84	-239,05	-2209,76	-437,75
10	0,81	-1283,33	-276,77	-2151,04	-398,13
11	0,90	-1473,00	-310,29	-2058,09	-344,47

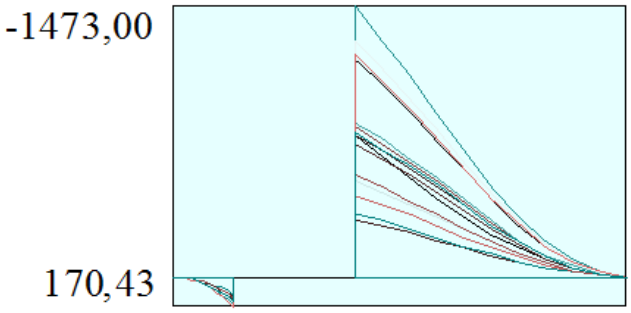
Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,09	-12,71	-11,77	-278,39	-257,80
3	0,18	-49,36	-45,73	-531,89	-493,21
4	0,27	-107,71	-99,87	-760,50	-706,24
5	0,36	-185,51	-172,18	-964,23	-896,88
6	0,45	-280,52	-260,64	-1143,08	-1065,14
7	0,54	-388,84	-361,56	-1215,16	-1129,13
8	0,63	-496,10	-460,81	-1164,23	-1072,62
9	0,72	-597,65	-553,96	-1088,42	-993,73
10	0,81	-691,27	-639,01	-987,72	-892,45
11	0,90	-774,70	-713,93	-862,14	-768,79

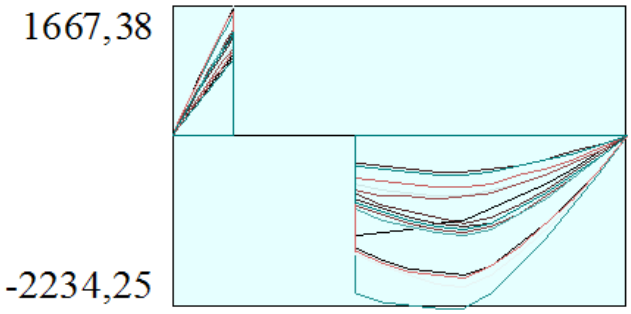




Pressioni sul terreno



Momento



Taglio

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

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

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,00	100, 30	12,32	6,16	0	0	1000,00	13918	--	--
2	0,09	100, 30	12,32	6,16	421191	-958	6188,83	14038	--	--
3	0,18	100, 31	12,32	6,16	421115	-2779	3068,75	14157	--	--
4	0,27	100, 31	12,32	6,16	419067	-5420	2019,50	14276	--	--
5	0,36	100, 32	12,32	6,16	415293	-8679	1489,00	14394	--	--
6	0,45	100, 32	12,32	6,16	392271	-12282	1116,26	14511	--	--
7	0,54	100, 33	12,32	6,16	351264	-15720	826,43	14628	--	--
8	0,63	100, 33	12,32	6,16	302600	-19108	605,47	14744	--	--
9	0,72	100, 34	12,32	6,16	255496	-22384	443,86	14860	--	--
10	0,81	100, 34	12,32	6,16	212670	-25495	325,89	14975	--	--
11	0,90	100, 35	12,32	6,16	166528	-28344	227,91	15090	--	--
12	0,99	100, 35	12,32	6,16	128918	-29637	159,19	15204	--	--
13	1,08	100, 36	12,32	6,16	100785	-27916	113,22	15318	--	--
14	1,17	100, 36	12,32	6,16	80492	-26306	82,85	15431	--	--
15	1,26	100, 37	12,32	6,16	66563	-25234	63,15	15544	--	--
16	1,35	100, 37	12,32	6,16	55335	-23993	48,64	15657	--	--
17	1,44	100, 38	12,32	6,16	47267	-23166	38,66	15769	--	--
18	1,53	100, 38	12,32	6,16	41215	-22605	31,50	15880	--	--
19	1,62	100, 39	12,32	6,16	36520	-22223	26,17	15992	--	--
20	1,71	100, 39	12,32	6,16	32779	-21967	22,10	16102	--	--
21	1,80	100, 40	12,32	6,16	29735	-21803	18,91	16213	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0,00	100, 30	12,32	6,16	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,09	100, 30	12,32	6,16	0,02	0,00	-0,28	-0,33
3	0,18	100, 31	12,32	6,16	0,05	0,00	-0,53	-0,70
4	0,27	100, 31	12,32	6,16	0,08	0,01	-0,73	-1,12
5	0,36	100, 32	12,32	6,16	0,11	0,01	-0,85	-1,60
6	0,45	100, 32	12,32	6,16	0,15	0,02	-0,90	-2,17
7	0,54	100, 33	12,32	6,16	0,21	0,03	-0,83	-2,85
8	0,63	100, 33	12,32	6,16	0,27	0,05	-0,59	-3,72
9	0,72	100, 34	12,32	6,16	0,36	0,07	0,12	-4,88
10	0,81	100, 34	12,32	6,16	0,49	0,09	1,60	-6,49
11	0,90	100, 35	12,32	6,16	0,67	0,12	4,55	-8,65
12	0,99	100, 35	12,32	6,16	0,90	0,14	9,38	-11,32
13	1,08	100, 36	12,32	6,16	1,17	0,17	16,18	-14,45
14	1,17	100, 36	12,32	6,16	1,48	0,20	24,93	-18,00
15	1,26	100, 37	12,32	6,16	1,83	0,23	35,58	-21,94
16	1,35	100, 37	12,32	6,16	2,22	0,26	48,09	-26,27
17	1,44	100, 38	12,32	6,16	2,65	0,29	62,46	-30,99
18	1,53	100, 38	12,32	6,16	3,11	0,32	78,67	-36,10
19	1,62	100, 39	12,32	6,16	3,61	0,35	96,72	-41,60
20	1,71	100, 39	12,32	6,16	4,15	0,38	116,63	-47,49
21	1,80	100, 40	12,32	6,16	4,72	0,41	138,37	-53,77

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,00	100, 50	10,78	10,78	0	0	1000,00	17965	--	--
2	0,02	100, 50	10,78	10,78	0	19335	10919,23	17965	--	--
3	0,04	100, 50	10,78	10,78	0	19335	2741,23	17965	--	--
4	0,06	100, 50	10,78	10,78	0	19335	1223,45	17965	--	--
5	0,08	100, 50	10,78	10,78	0	19335	691,09	17965	--	--
6	0,10	100, 50	10,78	10,78	0	19335	444,18	17965	--	--
7	0,12	100, 50	10,78	10,78	0	19335	309,77	17965	--	--
8	0,14	100, 50	10,78	10,78	0	19335	228,56	17965	--	--
9	0,16	100, 50	10,78	10,78	0	19335	175,74	17965	--	--
10	0,18	100, 50	10,78	10,78	0	19335	139,46	17965	--	--
11	0,20	100, 50	10,78	10,78	0	19335	113,45	17965	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0,00	100, 50	10,78	10,78	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,02	100, 50	10,78	10,78	0,01	0,03	0,29	-0,05
14	0,04	100, 50	10,78	10,78	0,02	0,07	1,16	-0,21
15	0,06	100, 50	10,78	10,78	0,05	0,10	2,59	-0,48
16	0,08	100, 50	10,78	10,78	0,08	0,13	4,60	-0,85
17	0,10	100, 50	10,78	10,78	0,13	0,17	7,16	-1,33
18	0,12	100, 50	10,78	10,78	0,18	0,20	10,28	-1,91
19	0,14	100, 50	10,78	10,78	0,25	0,23	13,94	-2,59
20	0,16	100, 50	10,78	10,78	0,32	0,26	18,16	-3,37
21	0,18	100, 50	10,78	10,78	0,41	0,30	22,91	-4,25
22	0,20	100, 50	10,78	10,78	0,50	0,33	28,20	-5,23

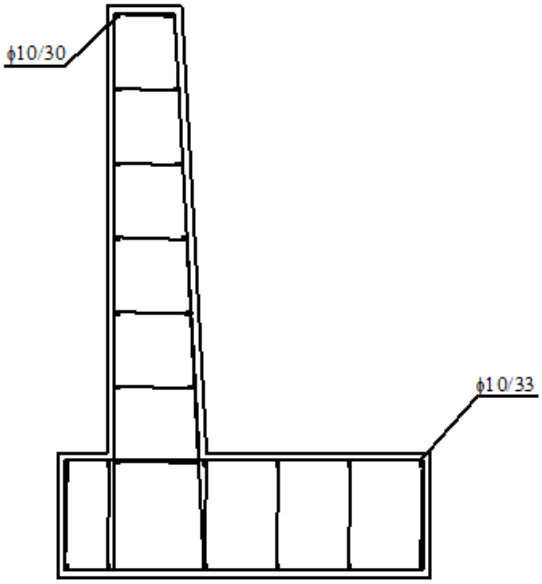
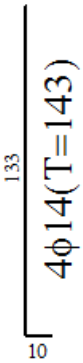
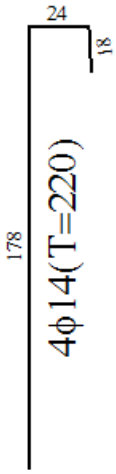
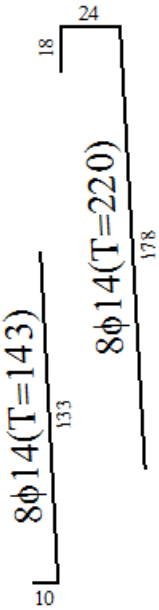
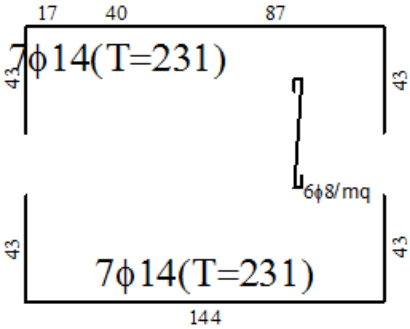
Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,00	100, 50	10,78	10,78	0	0	1000,00	17965	--	--
2	0,09	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	891,75	17965	--	--
3	0,18	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	228,34	17965	--	--
4	0,27	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	104,01	17965	--	--
5	0,36	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	60,00	17965	--	--
6	0,45	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	39,40	17965	--	--
7	0,54	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	28,20	17965	--	--
8	0,63	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	21,81	17965	--	--
9	0,72	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	17,79	17965	--	--
10	0,81	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	15,07	17965	--	--
11	0,90	100, 50	10,78	10,78	0	-19335	13,13	17965	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0,00	100, 50	10,78	10,78	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,09	100, 50	10,78	10,78	0,05	-0,07	-0,50	2,70
14	0,18	100, 50	10,78	10,78	0,19	-0,13	-1,94	10,47
15	0,27	100, 50	10,78	10,78	0,41	-0,19	-4,24	22,84
16	0,36	100, 50	10,78	10,78	0,70	-0,24	-7,30	39,34

17	0,45	100, 50	10,78	10,78	1,06	-0,29	-11,04	59,49
18	0,54	100, 50	10,78	10,78	1,46	-0,30	-15,30	82,46
19	0,63	100, 50	10,78	10,78	1,87	-0,29	-19,52	105,21
20	0,72	100, 50	10,78	10,78	2,25	-0,27	-23,51	126,75
21	0,81	100, 50	10,78	10,78	2,60	-0,25	-27,20	146,60
22	0,90	100, 50	10,78	10,78	2,92	-0,22	-30,48	164,29