REGIONE LIGURIA

COMUNE DI NOLI

Esecuzione di un insieme di opere di ingegneria naturalistica ed idraulica atte a stabilizzare l'area franosa PG4 in Loc. Mazzeno ed a regolarizzare ed adeguare l'alveo del Rio Mazzeno mitigandone il rischio di esondazione e la pericolosità in termini di trasporto solido 2° Lotto Funzionale



COMMESSA

20945

ELABORATO

R6

SCALA

-

DATA

Ottobre 2021

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Stato		Data	Annotazioni	DIS.	VERIF.	APPR.
Emissione	0	Ottobre 2021	EMISSIONE			
Revisioni	1	Ottobre 2021	REVISIONE A SEGUITO VALIDAZIONE			
	2					

PROGETTO : IG INGEGNERIA GEOTECNICA srl

C.so Montevecchio, 50 - 10129 Torino
Tel. (011) 5611811/fax (011) 5620568
e-mail: ig@ingegneriageotecnica.com
Valter PEISINO Ingegnere

ISO 9001:2015
ISO14001:2015

I. G. INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.
Dott. Ing. Valter PEISINO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
n° 753

Timbro e firma del responsabile dell'elaborato

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Geom. Massimiliano Cinoglossa

Diritti riservati ex art. 2578 C.C. - Riproduzione e consegna a terzi solo su specifica autorizzazione.

IG **INGEGNERIA GEOTECNICA**

Provincia di Savona

COMUNE DI NOLI

ESECUZIONE DI UN INSIEME DI OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA ED IDRAULICA ATTE A STABILIZZARE L'AREA FRANOSA PG4 IN LOC. MAZZENO ED A REGOLARIZZARE ED ADEGUARE L'ALVEO DEL RIO MAZZENO MITIGANDONE IL RISCHIO DI ESONDAZIONE E LA PERICOLOSITA' IN TERMINI DI TRASPORTO SOLIDO

2° LOTTO FUNZIONALE

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

Ricerca progettazione e consulenza nel campo della meccanica delle terre e dell'ingegneria delle fondazioni
Sede legale e uffici: Corso Montevecchio, 50 - 10129 Torino / Tel. 0115611811 / Fax 0115620568
E-mail: ig@ingegneriageotecnica.com PEC: ig.pec@pec.ingegneriageotecnica.com
S.r.l. - Capitale sociale € 50.000,00 - Codice Fiscale /Partita IVA 04023250014

ISO 9001:2015
ISO 14001:2015

INDICE

1. PREMESSA 6

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI 7

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7
2.2 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO 7
2.3 SOFTWARE UTILIZZATI 7

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 8

3.1 ACCIAIO PER MICROPALI 8
3.2 PROFILATI METALLICI 8
3.3 CALCESTRUZZO 8

4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 9

5. MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO 10

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA 11

7. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE 13

1.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE E TAGLIO 13
1.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO 15

8. TOMBINATURA CON DOPPIA BERLINESE 16

8.1 COMBINAZIONE DI CALCOLO 16
8.1.1 Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU 17
8.1.2 Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE 17
8.2 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA 18
8.2.1 Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera 18
8.2.2 Interazione terreno-struttura 18
8.3 ANALISI DEI CARICHI 20
8.3.1 Peso proprio della paratia 20
8.3.2 Spinta delle terre 20
8.3.3 Spinta dell'acqua 22
8.3.4 Sovraccarico a monte 22
8.3.5 Sovraccarico stradale 22
8.3.6 Azione sismica 22
8.4 ANALISI DI CALCOLO 24
8.4.1 Descrizione dell'opera 24

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

8.4.2 Stratigrafia di calcolo 25
8.4.3 Modellazione di calcolo 26
8.4.4 Risultati delle analisi 27
8.4.5 Verifiche geotecniche 34
8.4.6 Verifiche strutturali 36

9. SCATOLARE IN C.A. 38

9.1 CARICHI APPLICATI 38
9.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE STRUTTURALI 40

10. MURO IN C.A. 46

10.1 AZIONI DI CALCOLO 47
10.1.1 Peso proprio della struttura 47
10.1.2 Peso proprio della recinzione 47
10.1.3 Peso del terreno a monte dell'opera 47
10.1.4 Pressione del vento 47
10.1.5 Spinta statica del terreno a monte delle opere 51
10.1.6 Incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma 52
10.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO 53
10.3 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI SU MICROPALI 54
10.3.1 Calcolo dei carichi assiali sui micropali 55
10.3.2 Capacità portante a carichi assiali 56
10.3.3 Verifiche strutturali dei micropali di fondazione 57
10.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE 59
10.4.1 Verifica della capacità portante assiale dei pali di fondazione 59
10.4.2 Verifica strutturale del micropalo 60
10.5 MODELLO DI CALCOLO STRUTTURALE 60

11. CANALE 66

11.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA 66
11.2 AZIONI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO 68
11.2.1 Peso proprio della struttura 68
11.2.2 Peso proprio della recinzione 68
11.2.3 Peso del terreno a monte dell'opera 68
11.2.4 Pressione del vento 68
11.2.5 Spinta statica del terreno a monte del muro 69
11.2.6 Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma 69
11.2.7 Stratigrafia di calcolo 71
11.3 ANALISI DI CALCOLO 71

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

11.3.1 Verifiche geotecniche 71
11.3.2 Verifiche strutturali 72

12. BRIGLIA 75

12.1 AZIONI DI CALCOLO 76
12.1.1 Peso proprio della struttura 76
12.1.2 Peso proprio del pettine 76
12.1.3 Peso della scogliera 76
12.1.4 Azione d'impatto della massa liquido-fluida 76
12.2 ANALISI DI CALCOLO 77
12.2.1 Verifica dei micropali 77
12.2.2 Verifica della fondazione 82
12.2.3 Verifica del pettine 86

13. VASCA DI DECANTAZIONE 88

13.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA 88
13.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA E GEOTECNICA 89
13.3 AZIONI DI CALCOLO 89
13.3.1 Peso proprio della struttura 90
13.3.2 Peso del terreno a monte dell'opera 90
13.3.3 Spinta del sovraccarico stradale di monte 90
13.3.4 Spinta statica del terreno 90
13.3.5 Incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma 91
13.3.6 Azione del traffico 92
13.4 COMBINAZIONI DI CARICO 92
13.5 ANALISI E CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE 94
13.5.1 Convenzione dei segni 95
13.5.2 Geometria del modello 97
13.5.3 Casi di carico 98
13.5.4 Sollecitazione a SLU e SLE 99
13.5.5 Verifica SLU e SLE 104
13.6 VERIFICA DEL GRIGLIATO CARRABILE 117
13.7 VERIFICA GEOTECNICA: PLATEE DI FONDAZIONE 120
13.7.1 Descrizione del metodo di calcolo. 120
13.7.2 Sollecitazioni al piano di posa. 121
13.7.3 Capacità portante. 122
13.7.4 Scorrimento. 123

14. BERLINESE PROVVISIONALE DI MICROPALI PER VASCA 124

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

14.1 ANALISI DEI CARICHI....124
14.1.1 Peso proprio della paratia....124
14.1.2 Spinta delle terre....124
14.1.3 Spinta dell'acqua....124
14.1.4 Sovraccarico a monte....124
14.1.5 Sovraccarico di cantiere....124
14.1.6 Azione sismica....124
14.2 ANALISI DI CALCOLO....125
14.2.1 Descrizione dell'opera....125
14.2.2 Stratigrafia di calcolo....127
14.2.3 Modellazione di calcolo....128
14.2.4 Risultati delle analisi....132
14.2.5 Verifiche geotecniche....136
14.2.6 Verifiche strutturali....139

ALLEGATI

- Allegato 1: Tabulato di calcolo del muro in c.a.
- Allegato 2: Tabulato di calcolo del canale

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo illustra le analisi geotecniche e strutturali delle opere previste nella progettazione definitiva/esecutiva degli "*Opere di ingegneria naturalistica ed idraulica atte a stabilizzare l'area franosa PG4 in Loc. Mazzeno ed a regolarizzare ed adeguare l'alveo del Rio Mazzeno mitigandone il rischio di esondazione e la pericolosità in termini di trasporto solido - 2° Lotto Funzionale*".
Di seguito si riporta una stralcio su ortofoto in cui è individuato in rosso il 1° Lotto (già in fase di realizzazione) e in blu il 2° Lotto (oggetto del presente progetto):



Figura 1: Stralcio planimetrico

Il progetto prevede una completa ricomposizione dell'intero comparto, mediante una serie di interventi coordinati che, per la parte corrispondente alla zona di ex cava (2° Lotto funzionale), consistono in:

- Demolizione del capannone ex cava Mazzeno.
- Sistemazione del versante in destra dell'area di cava (briglie antierosione, chiodature, gabbioni, rinaturalizzazione).
- Realizzazione di un canale di riinalveazione dei rii, di una vasca di decantazione e dello scarico di fondo.
- Realizzazione di griglie carrabili per lo smaltimento delle acque superficiali.
- Pista di accesso per manutenzione alla sommità della cava.
- Realizzazione di un piazzale (nell'area di occupazione del vecchio capannone demolito) di fruizione pubblica (o latra destinazione decisa dalla Stazione Appaltante).

Nella presente relazione pertanto si riportano i calcoli delle opere previste in progetto illustrando dapprima i criteri di calcolo e successivamente le risultanze delle analisi.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1Normativa di riferimento

- D.M. 17.01.2018 – "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

2.2Elaborati di progetto di riferimento

- R01_Relazione tecnica illustrativa;
- R03_Relazione Geologica;
- R04_Relazione idraulica
- R05_Relazione Geotecnica;
- T07_Planimetria di progetto generale;
- Tavole grafiche varie.

2.3Software utilizzati

- Per il calcolo delle opere in esame è stato utilizzato il software di calcolo "Paratie Plus 2021 della CEAS S.r.l."
- Programma di calcolo strutturale CDM DOLMEN.

- codici di calcolo interni (codici di calcolo in Excel e Visual Basic messi a punto e testati dallo studio nel corso degli anni) che gestiscono le combinazioni di carico e le verifiche degli elementi che compongono la struttura.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1Acciaio per micropali

Acciaio	S355J0
Resistenza allo snervamento	$f_y \geq 355$ MPa
Resistenza ultima a trazione	$f_u \geq 510$ MPa

3.2Profilati metallici

Tipo: S355JR

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 355$ N/mm²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 510$ N/mm²
Tensione di snervamento di calcolo:	$f_{yd} = 338.10$ N/mm²
Modulo elastico:	$E_s = 210000$ N/mm²

3.3Calcestruzzo

Classe di resistenza:	C35/45
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	Rck = 45 N/mm²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	fck = 37.35 N/mm²
Resistenza media cilindrica a compressione:	fcm = 45.35 N/mm²
Modulo elastico:	Ecm = 34625 N/mm²
Resistenza di calcolo a compressione:	fcd = 21.17 N/mm²
Resistenza media a trazione semplice:	fctm =3.35 N/mm²
Resistenza caratteristica a trazione:	fctk = 2.35 N/mm²
Resistenza di calcolo a trazione:	fctd = 1.1.56 N/mm²
Classe di esposizione	XS1

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Nella planimetria seguente sono indicati tutti gli interventi previsti in progetto che constano nelle seguenti opere:

- Manufatto ad U in c.a.
- Vasca di decantazione in c.a. e relativa berlinese di micropali provvisionale di scavo
- Tombinatura con doppia berlinese di micropali
- Muro in c.a.
- Briglia selettiva
- Gabbionatura
- Scogliera
- Rete paramassi

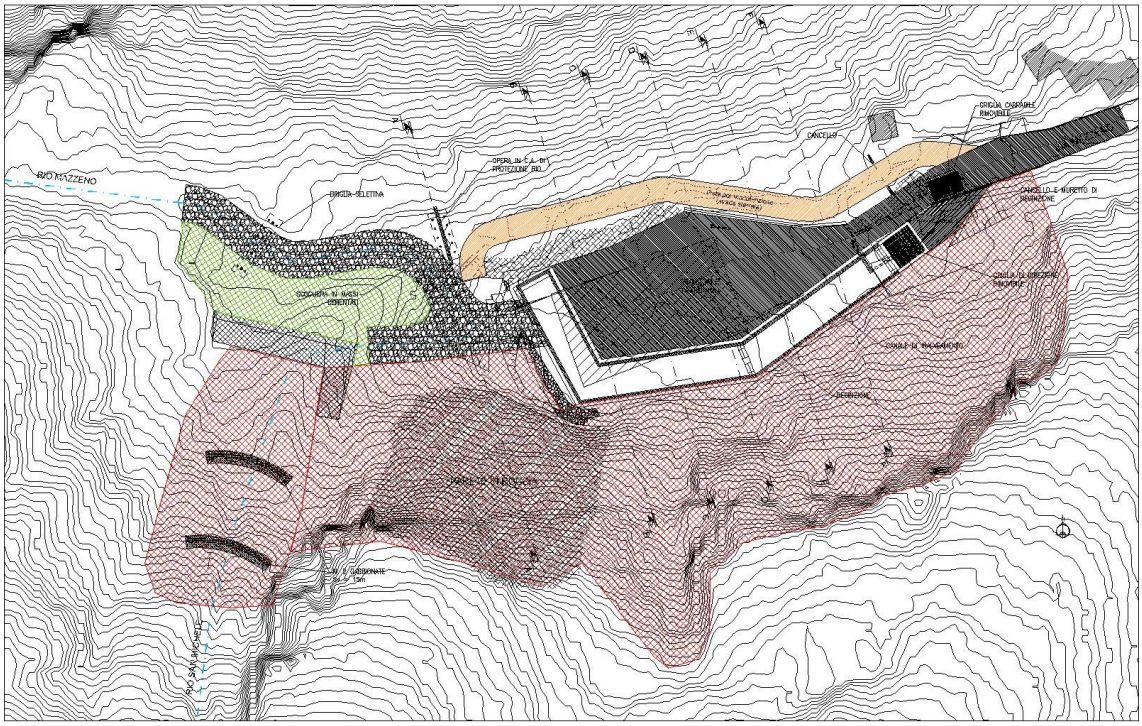


Figura 2: Planimetria generale di progetto

La presente relazione illustra le analis di calcolo delle varie opere previste in progetto.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

5. MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO

Per la ricostruzione stratigrafica e geotecnica nell'area interessata dai lavori, si è fatto riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica di progetto, che ha consentito di individuare le unità seguenti:

- C: coperture. L'unità comprende i riporti e i detriti di versante.
- Qu: quarziti, caratterizzate, nell'ambito delle profondità indagate, da un elevato stato di fratturazione.
- Qud': quarziti detritizzate. La roccia diffusamente cataclasata risulta totalmente destrutturata.
- Sc: scisti quarzo-sericitici. L'ammasso è caratterizzato da una tessitura scistosa, con orizzonti fittamente fogliettati.

Di seguito si riporta la parametrizzazione geotecnica di utilizzata in sede di calcolo per tutti i tratti in progetto:

Strato di Copertura (C)

- Peso di volume naturale $\gamma = 18$ kN/m^3
- Angolo di resistenza ala taglio $\varphi' = 30°$
- Coesione drenata $c' = 0$ kPa
- Modulo elastico di Young E = 30 MPa

Strato di Quarzite degradata (Qud')

- Peso di volume naturale $\gamma = 20$ kN/m^3
- Angolo di resistenza ala taglio $\varphi' = 35°$
- Coesione drenata $c' = 10$ kPa
- Modulo elastico di Young E = 40 MPa

Strato di Quarzite fratturata (Qu)

- Peso di volume naturale $\gamma = 22$ kN/m^3
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 37°$
- Coesione drenata $c' = 20$ kPa
- Modulo elastico di Young E = 50 MPa

Relativamente invece alla quota piezometrica nell'area interessata dal progetto, a partire dall'inizio di Via Mazzeno le soggiacenze risultano nell'ordine o superiore ai -5 m dal p.c. per diminuire progressivamente procedendo verso il litorale fino a -3 m dal p.c. all'interno del centro storico e a 1÷2 m dal p.c a ridosso dell'Aurelia.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni) la definizione dell'azione sismica è partita dalla definizione del periodo di riferimento VR in funzione dello stato limite, considerato:

- vita nominale..... V_N = 50 anni
- classe d'uso III

In base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso..... C_U = 1.5
- periodo di riferimento per l'azione sismica .....$V_R = V_N \times C_U$ = 75 anni

I parametri di risposta sismica locale sono:

- Categoria del sottosuolo

  E (per le opere a valle della cava)

  B (per le opere a monte di Via Mazzeno)

- Categoria topografica

  T1 (per le opere a valle della cava)

  T2 (per le opere a monte di Via Mazzeno)

Per la caratterizzazione dell'azione sismica delle opere si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine	9.047055
Latitudine	45.683854

Si riporta Tabella 1 il riepilogo della parametrizzazione sismica:

Tabella 1: parametri spettrali caratteristici

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.024	2.550	0.186
SLD	75	0.031	2.556	0.211
SLV	712	0.078	2.580	0.308
SLC	1462	0.103	2.584	0.321

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

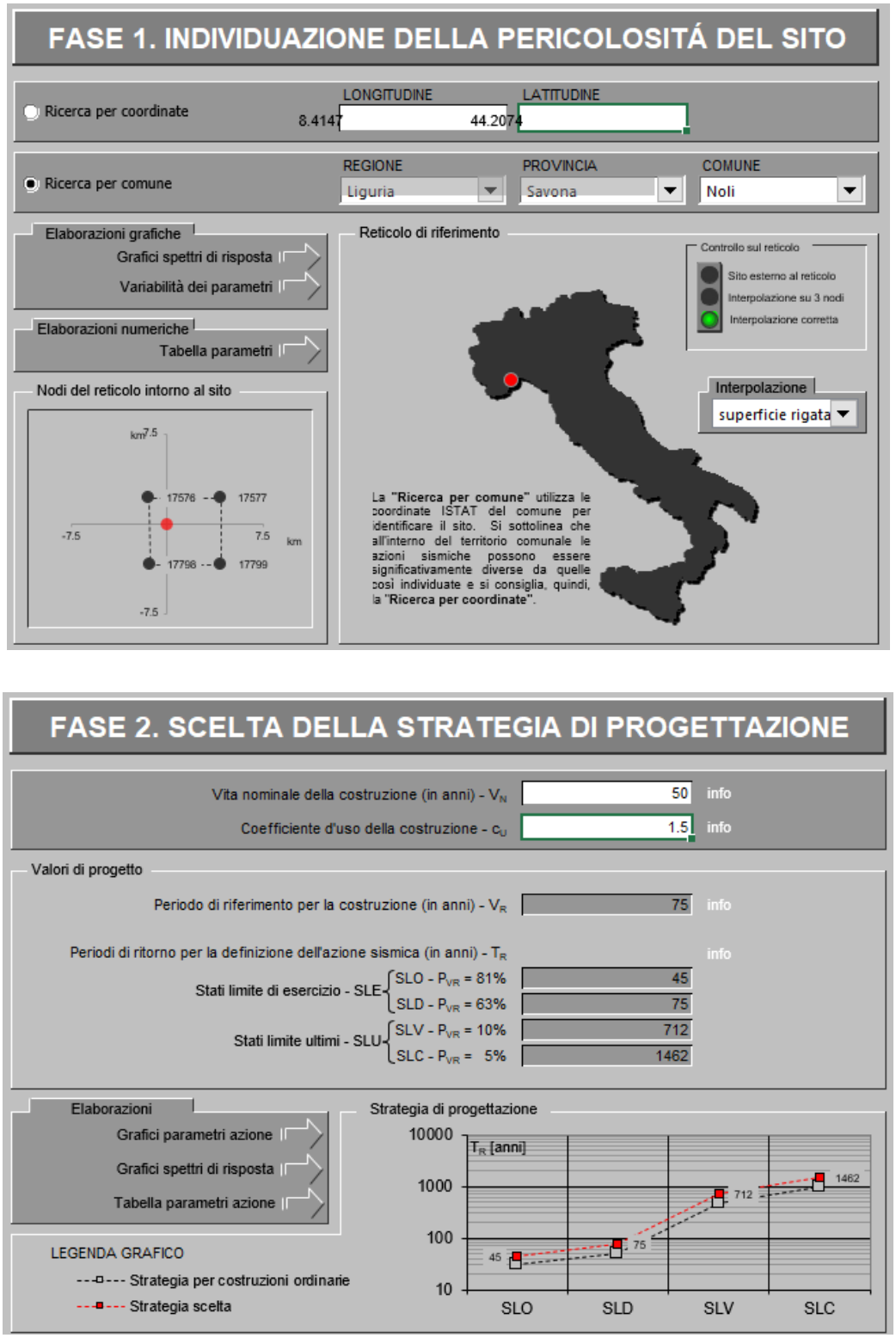


Figura 3: dati input per l'individuazione dei parametri sismici

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

7. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Il presente capitolo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.
Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio per la fessurazione.

1.1 Verifica agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.
Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione. Per quanto attiene la legge σ-ε del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con ε_{c2}=0,2% ed ε_{cu}=0,35%.
Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.
La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.
Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:
$V_{Rd,c} = \max\left\{\left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d; \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d\right\}$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\vartheta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot\vartheta + \tan\vartheta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2{,}0$ con d in mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \le 0{,}02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0{,}15$
- $\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $\nu = 0{,}5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \le \cot\vartheta \le 2{,}5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $\nu_1 = \nu$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

1.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Per lo stato limite di fessurazione, in conseguenza alla classe di esposizione per gli elementi posti controterra, occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k sia al di sotto del valore limite fissato pari a 0.2 mm per gli elementi con armature lente.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

8. TOMBINATURA CON DOPPIA BERLINESE

8.1Combinazione di calcolo

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO):
   a. collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
2. SLU di tipo strutturale (STR):
   b. raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Tutte le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				**Proprietà del terreno (γ_M)**		
	Permanenti		*Variabili*				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	tan φ'	c'	c_u
A1 + M1	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
A2 + M2	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Coefficienti parziali per le verifiche di paratie			
Verifica	**Coefficiente parziale (R1)**	**Coefficiente parziale (R2)**	**Coefficiente parziale (R3)**
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	γ_R=1.0	-	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	γ_R=1.0	-	-

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Essendo la paratia in oggetto un'opera definitiva, essa viene verificata anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. L'analisi sismica viene effettuata secondo le seguenti combinazioni:

- **Combinazione 1 con coefficienti parziali M1 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni;**
- **Combinazione 2 con coefficienti parziali M2 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni.**

In condizioni sismiche valgono gli stessi coefficienti parziali γ_R del caso statico riportati nella precedente tabella.

8.1.1Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:

$$E_d=\gamma_E \cdot E[F_k ; X_k/\gamma_M ; a_d]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnica:

$$R_d=1/\gamma_R \cdot R[\gamma_F \cdot F_k ; X_k/\gamma_M ; a_d]$$

Effetto delle azioni e della resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d=E_k \cdot \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

8.1.2Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nello specifico le analisi dovranno valutare gli spostamenti dell'opera per consentire di verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa.

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Combinazioni per analisi statiche SLE						
Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		*Variabili*				
Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	tan φ'	c'	c_u
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

8.2Criteri di verifica geotecnica

8.2.1Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera

La verifica all'equilibrio globale alla rotazione viene implicitamente soddisfatta mediante l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 2021 della CEAS S.r.l. di cui si dirà più avanti, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

8.2.2Interazione terreno-struttura

Come già anticipato l'analisi della struttura nelle successive fasi di realizzazione è stata sviluppata mediante il programma Paratie Plus 2021 della CEAS S.r.l., che utilizza per il terreno un modello elasto-plastico e consente di seguire l'evoluzione di sforzi e deformazioni durante le successive fasi di scavo, posa e messa in tiro degli eventuali ancoraggi, applicazione delle azioni sismiche.

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

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

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.
La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, nel caso in esame tirantata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.
Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).
La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto–plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.
I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K0, corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione K_0 = 1-sen φ';

- i coefficienti di spinta attiva Ka e passiva Kp, corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a 1/3÷2/3 dell'angolo di attrito del terreno stesso.

- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidezza delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidezza in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare, il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidezza. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).

- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

Nel caso di applicazione di un tirante, lo step di installazione dello stesso viene preceduto da una fase nella quale lo scavo è approfondito appena al di sotto della quota di inserimento dell'ancoraggio. In questo modo il vero processo realizzativo è simulato in modo abbastanza fedele.

8.3Analisi dei carichi

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

8.3.1Peso proprio della paratia

Il peso proprio per questo tipo di struttura può essere trascurato sia agli effetti delle azioni statiche che, come precisato dalla normativa vigente, ai fini della valutazione delle forze di inerzia sismiche.

8.3.2Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito:

per $\beta \leq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{sen^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \, sen^2\psi \, sen(\phi + \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta)\, sen(\phi - \beta - \theta)}{sen(\phi + \theta - \delta)\, sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

per $\beta \geq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{sen^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \, sen^2\psi \, sen(\phi + \theta - \delta)}$$

in cui:

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione della paratia rispetto all'orizzontale (>90° per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$\theta = tg^{-1}(k_h / (1 \pm k_v))$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. 8.3.6).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$P_{AH} = P_A.\cos\delta$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$P_{AV} = P_A.\sin\delta$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriforme, ….). Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

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

Il coefficiente di spinta passiva K_p è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

Anche in questo caso la spinta agisce secondo una direzione inclinata di δ rispetto alla perpendicolare al paramento.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito paratia-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta, secondo i criteri riportati nel capitolo 8.
Per tener conto nella valutazione della spinta la presenza del pendio a monte dell'opera, nel software "Paratie" è stato inserito l'andamento del pendio stesso ed il software ha provveduto al calcolo della spinta ricercando iterativamente il cuneo di spinta attiva che massimizza la spinta tramite il Metodo dei cunei.

8.3.3Spinta dell'acqua

La presenza della falda è stata così considerata nel codice di calcolo:

- in fase provvisionale di scavo, essendo la paratia opera di sostegno permeabile e tenendo anche in considerazione la presenza del sistema di drenaggio, si abbatte la quota della falda al fondo scavo sia a monte che valle dell'opera;
- viene poi prevista una fase di calcolo finale con falda posta ad una quota intermedia fra fondo scavo ed il livello indisturbato a monte. In questo modo si simula la possibilità che nel lungo termine i dreni si possano intasare data la prevalente natura fine dei terreni interagenti con l'opera di sostegno.

8.3.4Sovraccarico a monte

Le berlinesi di micropali sono ralizzate al fine di allargare/approfondire la sezione idraulica del rio.
A ridossso del rio sono presenti quindi muri di sostegno o strutture esistenti che devono essere sostenute durante lo scavo dalle sole berlinesi. Per tener conto di ciò, nel calcolo delle opere è stato tenuto in conto di un carico permanente "q" di peso specifico pari a 25 kN/mc e di altezza variabile che simuli il peso della struttura a tergo. Pertnto per ciadcuna sezione di verifica tale carico, se presente viene di volte in volta calibrato in relazione allo stato dei luoghi.

8.3.5Sovraccarico stradale

In corrispondenza della copertura carrabile, sia essa in cls che in grigliato,viene applicato un sovraccarico accidentale uniforme dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa.

8.3.6Azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata come differenza fra la spinta calcolata sulla parte fuori terra della paratia con riferimento ai coefficienti di spinta attiva in presenza di sisma ed i corrispondenti coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

L'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato a metà dell'altezza fuori terra della paratia.

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo.

Il coefficiente di accelerazione sismica k_h viene valutato come:

$k_h = \alpha\ \beta\ a_{max}/g$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

α = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva H della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della fifura seguente (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

β = coefficiente funzione dello spostamento massimo u_s tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 4 Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

(figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

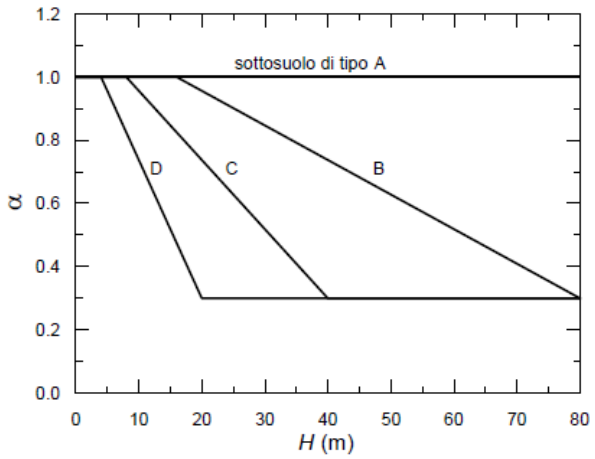


Figura 4 Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

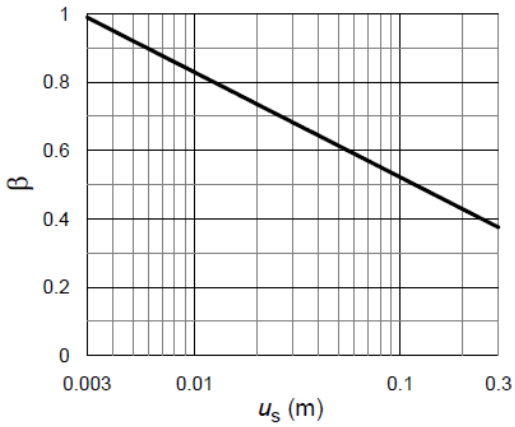


Figura 5 Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

Ai fini della valutazione di β lo spostamento deve comunque assumersi $u_s \leq 0.005$ H. Inoltre deve sempre risultare il prodotto $\alpha \beta > 0.2$ altrimenti deve assumersi $k_h = 0.20\ a_{max}/g$.

L'accelerazione massima è stata valutata come $a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$

in cui:

- a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Come previsto dalla normativa si è posto $k_v = 0$ e si sono trascurate le forze inerziali agenti sulla struttura della paratia.

8.4Analisi di calcolo

8.4.1Descrizione dell'opera

La sezione di calcolo presenta una doppia berlinese una altezza massima del fondo scavo di 3.65 m, è costituita da micropali con damtro di perforazione ∅200 mm armati con tubi in acciaio ∅139.7 mm e spessore s=8 mm, disposti ad interasse i = 0.50 m di lunghezza pari a 8 m:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

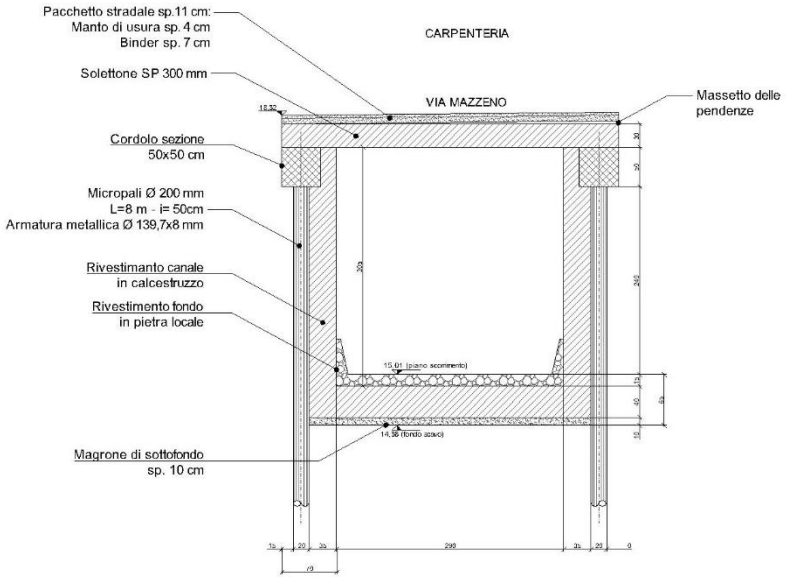


Figura 6 Sezione di riferimento

In sommità i micropali sono collegati da una trave di coronamento in c.a. avente dimensioni 0.50x0.50 m su cui si attestano provvisionalmente dei puntoni costituirti da tubi in acciaio ∅139.7 mm e spessore s=8 mm, disposti ad interasse 5 m.
Successivamente allo scavo di sbancamento si realizza il manufatto interno in c.a. e la copertura, realizzata mediante una soletta in c.a. da 30 cm solidarizzata in fase finale al cordolo di coronamento della berlinese. La struttura finale sarà quindi un manufatto scatolare i cui i piedritti sono solidarizzati e collaboranti con la berlinese a tergo. In sede di calcolo delle berlinesi, viene cautelativamente trascurato il contributo resistente del manufatto interno.

8.4.2Stratigrafia di calcolo

Strato di Quarzite degradata (Qud') da 0÷12 m

- Peso di volume naturale $\gamma = 20$ kN/m^3
- Angolo di resistenza ala taglio $\varphi' = 35°$
- Coesione drenata $c' = 10$ kPa
- Modulo elastico di Young $E = 40$ MPa

Strato di Quarzite fratturata (Qu) > 12 m

- Peso di volume naturale $\gamma = 22$ kN/m^3
- Angolo di resistenza ala taglio $\varphi' = 37°$
- Coesione drenata $c' = 20$ kPa
- Modulo elastico di Young $E = 50$ MPa

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

8.4.3Modellazione di calcolo

La modellazione della berlinese è stata condotta considerando la seguente sequenza:

- condizione geostatica (carichi permanenti a tergo presenti)
- realizzazione berlinese;
- scavo a -1 m;
- posa del puntone;
- scavo a -3.80 m (cautelativo)
- realizzazione soletta di fondo e di copertura (si trascurano i piedritti)
- eliminazione puntone e applicazione del sovraccarico stradale
- applicazione del sisma.

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica della fase di massimo scavo e la fase finale della berlinese:

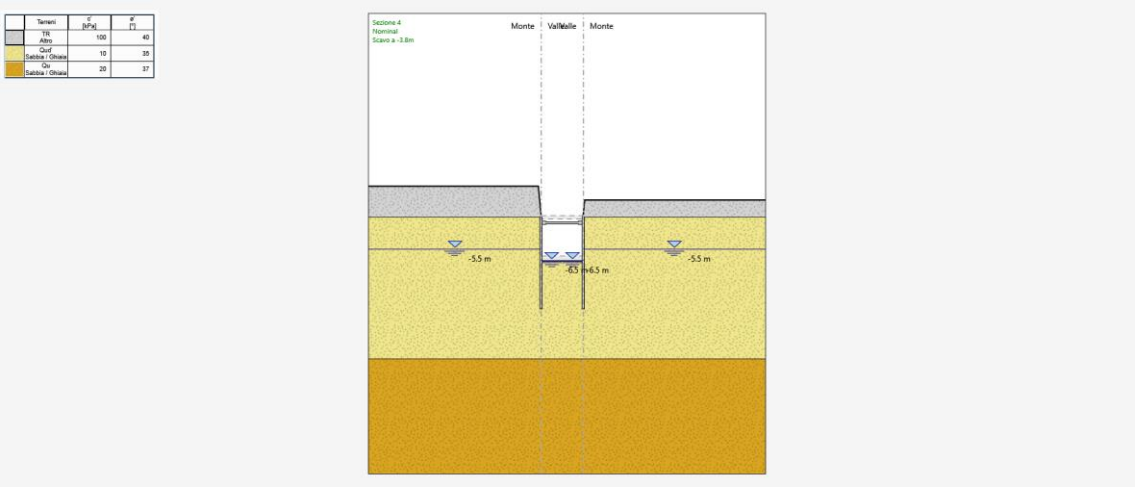


Figura 7 Fase di massimo scavo

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

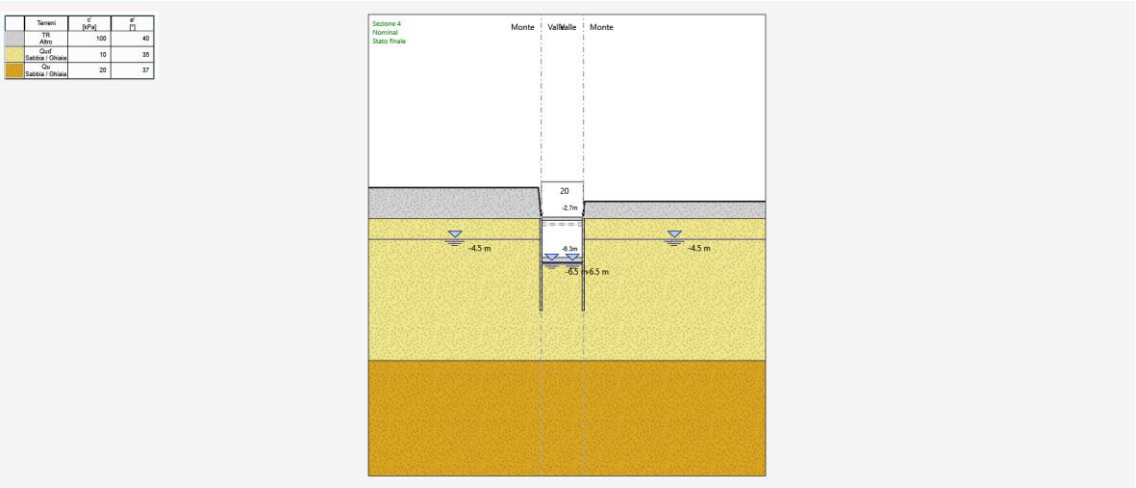


Figura 8 Fase finale

L'analisi è stata condotta secondo le seguenti ipotesi di calcolo:

- per simulare la presenza dei muri a tergo si considera uno strato TR rigido (γ = 20 kN/m^3; φ' = 40°; c' = 100 kPa; E = 500 MPa)
- falda -2.50 m da piano stradale
- sovraccarico stradale pari a 20 kPa in statica e 4 kPa in sismica (cautelativo 20%)

8.4.4Risultati delle analisi

Si riporta un tabulato delle risultanze di calcolo per ciascuna combinazione previste da normative, ivi compresa quella sismica.

Come si evince dai successivi tabulati di sintesi, il massimo tasso di sfruttamento del micropalo a momento e taglio risulta sulla berlinese sx rispettimamente pari a **0.489 e 0.047** mentre il massimo rapporto tra le spinte (Efficace/Passiva) è pari a 0.63.

Relativamente al puntone, il massimo tasso di sfruttamento del micropalo è di 0.27.

Per quanto concerne lo stato deformativo della berlinese, il massimo spostamento orizzontale (combinazione SLE) si determina a quota -5.40 m (-2.70 m da testa dell'opera) con valore pari a **δ= 7.74 mm**, valore assolutamente compatibili con la stabilità e la funzionalità dell'opera.

Infine relativamente agli abbassamenti a tergo delle opere si determina un cedimento a sx e a dx ripsettivamente pari a 5.93 mm e 1.64 mm.

Di seguito si riporta il tabulato di sintesi delle verifiche.

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Asse sx>

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Min. spostamento laterale [mm] -1.14 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -3.8m)
Max. spostamento laterale [mm] 7.74 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.05 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Paratie)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.36 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 24.6 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
Max. taglio [kN/m] 28.24 Z = -6.3 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.262 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.034 Z = -6.2 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)

Parete <Asse dx>

Min. spostamento laterale [mm] -2.16 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sismica)
Max. spostamento laterale [mm] 1.29 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.23 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.06 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Paratie)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 13.08 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
Max. taglio [kN/m] 20.14 Z = -2.9 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.139 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.024 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)

Risultati puntoni (truss)
Puntone (1 / 5 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sismica)
Min. forza [kN] -89.17 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -3.8m)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.13 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -3.8m)

Risultati elementi soletta (Slab)
Solettone di fondo Max. forza assiale [kN/m] 0 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -3.8m)
Min. forza assiale [kN/m] -11.18 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sismica)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 16.64 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sismica)
Soletta carrabile Max. forza assiale [kN/m] 0 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -3.8m)
Min. forza assiale [kN/m] -22.15 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)
Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 36.97 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stato finale)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Asse sx>

Min. spostamento laterale [mm] -1.14 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -3.8m)
Max. spostamento laterale [mm] 7.74 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.05 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Paratie)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.36 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 32.05 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
Max. taglio [kN/m] 36.76 Z = -6.3 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.341 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.045 Z = -6.2 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)

Parete <Asse dx>

Min. spostamento laterale [mm] -2.16 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sismica)
Max. spostamento laterale [mm] 1.29 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.23 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.06 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Paratie)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 18.2 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
Max. taglio [kN/m] 27.31 Z = -2.9 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.194 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.033 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)

Risultati puntoni (truss)
Puntone (1 / 5 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sismica)
Min. forza [kN] -115.92 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -3.8m)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

```
                        SteelWorld: massimo sfruttamento        0.17
      D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -3.8m)
```

Risultati elementi soletta (Slab)

```
Solettone di fondo      Max. forza assiale [kN/m]    0     D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -3.8m)
                        Min. forza assiale [kN/m]    -14.48      D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sismica)
                        Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 21.63 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sismica)
Soletta carrabile  Max. forza assiale [kN/m]    0     D.A. NTC2018:
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -3.8m)
                   Min. forza assiale [kN/m]    -29.93      D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
                   Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 53.53 D.A. NTC2018:
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
```

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Asse sx>

```
Min. spostamento laterale [mm]      -3.51  Z = -2.7 m D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
Max. spostamento laterale [mm]      17.07  Z = -5.6 m D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)    0.1   D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)    0.63  D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
```

Risultati Elementi parete (Beam)

```
Paratia sx  Max. momento (assoluto) [kNm/m]     45.9   Z = -5.6 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
            Max. taglio [kN/m]            36     Z = -7.1 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
            SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.489    Z =
-5.6 m      D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
            SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.044  Z = -6.9 m
      D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
```

Parete <Asse dx>

```
Min. spostamento laterale [mm]      -11.5  Z = -5.6 m D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Sismica)
Max. spostamento laterale [mm]      3.69   Z = -2.7 m D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)    0.55  D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)    0.09  D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
```

Risultati Elementi parete (Beam)

```
Paratia dx  Max. momento (assoluto) [kNm/m]     35.01  Z = -5.4 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
            Max. taglio [kN/m]            34.54  Z = -2.9 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
            SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.373    Z =
-5.4 m      D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
```

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.042 Z = -2.7 m
D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)

Risultati puntoni (truss)

Puntone (1 / 5 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Puntone)
Min. forza [kN] -185.53 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.27
D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)

Risultati elementi soletta (Slab)

Solettone di fondo Max. forza assiale [kN/m] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
Min. forza assiale [kN/m] -14.05 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sismica)
Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 16.64 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
Soletta carrabile Max. forza assiale [kN/m] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
Min. forza assiale [kN/m] -38.15 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 41.17 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SISMICA STR>

Parete <Asse sx>

Min. spostamento laterale [mm] -1.14 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Scavo a -3.8m)
Max. spostamento laterale [mm] 7.71 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.06 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.43 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 24.6 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Stato finale)
Max. taglio [kN/m] 38.33 Z = -6.3 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.262 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.047 Z = -6.2 m
D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)

Parete <Asse dx>

Min. spostamento laterale [mm] -2.25 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
Max. spostamento laterale [mm] 1.27 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.32 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.06 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Paratie)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Risultati Elementi parete (Beam)

```
Paratia dx  Max. momento (assoluto) [kNm/m]     13.08  Z = -2.7 m D.A.
NTC2018: SISMICA STR (Stato finale)
            Max. taglio [kN/m]           25.87  Z = -6.3 m D.A.
NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
            SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.139    Z =
-2.7 m      D.A. NTC2018: SISMICA STR (Stato finale)
            SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.031  Z = -6.2 m
      D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
```

Risultati puntoni (truss)

```
Puntone ( 1 / 5 m)       Max. forza [kN]  0     D.A. NTC2018: SISMICA
STR (Sismica)
                         Min. forza [kN]  -89.17      D.A. NTC2018:
SISMICA STR (Scavo a -3.8m)
                         SteelWorld: massimo sfruttamento        0.13
      D.A. NTC2018: SISMICA STR (Scavo a -3.8m)
```

Risultati elementi soletta (Slab)

```
Solettone di fondo       Max. forza assiale [kN/m]    0     D.A.
NTC2018: SISMICA STR (Scavo a -3.8m)
                         Min. forza assiale [kN/m]    -32.03      D.A.
NTC2018: SISMICA STR (Sismica)
                         Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 16.64 D.A.
NTC2018: SISMICA STR (Solette)
Soletta carrabile  Max. forza assiale [kN/m]    0     D.A. NTC2018:
SISMICA STR (Scavo a -3.8m)
                   Min. forza assiale [kN/m]    -22.15      D.A.
NTC2018: SISMICA STR (Stato finale)
                   Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 36.97 D.A. NTC2018:
SISMICA STR (Stato finale)
```

Riepilogo per la DA <NTC2018: SISMICA GEO>

Parete <Asse sx>

```
Min. spostamento laterale [mm]      -1.14  Z = -2.7 m D.A. NTC2018:
SISMICA GEO (Scavo a -3.8m)
Max. spostamento laterale [mm]      7.71   Z = -5.4 m D.A. NTC2018:
SISMICA GEO (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)     0.06  D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)     0.43  D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
```

Risultati Elementi parete (Beam)

```
Paratia sx  Max. momento (assoluto) [kNm/m]     24.6   Z = -5.4 m D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Stato finale)
            Max. taglio [kN/m]           38.33  Z = -6.3 m D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
            SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.262    Z =
-5.4 m      D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stato finale)
            SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.047  Z = -6.2 m
      D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
```

Parete <Asse dx>

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Min. spostamento laterale [mm] -2.25 Z = -5.4 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
Max. spostamento laterale [mm] 1.27 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.32 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.06 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Paratie)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 13.08 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stato finale)
Max. taglio [kN/m] 25.87 Z = -6.3 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.139 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stato finale)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.031 Z = -6.2 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)

Risultati puntoni (truss)
Puntone (1 / 5 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
Min. forza [kN] -89.17 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -3.8m)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.13 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -3.8m)

Risultati elementi soletta (Slab)
Solettone di fondo Max. forza assiale [kN/m] 0 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -3.8m)
Min. forza assiale [kN/m] -32.03 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 16.64 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Solette)
Soletta carrabile Max. forza assiale [kN/m] 0 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -3.8m)
Min. forza assiale [kN/m] -22.15 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stato finale)
Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 36.97 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stato finale)

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive

Parete <Asse sx>

Min. spostamento laterale [mm] -3.51 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
Max. spostamento laterale [mm] 17.07 Z = -5.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.1 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.63 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 45.9 Z = -5.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
Max. taglio [kN/m] 38.33 Z = -6.3 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

```
            SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.489    Z =
-5.6 m      D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
            SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.047  Z = -6.2 m
      D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
```

Parete <Asse dx>

```
Min. spostamento laterale [mm]      -11.5  Z = -5.6 m D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Sismica)
Max. spostamento laterale [mm]      3.69   Z = -2.7 m D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Sismica)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)    0.55  D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)    0.09  D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Solette)
```

Risultati Elementi parete (Beam)

```
Paratia dx  Max. momento (assoluto) [kNm/m]     35.01  Z = -5.4 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
            Max. taglio [kN/m]           34.54  Z = -2.9 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
            SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.373    Z =
-5.4 m      D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
            SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.042  Z = -2.7 m
      D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
```

Risultati puntoni (truss)

```
Puntone ( 1 / 5 m)       Max. forza [kN]  0     D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Puntone)
                         Min. forza [kN]  -185.53     D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
                         SteelWorld: massimo sfruttamento        0.27
      D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -3.8m)
```

Risultati elementi soletta (Slab)

```
Solettone di fondo       Max. forza assiale [kN/m]    0     D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -3.8m)
                         Min. forza assiale [kN/m]    -32.03      D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Sismica)
                         Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 21.63 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sismica)
Soletta carrabile  Max. forza assiale [kN/m]    0     D.A. NTC2018:
SISMICA GEO (Scavo a -3.8m)
                   Min. forza assiale [kN/m]    -38.15      D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stato finale)
                   Max. Momento. (Ass.) [kNm/m] 53.53 D.A. NTC2018:
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stato finale)
```

8.4.5Verifiche geotecniche

Di seguito si riporta l'andamento degli spostamenti in combinazione SLE e l'inviluppo dell'andamento delle spinte:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

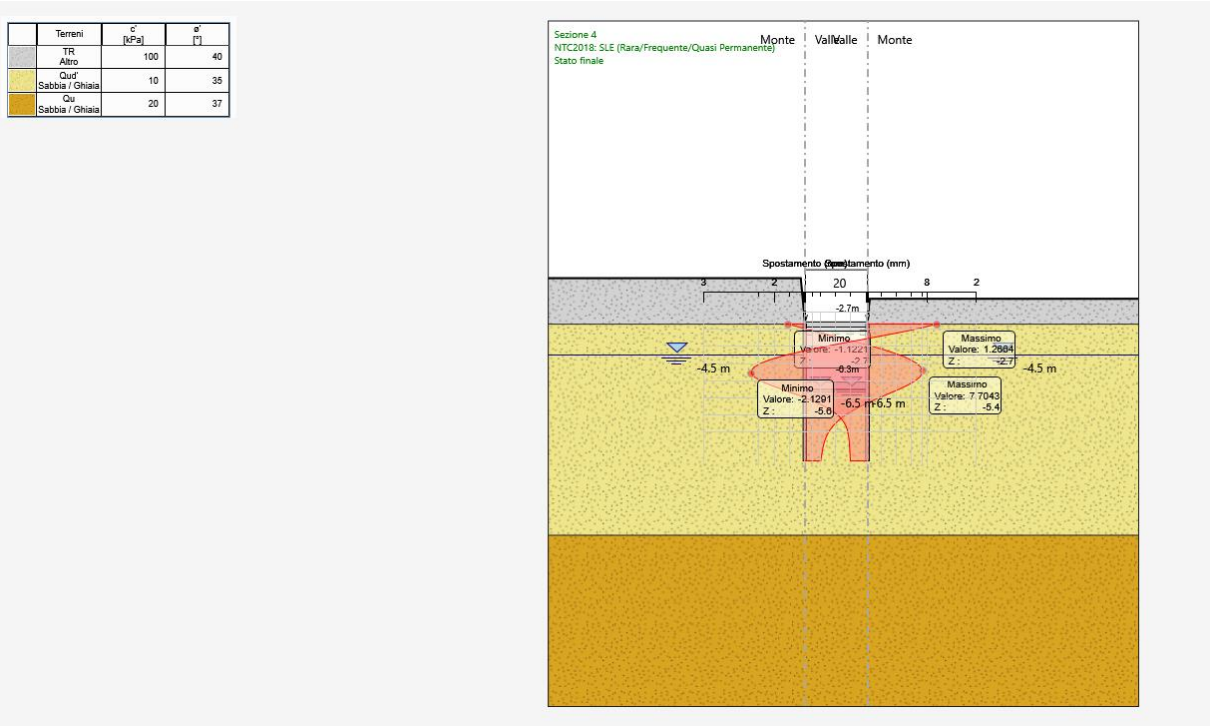


Figura 9 Spostamento - SLE

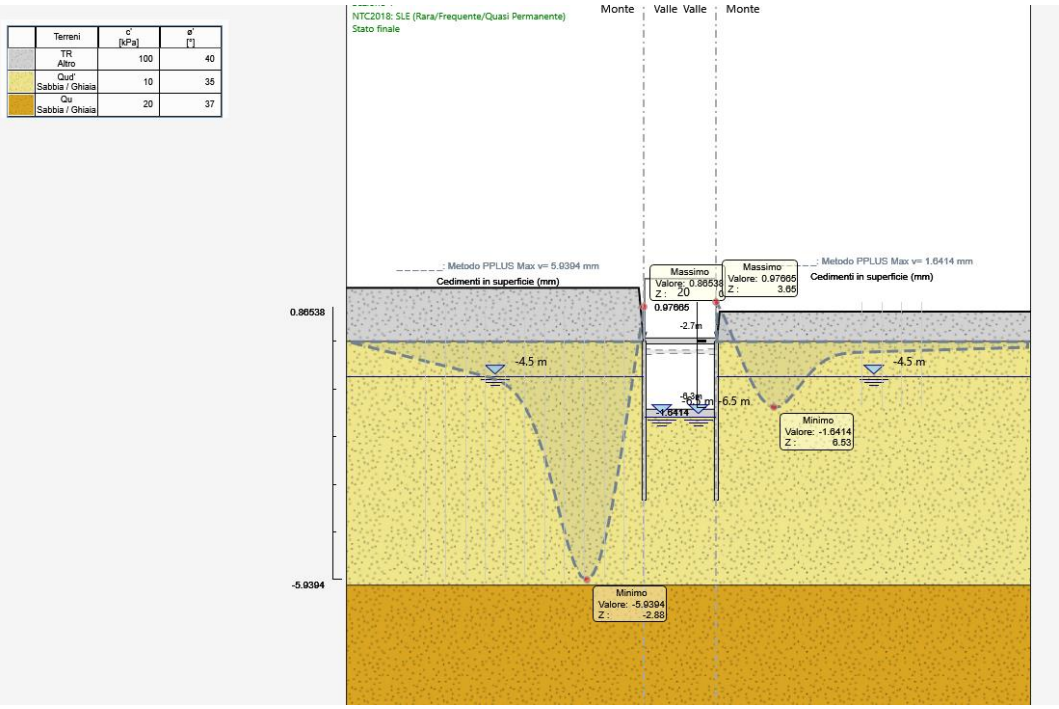


Figura 10 Cedimenti - SLE

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

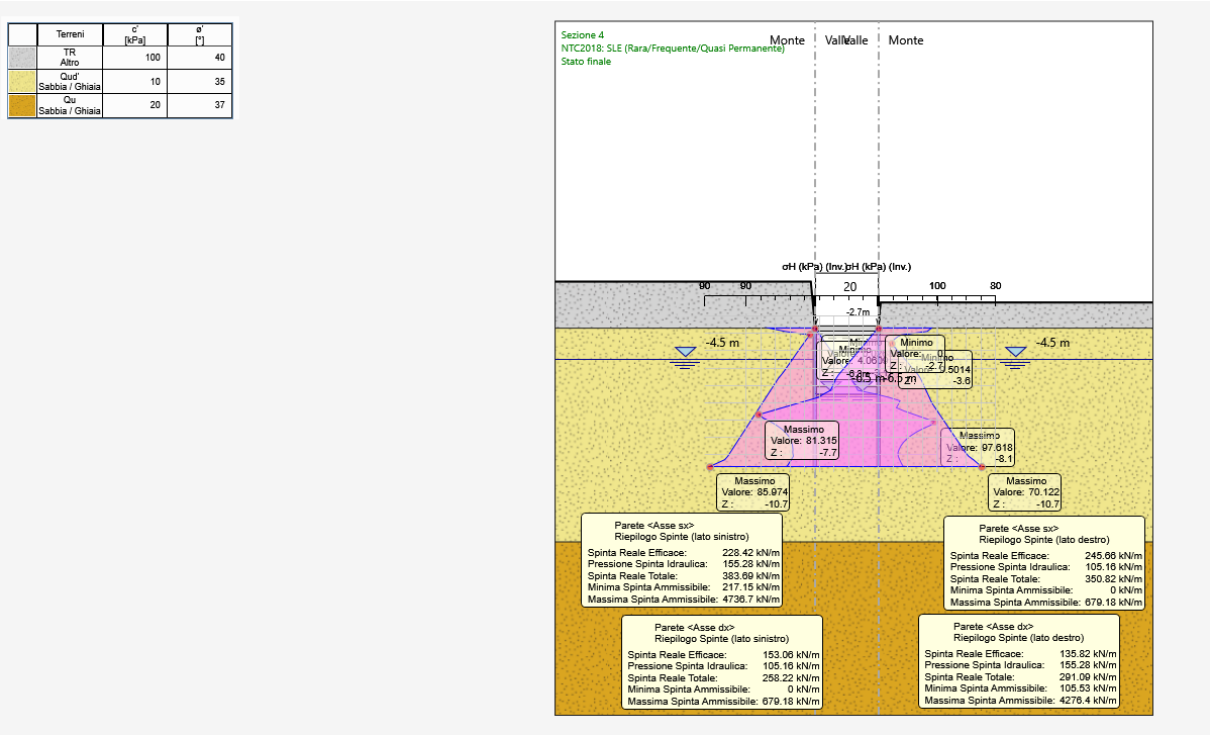


Figura 11 Tensioni orizzontali – Inviluppo

8.4.6Verifiche strutturali

Di seguito si riporta l'inviluppo dell'andamento del momento e del taglio lungo la paratia in tutte le combinazini di calcolo previste confrontato con l'andamento delle resistenze:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

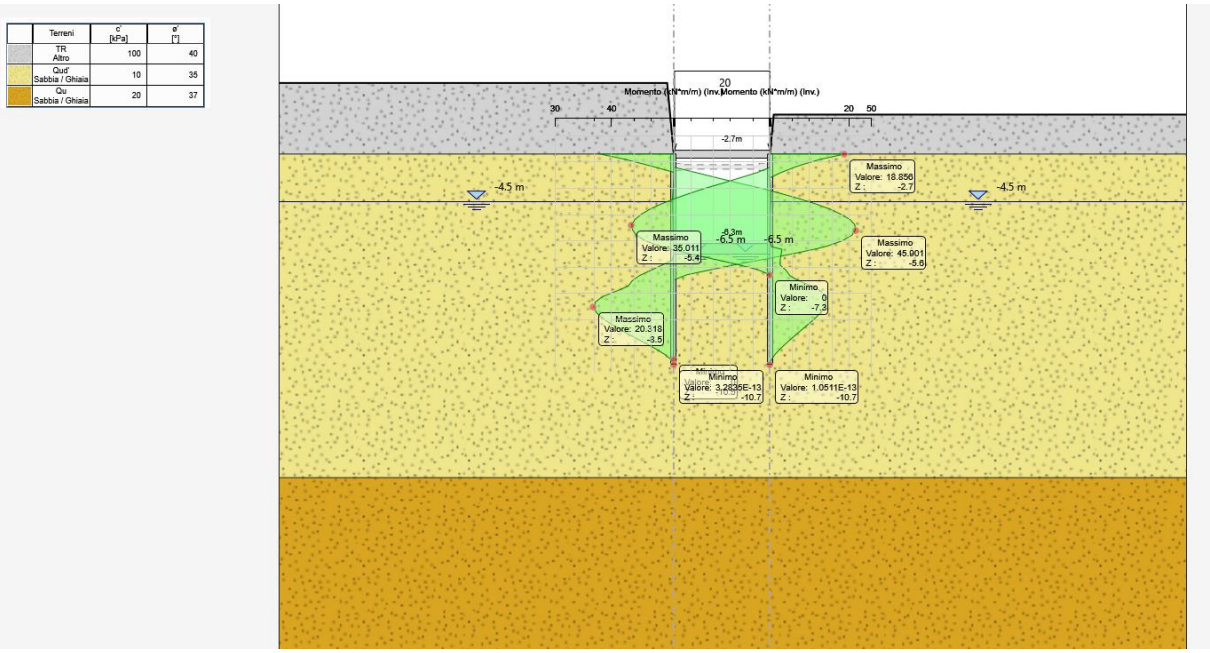


Figura 12 Momento flettente – Inviluppo

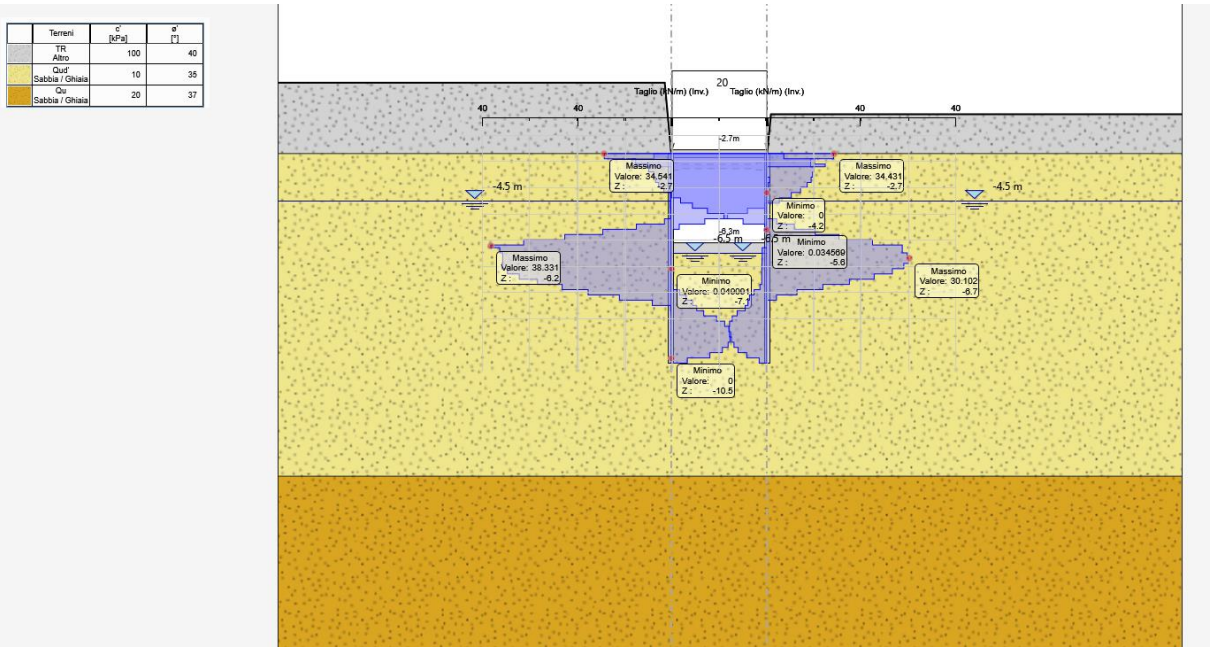


Figura 13 Taglio - Inviluppo

Il micropalo, con perforazione ∅200 ed armato con tubo in acciaio ∅139.7 e spessore 8 mm, presenta un momento ed un taglio resistente pari rispettivamente a M_{Rd} = 93.94 kNm/m e V_{Rd} = 822.65 kN/m. Le massime sollecitazini agenti ultime sono M_{Ed} = 45.90 kNm/m e V_{Ed} = 38.33 kN/m. Pertanto le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

9.SCATOLARE IN C.A.

Il calcolo del manufatto interno alla berlinese in micropali è stato condotto nell'ipotesi di assenza dell'opera provvisionale necessaria per le fasi di scavo.

La sezione considerata risulta costituita nella parte inferiore dal sollettone di fondo di spessore 40 cm, nelle parti laterali dei piedritti di spessore 35 cm e superiormente dalla soletta di copertura in lastre prefabbricate tipo predalles di spessore 30 cm.

9.1Carichi applicati

I carichi applicati al sistema strutturale sono comprensivi dei pesi propri delle strutture, del sovraccarico dovuto al manto stradale, della spinta laterale del terreno in presenza di falda, del contributo del sovraccarico dovuto alle fondazioni esistenti e del carico inerente al traffico veicolare come già riportato al capitolo "azioni di calcolo".

In Figura 14 vengono riportate le dimensioni e i dati di input del manufatto oggetto di studio. Il pacchetto stradale è stato stimato in circa 20 cm con peso specifico pari a 21 kN/m^3.

Il carico gravante nelle parti laterali a simulazione dei muri di contenimento e delle fondazioni a tergo dello scatolare è stato stimato in 57 kN/m^2.

L'incremento simico del terreno calcolato con l'approccio di Wood è pari a:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H = 0.124 \cdot 1 \cdot 19 \cdot 3.8 = 8.95\ kN/m^2$$

In Figura 15 viene riportato lo schema di carico dovuto al traffico veicolare secondo due diverse combinazioni di carico denominate A e B che sono applicate in diversa disposizione in modo da massimizzare le sollecitazioni in campata e sui piedritti. La direzione del verso di percorrenza degli autoveicoli è concorde con lo sviluppo del manufatto scatolare e per tale ragione non viene presa in considerazione l'azione dovuta alla frenata dei veicoli in quanto questa è esplicata nella direzione della massima rigidezza del manufatto.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

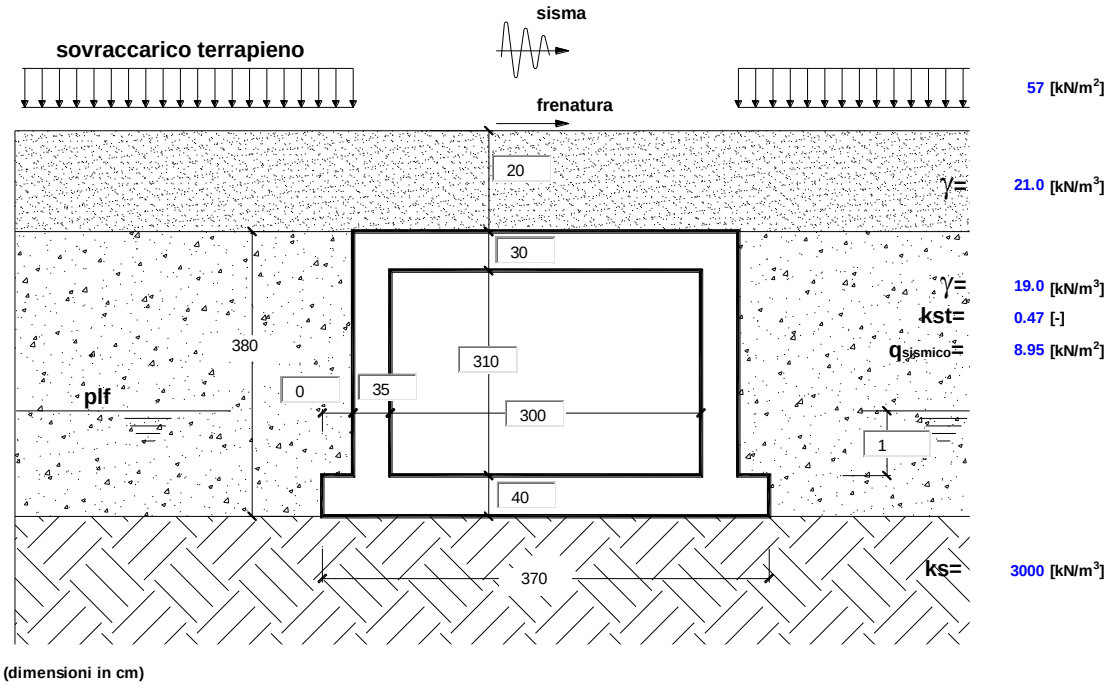
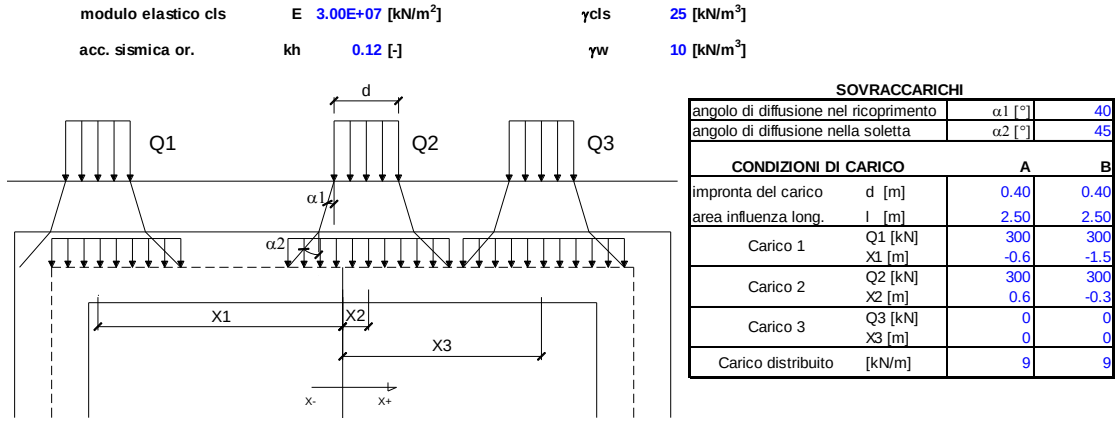


Figura 14: schema di calcolo manufatto scatolare in c.a.



SOVRACCARICHI			
angolo di diffusione nel ricoprimento		α1 [°]	40
angolo di diffusione nella soletta		α2 [°]	45
CONDIZIONI DI CARICO		**A**	**B**
impronta del carico	d [m]	0.40	0.40
area influenza long.	l [m]	2.50	2.50
Carico 1	Q1 [kN]	300	300
	X1 [m]	-0.6	-1.5
Carico 2	Q2 [kN]	300	300
	X2 [m]	0.6	-0.3
Carico 3	Q3 [kN]	0	0
	X3 [m]	0	0
Carico distribuito	[kN/m]	9	9

Figura 15: disposizione carico veicolare

In Tabella 2 vengono riportate le otto combinazioni di calcolo considerate e i relativi coefficienti amplificativi: sono state create 6 combinazioni allo SLU (dalla 1 alla 6) e due combinazioni sismiche (7 e 8). Come riportato è possibile notare come sia stata inserita una combinazione dove le spinte dovute al sovraccarico sono asimmetriche, in modo da massimizzare le azioni sui piedritti.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 2: combinazioni di carico di calcolo

condizioni di carico	1	2	3	4	5	6	7	8
peso proprio + perm.	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1
falda + spinta terreno	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1
sovraccarico A			1.5	1.5			0.2	
sovraccarico B					1.5	1.5		0.2
sovraccarico terreno sn	1.3	1.3		1.3		1.3	1	1
sovraccarico terreno dx		1.3					1	1
frenatura								
sisma							1	1

9.2Diagrammi di sollecitazione e verifiche strutturali

Le sollecitazioni e le relative verifiche strutturali degli elementi in c.a. sono state condotte utilizzando le resistenze dei materiali riportate al capitolo 3 “Caratteristiche dei materiali” e che vengono riproposte in Figura 16.

Figura 16: caratteristiche dei materiali

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe cls C32/40

Rck 40 (MPa)

fck 32

γm 1.5

α_{cc} 0.85

fcd = Rck /γm,c = 25.10 (MPa)

Copriferro (asse armatura)

c = 5.50 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (MPa)

γs = 1.15

fyd = fyk /γs / γE = 391.30 (MPa)

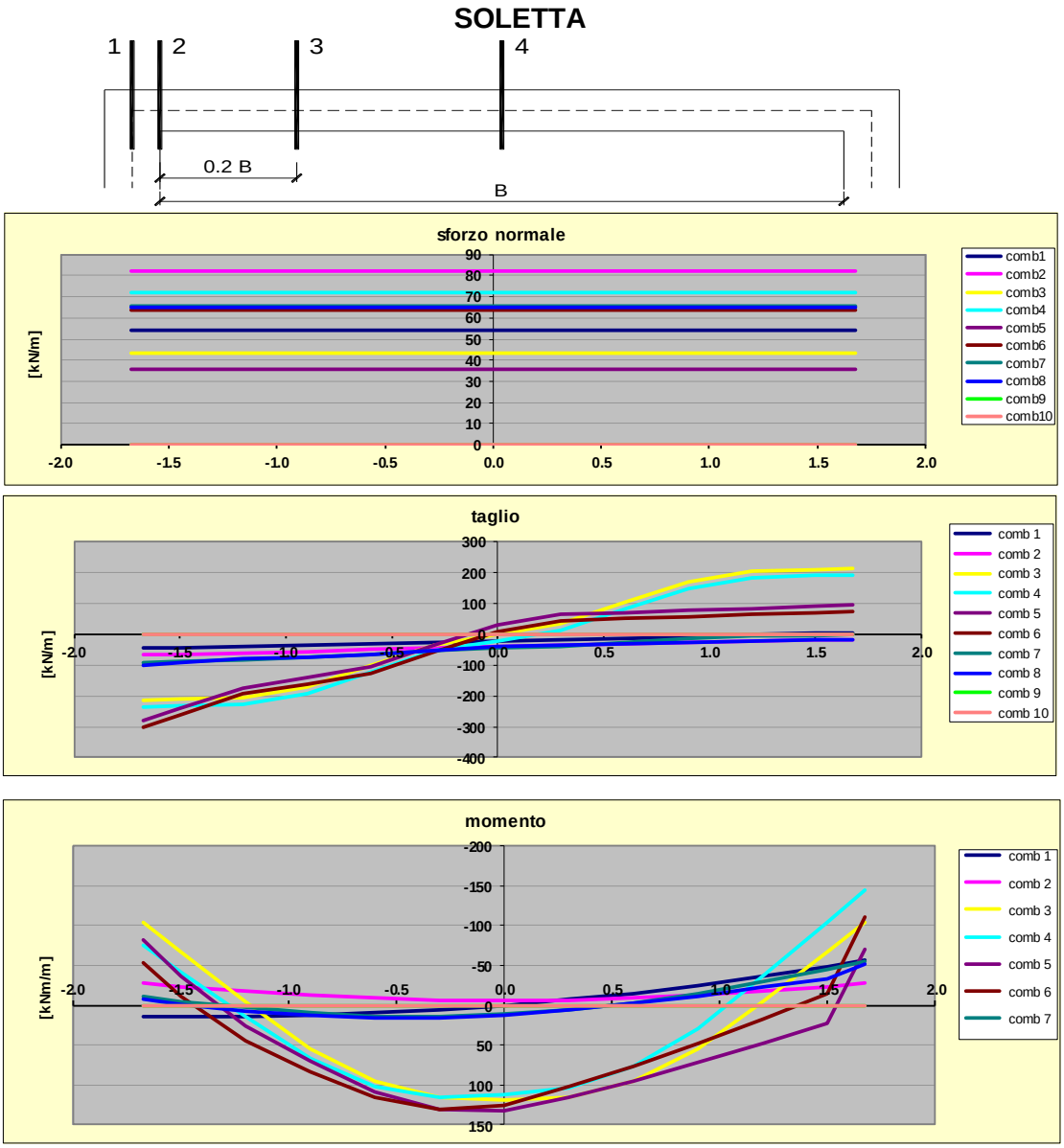
Es = 210000 (MPa)

ε_{ys} = 0.186%

In Figura 17 vengono riportati i diagrammi di sollecitazione in termini di sforzo normale, taglio e momento per la soletta di chiusura dello scatolare in c.a. Essendo una struttura incastrata negli angoli, il momento massimo si esplica nelle zone di congiunzione e il valore massimo negativo è pari a 145.10 kNm.

L’elemento di chiusura è armato superiormente nella zona di incastro con 2 ϕ 16/20 cm mentre in campata vengono installati ϕ 16/20 cm. Inferiormente vengono posati ϕ 20/20 cm. Come mostrato di seguito sono soddisfatte le verifiche strutturali per l’elemento piano.

E’ vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-145.1	72.0	20.1	10.1	186.3
2	-104.3	72.0	20.1	10.1	186.3
3 min	-25.0	54.1	20.1	10.1	184.5
3 max	83.1	63.9	15.7	10.1	151.5
4	131.8	35.5	15.7	10.1	148.7

Verifica soletta

Sez.	V_{Ed}	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	302.5	174.16	12	20.0	40.0	21.80	350.69	**Sezione verificata**
2	262.7	174.19	12	20.0	40.0	21.80	350.69	**Sezione verificata**
3	191.5	162.00	12	20.0	60.0	21.80	233.79	**Sezione verificata**
4	45.5	161.28	12	20.0	60.0	21.80	233.79	**Armatura a taglio non necessaria**

Figura 17: sollecitazioni soletta superiore e verifica delle armature

In Figura 18 vengono riportati i diagrammi di sollecitazione lungo i piedritti. Le pareti sono armate nelle zone prossime all'innesto con gli elementi piani con 2 ϕ 16/20 cm nella parte contro terra e con ϕ 16/20 cm nella parte interna del manufatto.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Le verifiche per le pareti sono soddisfatte, come riportato in

.

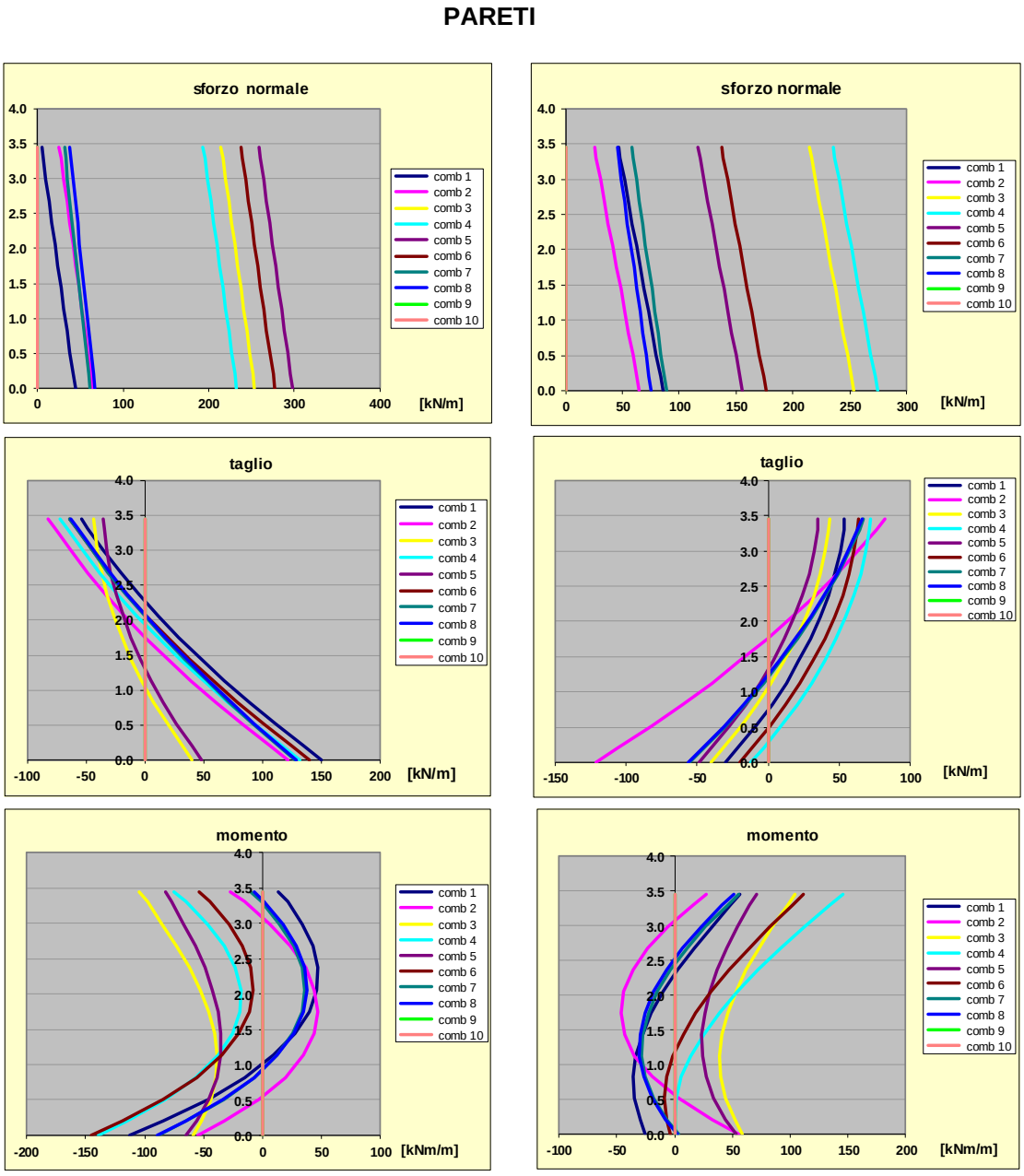
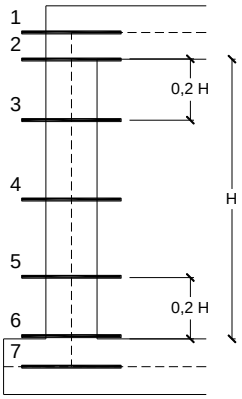


Figura 18: sollecitazioni delle pareti verticali del manufatto

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Verifica pareti

sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-145.1	235.3	20.1	10.1	247.9
2	-134.4	237.0	20.1	10.1	248.2
3 min	-91.9	244.1	20.1	10.1	249.0
3 max	42.5	13.4	10.1	10.1	122.4
4 min	-54.4	251.1	10.1	10.1	153.0
4 max	46.6	44.8	10.1	10.1	126.5
5 min	-56.7	223.6	20.1	10.1	246.5
5 max	35.7	76.2	20.1	10.1	228.0
6	-118.9	275.1	20.1	10.1	252.9
7	-145.4	277.4	20.1	10.1	253.2



Sez.	V_{Ed}	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	82.5	184.11	12	40.0	60.0	21.80	140.75	**Armatura a taglio non necessaria**
2	76.5	184.36	12	40.0	60.0	21.80	140.75	**Armatura a taglio non necessaria**
3	65.2	216.36	12	40.0	60.0	21.80	140.75	**Armatura a taglio non necessaria**
4	47.9	181.37	12	40.0	60.0	21.80	140.75	**Armatura a taglio non necessaria**
5	89.0	185.46	12	40.0	60.0	21.80	140.75	**Armatura a taglio non necessaria**
6	134.4	186.50	12	40.0	60.0	21.80	140.75	**Armatura a taglio non necessaria**
7	150.2	186.83	12	40.0	60.0	21.80	140.75	**Armatura a taglio non necessaria**

Figura 19: verifiche a taglio e flessione delle pareti

In Figura 20 vengono riportati i diagrammi di sollecitazione lungo la fondazione del manufatto in c.a. La platea di fondazione è armata simmetricamente superiormente ed inferiormente con ϕ 20/20 cm.

Le verifiche strutturali riportate in Figura 21 sono soddisfatte con il quantitativo di armatura installata.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

FONDAZIONE

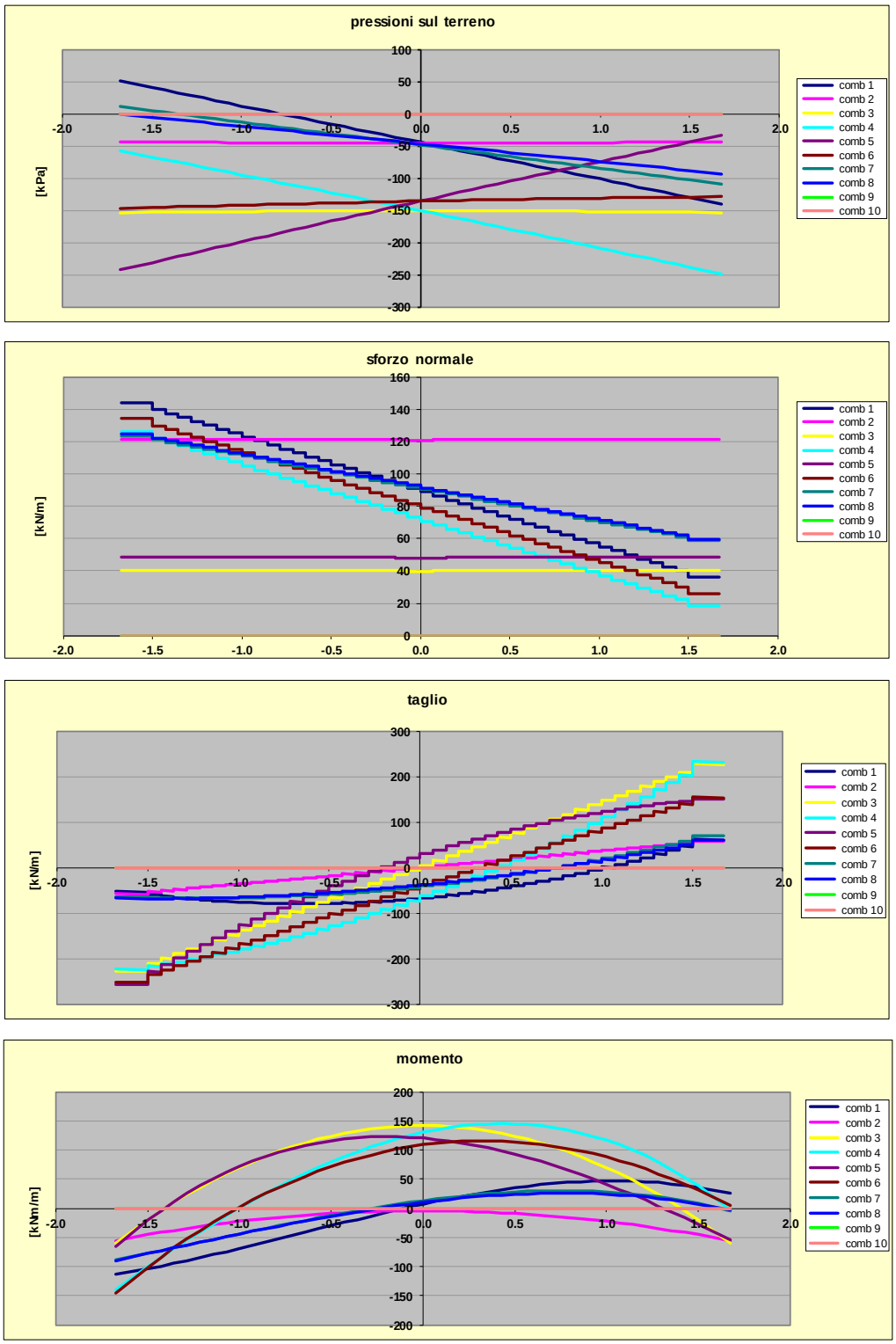
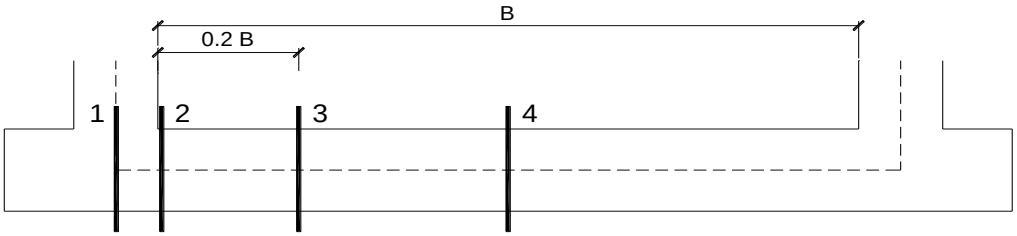


Figura 20: sollecitazioni agenti in fondazione del manufatto

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-145.4	134.4	15.71	15.71	227.3
2	-103.1	144.2	15.71	15.71	228.8
3 min	-63.7	120.5	15.71	15.71	225.2
3 max	123.8	41.7	15.71	15.71	213.3
4	143.3	61.2	15.71	15.71	216.3

Verifica fondazione

Sez.	V_{Ed}	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	255.8	186.49	12	20.0	40.0	21.80	493.83	**Sezione verificata**
2	257.1	186.49	12	20.0	40.0	21.80	493.83	**Sezione verificata**
3	172.3	195.81	12	40.0	60.0	21.80	164.61	**Armatura a taglio non necessaria**
4	101.3	192.03	12	40.0	60.0	21.80	164.61	**Armatura a taglio non necessaria**

Figura 21: verifiche a taglio e flessione della fondazione

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

10.MURO IN C.A.

Il muro in c.a. in esame è un'opera necessaria come sbarramento per interdire la vecchia sede del rio:

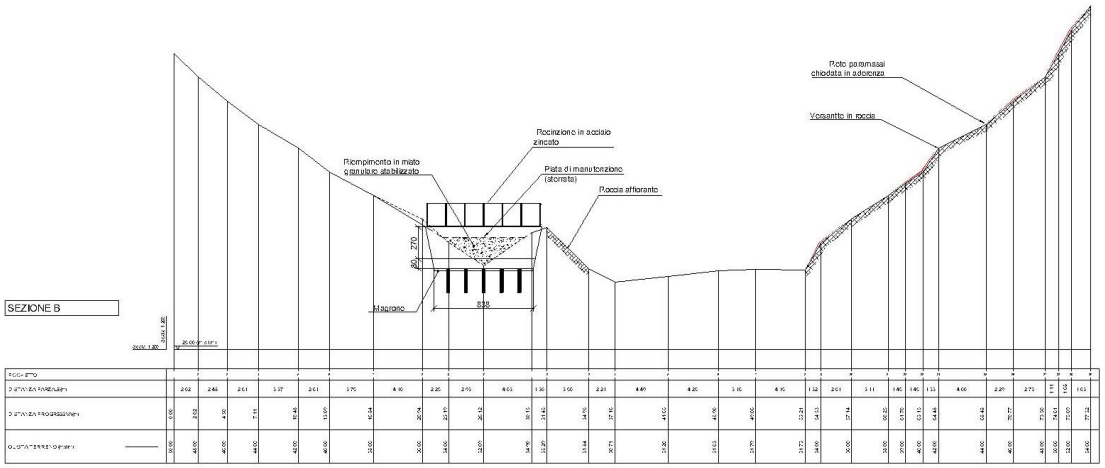


Figura 22: Sezione trasversale muro in c.a.

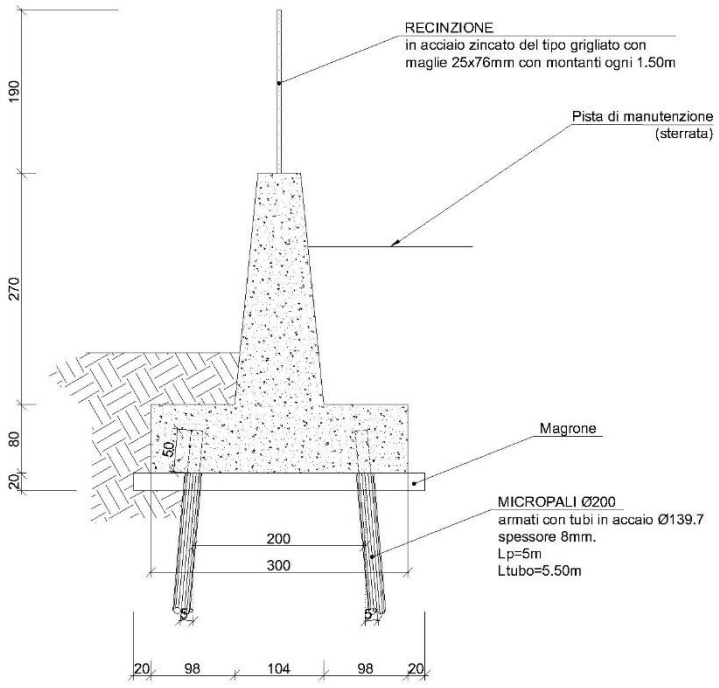


Figura 23: Carpenteria del muro in c.a.

Il muro ha una altezza del paramento di 2.70 m con uno spessore in sommità e al piede rispettivamente di 0.50 m e 1.04 m. La fondazione di dimensioni trasversali

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

0.80x3.00 m è fondata su micropali ∅200mm armati con tubi in acciaio di diametro ∅139.7 e spessore 8mm e lunghezza di 5 m.

10.1Azioni di calcolo

Il calcolo dei muri è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti:

- peso proprio della struttura;
- peso della recinzione;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- pressione del vento;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

10.1.1Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a γ_{cls} = 25 kN/m³.

10.1.2Peso proprio della recinzione

La recinzione prevista è in acciaio zincato del tipo grigliato con maglie 25x76 mm e montanti ad interasse di 1.50 m. cautelativamente si assume un peso a mtreo linerae di 2 kN/m.

10.1.3Peso del terreno a monte dell'opera

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a γ_t = 18 kN/m^3.

10.1.4Pressione del vento

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, a partire dalle prescrizioni di normativa (D.M. 17/01/2018):

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento: $q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot {v_r}^2$

ρ = densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m^3

v_r = velocità di riferimento di progetto in m/s

c_e = coefficiente di esposizione

c_p = coefficiente di pressione

c_d = coefficicente dinamico

Di seguito si riportano tutte le espressioni relative ai parametri suddetti:

$v_r = v_b \cdot c_r$ velocità di riferimento di progetto

$v_b = v_{b0} \cdot c_a$ velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni

v_{b0} = velocità di base di riferimento a livello del mare (vedi tabella successiva)

c_a = coefficiente di altitudine

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$

$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1\right)$ per $a_0 < a_s <$ 1500 m

a_0 = altitudine di riferimento sul livello del mare (vedi tabella successiva)

k_a = coefficiente funzione della zona (vedi tabella successiva)

a_s = altitudine dell'opera sul livello del mare

c_r = coefficiente di ritorno

$c_r = 0.75$ per $T_R = 1$

$c_r = 0.75 + 0.0625 \cdot \ln(T_R))$ per $1 < T_R < 5$

$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right]}$ per $5 \leq T_R < 50$

$c_r = 0.75 \cdot \left\{1 - 0.138 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right]\right\}$ per $T_R \geq 50$

T_R = tempo di ritorno

c_e = coefficiente di esposizione

$c_e(z) = {k_r}^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}) \cdot \left[\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}) + 7\right]$ per $z \leq z_{min}$

$c_e(z) = {k_r}^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7\right]$ per $z > z_{min}$

c_t = coefficiente di topografia (pari ad 1)

c_d = coefficiente dinamico (pari ad 1)

k_r = fattore di terreno (vedi tabella successiva)

z_0 = lunghezza di rugosità (vedi tabella successiva)

z_{min} = altezza minima (vedi tabella successiva)

Per i fattori v_{b0}, a_0, k_a, k_r, z_0, e z_{min} si rimanda alle tabelle seguenti:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 3 Parametri relativi alla zone geografica vb0, a0, ks,

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella 4 Parametri relativi kr, z0, e zmin

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 5 Valori del tempo di ritorno TR

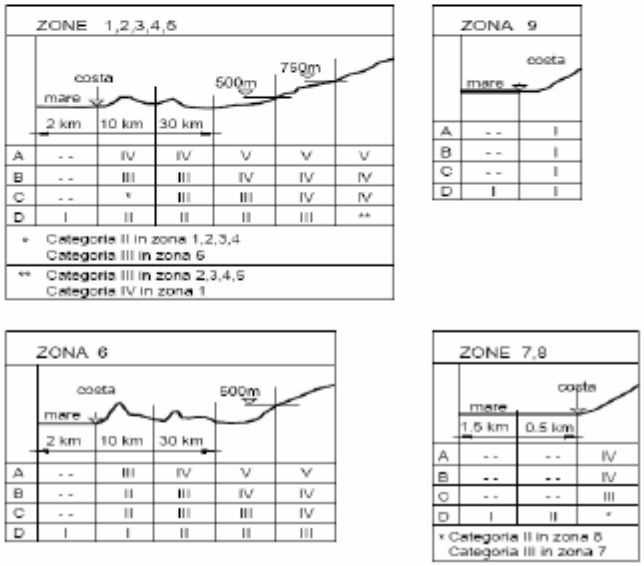
Proprietà della costruzione	$T^*_{R,0}$ (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di 1 anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

Tabella 6 Tabelle per definizione di classe di rugosità ed esposizione

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



in riferimento al progetto in esame si assume quanto segue:

- zona geografica 7
- classe di rugosità del terreno C
- classe di esposizione del sito III
- altitudine sul livello del mare a_s = 30 m s.l.m.m.
- tempo di ritorno T_R = 50 anni

Di seguito si riporta una tabella di calcolo della pressione del vento per la recinzione prevista in progetto:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 7 Calcolo della pressione del vento

Altezza recinzione:	h_{barr} =	**2.00**	m
Altitudine sul livello del mare:	a_s =	**30**	m s.l.m.
Zona di riferimento:		**7**	
Altitudine di riferimento sul livello del mare:	a_0 =	1000	m s.l.m.
Velocità di riferimento base:	$v_{b,0}$ =	28	m/s
Parametro funzione della zona:	k_a =	0.54	1/s
Coefficiente di altitudine:	c_a =	1.00	
Velocità di riferimento:	v_b =	28.00	m/s
Tempo di ritorno:	T_R =	**50**	anni
Coefficiente di ritorno	c_r =	1.000	
Velocità di riferimento di progetto:	v_r =	28.00	m/s
Coefficiente di topografia:	c_t =	**1.00**	
Classe di Rugostià:		**C**	
Categoria di esposizione:		**III**	
Altezza dal suolo:	z =	**3.00**	m
Parametro funzione della classe di esposizione:	k_r =	0.200	
Atezza di riferimento:	z_0 =	0.10	m
Altezza minima:	z_{min} =	5.00	m
Coefficiente di esposizione:	c_e =	1.708	
Coefficiente dinamico	c_d =	**1.00**	
Coefficiente di pressione	c_p =	**1.00**	
Pressione del vento	**p =**	**0.84**	**kN/m²**

10.1.5Spinta statica del terreno a monte delle opere

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; per il muro in progetto, avendo previsto una platea su pali, si può considerare che le deformazioni del terreno siano impedite dalla struttura che non cede in nessun punto, per cui la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

dove K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - sen\varphi$$

dove φè l'angolo di attrito interno del terreno.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro.Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

In sede di calcolo, per il terreno di rinterro a tergo del muro si considera il materiale di risulta degli scavi con le seguenti caratteristiche geotecniche:

- peso dell'unità di volume γ =18 kN/m^3
- coesione drenata c' = 0 kPa
- angolo di resistenza a taglio φ' = 30°

10.1.6Incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sull'opera dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot(1\pm k_v)\cdot K'_a,$$

dove, se $\beta \le \varphi-\vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta+\phi-\vartheta)}{\cos\vartheta\cdot\sin^2\beta\cdot\sin(\beta-\delta-\vartheta)\cdot\left[1+\left(\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\varepsilon-\vartheta)}{\sin(\phi-\delta-\vartheta)\cdot\sin(\beta+\varepsilon)}\right)^{0.5}\right]^2},$$

altrimenti, se $\beta > \varphi-\vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta+\phi-\vartheta)}{\cos\vartheta\cdot\sin^2\beta\cdot\sin(\beta-\vartheta-\delta)}.$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- β = angolo tra intradosso parete e la verticale;
- ϑ = angolo definito come: $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1\pm k_v)}$;
- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

- $a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che nel caso di opere su fondazione indiretta (assunte non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno), assume valore unitario.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.
Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di 0.5·H rispetto alla base della platea.
In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W \qquad F_{i,v} = k_v \cdot W$$

10.2Combinazioni di calcolo

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. 17/01/2018.
In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...$$

- combinazione sismica:

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

- combinazione rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione frequente (SLE reversibile):

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

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

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

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Per quanto concerne il dimensionamento e le verifiche delle opere, la normativa prevede l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali (γ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito della combinazione A1+M1+R3.
Per R3 si intende il set di coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze relativi alla tipologia di verifica da condurre.
Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (A) e sui parametri geotecnici (M) ed adottando per le resistenze gli stessi valori assunti in condizione statica (R3).
I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, dei parametri geotecnici e delle resistenze sono riportati di seguito:

Tabella 8 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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

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

Tabella 9 Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

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

Tabella 10 Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze – Fondazioni su micropali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale [*]	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

[*] da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

10.3Criteri di verifica geotecnica delle fondazioni su micropali

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Determinate le sollecitazioni ultime risultanti ad intradosso platea, si procede al calcolo delle massime sollecitazioni sui singoli micropali di fondazione per il dimensionamento strutturale e geotecnico degli stessi. Tale valutazione viene condotta sulla base della teoria elastica di Matlock& Reese, sotto le seguenti ipotesi di calcolo:

- platea rigida;
- vincolo di incastro tra pali e platea;
- palificata costituita da pali verticali;
- interazione fra i pali trascurabile;
- rotazione della platea e della testa dei pali impedita.

10.3.1Calcolo dei carichi assiali sui micropali

Dato un gruppo di n micropali soggetto ad una quintupla di sollecitazioni relativi ad una determinata combinazione, i carichi agenti alla testa di ciascun palo risultano:

$$N_i = \frac{Fz}{n} + \left[\frac{M_x \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2}\right] - \left[\frac{M_y \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2}\right]$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n}$$

$$V_{yi} = \frac{F_y}{n}$$

dove, fissato un sistema di riferimento XYZ destrorso, avente origine nel baricentro della palificata, con asse Z rivolto verso l'alto, risultano:

- M_x = momento esterno attorno all'asse X;
- M_y = momento esterno attorno all'asse Y;
- F_x = forza orizzontale esterna nella direzione X;
- F_y = forza orizzontale esterna nella direzione Y;
- F_z = forza verticale esterna nella direzione Z;
- N_i = forza verticale agente alla testa del palo;
- V_{xi} = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione X;
- V_{yi} = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione Y;
- x_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione X;
- y_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

direzione Y.

Ciascun micropalo, in virtù dell'inclinazione con cui è posizionato rispetto alla verticale, lo sforzo assiale agente ($N_{i,ass}$) risulta:

$$N_{i,ass} = \frac{N_i}{\cos\alpha_{xi} \cdot \cos\alpha_{yi}}$$

con

- α_{xi} = inclinazione del micropalo i-esimo rispetto alla verticale, in direzione X;
- α_{yi} = inclinazione del micropalo i-esimo rispetto alla verticale, in direzione Y.

Per cui deve risultare per ciascuna combinazione e per ciascun micropalo:

$$Q_{Rd} \geq N_{i,ass} \qquad (1)$$

Inoltre devono verificarsi le seguenti condizioni:

$$Fx \leq \sum_{i=1}^{n} \frac{H_{i,res}}{sen\alpha_{xi}} \qquad (2)$$

$$Fy \leq \sum_{i=1}^{n} \frac{H_{i,res}}{sen\alpha_{yi}} \qquad (3)$$

dove $H_{i,res}$ è la componente orizzontale del residuo di resistenza assiale dei singoli micropali che vale:

$$H_{i,res} = Q_{Rd} - N_{i,ass}$$

Mediante un procedimento iterativo è possibile quindi determinare la lunghezza minima dei micropali affinché siano soddisfatte contemporaneamente le condizioni (1), (2) e (3).

Nel caso in esame i micropali sono disposti verticalmente per cui deve risultare semplicemente:

$$Q_{Rd} \geq N_i$$

10.3.2Capacità portante a carichi assiali

Il calcolo della capacità portante dei micropali di fondazione prevede, come da normativa NTC2018, l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali (γ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito dell'Approccio 2 di norma che prevede la combinazione A1+M1+R3.

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Ed}$$

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi}\left(\frac{Q_s}{R^s_i} + \frac{Q_b}{R^b_i}\right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$Q_s = \alpha$ x D_{perf} x τ x Lp = portata laterale;

Q_b = 10% Qs = portata alla punta;

D_{perf} = diametro di perforazione pari a 200 mm;

α = fattore di incremento del diametro di perforazione = 1.10;

Lp = lunghezza del micropalo di fondazione;

τ = resistenza tangenziale limite tra micropalo e terreno assunta pari 80 kPa per lo strato di copertura e 150 kPa per lo strato di quanrzite (Qud');

ξ = fattore di correlazione funzione del numero di verticali indagate secondo la seguente tabella:

Tabella 11 Fattore di correlazione per la resistenza caratteristica in funzione delle verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

In sede di calcolo, vista la numerosità delle indagini è stato assunto un fattore di correlazione **ξ = 1.70**.

10.3.3Verifiche strutturali dei micropali di fondazione

La determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento per assegnati carichi trasversali (Vp, Mp) applicati in testa viene effettuata risolvendo la seguente equazione differenziale:

$$Ep \cdot Ip \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} - Es \cdot y = 0$$

dove:

Ep = modulo di Young del palo;
Ip = momento di inerzia del palo;

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Es = modulo di reazione orizzontale secante medio del terreno (assunto cautelativamente pari a 50 MPa);
y = spostamento orizzontale.

Tale equazione viene risolta in campo lineare mediante la teoria di Matlock & Reese (1960), che dalle ipotesi di:

- pali interamente immorsati in un terreno omogeneo;
- pali caricati in testa da una forza orizzontale (Vp) ed un momento flettente (Mp)

ricava le espressioni generali di seguito riportate:

$M = (Vp \cdot T) \cdot A_m + Mp \cdot B_m$ momento flettente;

$V = Vp \cdot A_v + \frac{Mp}{T} \cdot B_v$ taglio;

con:

- $Vp = \sqrt{Fx^2 + Fy^2}$ = azione tagliante polare testa micropalo;
- $Mp = \sqrt{Mx^2 + My^2}$ = momento flettente polare testa micropalo;
- $T = \left(\frac{Ep \cdot Ip}{Es} \right)^{0.25}$
- A , B = coefficienti adimensionali funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti $\frac{Lp}{T}$ e $\frac{z}{T}$, essendo Lp la lunghezza del micropalo e z la profondità generica riferita alla testa palo

Per quanto concerne lo sforzo normale, è stato valutato l'andamento lungo il fusto del micropalo mediante la risoluzione dell'equilibrio in direzione assiale per ciascun concio in cui questo è stato suddiviso, secondo la seguente espressione:

$$N(z) = N_{Sd} - \frac{Q_s(z)}{FS_s} + Wp$$

con significato dei termini già noto.
Mediante le espressioni di Matlock & Reese appena descritte, vengono valutate le sollecitazioni di taglio e di momento lungo i fusti dei micropali di fondazione per ciascuna combinazione di carico definita, e sulle quelle risultanti più gravose, vengono condotte le relative verifiche strutturali.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Le verifiche a flessione e a taglio vengono condotte allo S.L.U. calcolando la tensione ideale sul tubo in acciaio:

$$\sigma_{id} = \sqrt{{\sigma_n}^2 + 3 \cdot {\tau_t}^2} \leq f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M1}$$

dove:

- $\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W}$ = tensione normale;
- $\tau_t = \frac{V_{Ed}}{Av}$ = tensione tangenziale;
- W = Modulo di resistenza della sezione;
- f_{yd}= tensione di snervamento dell'acciaio;
- γ_{M1} = 1.05 = coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature;
- Av = area della sezione resistente a taglio (Av $= \frac{2}{\pi}$A);
- A = area della sezione.

10.4Risultati delle verifiche

10.4.1Verifica della capacità portante assiale dei pali di fondazione

A partire da quanto espresso nel capitolo sui criteri di dimensionamento dei micropali di fondazione, è stato condotto il calcolo della palificata considerando la seguente stratigrafia di calcolo da piano campagna:

- **Strato di copertura da 0÷2 m**

peso dell'unità di volume	γ = 18 kN/m^3
coesione drenata	c' = 0 kPa
angolo di resistenza a taglio residuo	φ' = 30°

- **Quiarzite Qud' 1 > 2 m**

peso dell'unità di volume	γ = 20 kN/m^3
coesione drenata	c' = 10 kPa
angolo di resistenza a taglio	φ' = 35°

La combinazione più gravosa risulta essere quella sismica n° 4 in cui la massima azione assiale sui pali risulta pari a Q_{Ed} = -200.99 kN. In sede progettuale è stata assegnata una lunghezza dei pali Lp = 5 m la cui capacità portante risulta pari a Q_{Rd} = 256.13 kN, maggiore di quella agente con un fattore di sicurezza FS = 1.27 > 1 (già fattorizzato).
Per i dettagli di calcolo si rimanda al tabulato di calcolo allegato alla presente relazione.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

10.4.2Verifica strutturale del micropalo

Per la verifica strutturale del micropalo si considera cautelativamente l'inviluppo delle sollecitazioni massime per ogni combinazione, e a partire da queste si determina la massima tensione sul tubo:

Dtubo =	**139.7**	mm	0.140 m
stubo =	**8.0**	mm	0.008 m
Atubo =	3309.98	mm^2	3.3E-03 m^2
Imicr =	7.20E-06	m^4	

N_{Ed} =	**-200.99**	kN
V_{Ed} =	**53.57**	kN
M_{Ed} =	**-14.76**	kNm

σ_N (MPa)	σ_M (MPa)	τ (MPa)	σ_{id} (MPa)
60.72	143.13	32.37	211.42

Come si evince dal calcolo su esposto, la massima tensione ultima agente è pari a σ_{Ed} = **211.42 MPa** < f_{yd} = 338.10 MPa, per cui la verifica risulta soddisfatta.

10.5Modello di calcolo strutturale

Le verifiche strutturali delle singole membrature del muro sono state condotte mediante un modello piano, facendo riferimento alla maggiore sezione dell'opera e riconducendo i carichi agenti sull'opera per metro lineare di struttura.

Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali:

- Paramento: viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni di spinta della frana; il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.

- Platea di fondazione: il calcolo della platea di fondazione viene effettuata facendo riferimento alle azioni trasmesse dai pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita. La platea a monte viene modellata longitudinalmente come una mensola incastrata al paramento caricata con un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, della platea e

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

all'eventuale sovraccarico a monte e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli pali. La mensola di valle invece viene modellata mediante un modello Struct&Ties.

Di seguito si riportano le tabelle di sintesi delle verifiche strutturali, mentre per i dettagli di calcolo si rimanda al tabulato allegato alla relazione.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 12 Verifica a presso-flessione e taglio del paramento verticale

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	45 MPa	fctm =	3.35 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	21.17 MPa	f'cd =	10.58 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.56 MPa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 MPa	cotθ =	2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	7.70 cm		

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	As_{nec} (cm²/m)	As_{min} (cm²/m)	As_{prog} (cm²/m)	h da estr. **platea** (m)
0.00	50.00	42.30	-2.60	2.63	0.00	0.00	0.12	8.19	19.01	2.70
1.00	55.40	47.70	-6.35	3.55	0.00	0.00	0.10	9.24	19.01	2.43
2.00	60.80	53.10	-10.85	4.68	0.00	0.00	0.07	10.28	19.01	2.16
3.00	66.20	58.50	-16.10	6.25	0.00	0.00	0.04	11.33	19.01	1.89
4.00	71.60	63.90	-22.09	8.46	0.00	0.00	0.02	12.38	19.01	1.62
5.00	77.00	69.30	-28.84	11.54	0.00	0.00	0.02	13.42	19.01	1.35
6.00	82.40	74.70	-36.33	15.69	0.00	0.00	0.03	14.47	19.01	1.08
7.00	87.80	80.10	-44.57	21.13	0.00	0.00	0.05	15.51	19.01	0.81
8.00	93.20	85.50	-53.56	28.09	0.00	0.00	0.10	16.56	19.01	0.54
9.00	98.60	90.90	-63.31	36.76	0.00	0.00	0.16	17.61	19.01	0.27
10.00	104.00	96.30	-73.79	47.38	0.00	0.00	0.25	18.65	19.01	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
M_{Ed} = Momento flettente ultimo
As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto
μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
As_{min} = Area di armatura tesa minima
θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm²/m)	Asw/s_{nec} (cm²/m)	Asw/s_{prog} (cm²/m)	h da estr. **platea** (m)
0.00	50.00	42.30	3.28	219.32	4028.76	6.52	0.00	8.38	2.70
1.00	55.40	47.70	3.67	231.97	4543.07	6.52	0.00	8.38	2.43
2.00	60.80	53.10	4.87	244.05	5057.38	6.52	0.00	8.38	2.16
3.00	66.20	58.50	6.87	255.64	5571.69	6.52	0.00	8.38	1.89
4.00	71.60	63.90	9.66	266.82	6085.99	6.52	0.00	8.38	1.62
5.00	77.00	69.30	13.25	282.52	6600.30	6.52	0.00	8.38	1.35
6.00	82.40	74.70	17.64	298.68	7114.61	6.52	0.00	8.38	1.08
7.00	87.80	80.10	22.83	314.66	7628.92	6.52	0.00	8.38	0.81
8.00	93.20	85.50	28.81	330.51	8143.23	6.52	0.00	8.38	0.54
9.00	98.60	90.90	35.59	346.21	8657.54	6.52	0.00	8.38	0.27
10.00	104.00	96.30	43.17	361.79	9171.85	6.52	0.00	8.38	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa
Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Come si evince, disponendo armatura longitudinale sul lembo teso pari a ∅22/20 (19.01 cm^2) ed armatura trasversale costituita da spilli ∅16/40x60 (8.38 cm^2), le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 13 Verifica a flessione e taglio della fondazione – Lembo inferiore

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO INFERIRORE

Combinazione di verifica: 5

Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte	LTl =	0.98	m
Lunghezza mensola a valle	SPl =	0.98	m
Interasse longitudinale	ilong =	1.50	m

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione	Rck =	45	MPa
	fcd =	24.90	MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio	fyk =	450	MPa
	fyd =	391.30	MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1	P1 =	-162.90	kN
Sollecitazione palo P2	P2 =	-148.69	kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea	υ =	45	°
Larghezza collaborante palo P1	b1 =	1.22	m
Larghezza collaborante palo P2	b2 =	1.50	m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

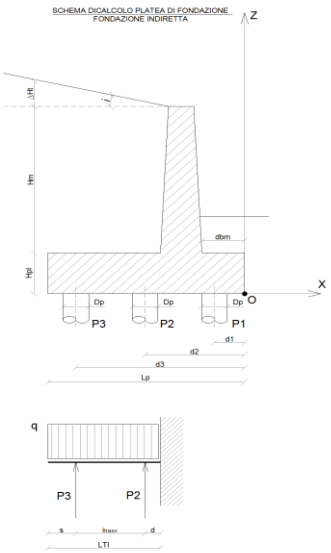
Sollecitazione per metro lineare P1	P1 =	-133.52	kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2	P2 =	-99.13	kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1	d1 =	0.50	m
Distanza bordo platea e asse palo P2	d2 =	2.50	m
Distanza bordo platea - lato interno muro	dbm =	2.02	m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte	qt =	68.60	KN/m/m
Carico stradale di monte	qstr =	0.00	KN/m/m
Carico totale su platea di monte	q =	68.60	KN/m/m



Diagrammi delle sollecitazioni

x (m)	Mtot (kNm/m)	Vtot (kN/m)
0.00	14.64	-31.90
0.10	11.18	-38.62
0.20	7.07	-45.35
0.29	2.30	-52.07
0.39	-3.14	-58.79
0.49	-8.24	33.61
0.59	-5.27	26.89
0.69	-2.96	20.17
0.78	-1.32	13.45
0.88	-0.33	6.72
0.98	0.00	0.00

Mmax⁺ = 14.64 kNm/m *(lato inferiore platea di monte)*
Vmax = 33.61 kN/m

PLATEA LATO MONTE

Verifiche a Presso-flessione

Descriz.	HP (m)	c (m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$As_{long,nec}$ (cm^2/m)	$As_{long,min}$ (cm^2/m)	$As_{long,prog}$ (cm^2/m)	$As_{trasv,prog}$ (cm^2/m)
Mmax+	0.80	0.050	14.64	0.001	0.001	0.50	11.26	19.01	10.05

Verifica a Taglio

Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.00	MPa
	k =	1.516	
Area delle armature longitudinale	Asl =	3142	mm^2/m
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0.0042	
Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento	v_{min} =	0.40	MPa

Descriz.	HP (m)	c (m)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	cotθ (1-2,5)	Asw/s_{min} (cm^2/m)	Asw/s_{nec} (cm^2/m)	Asw/s_{prog} (cm^2/m)
Vmax	0.80	0.05	33.61	341.34	3361.50	2.00	6.52	-	8.38

HP = Spessore della fondazione
c = Copriferro
M_{Ed} = Momento ultimo del palo
V_{Ed} = Taglio ultimo agente sul palo
V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura
V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse
μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato
ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

$As_{long,min}$ = Area armatura longitudinale minima di normativa
$As_{long,nec}$ = Area armatura longitudinale necessaria
$As_{long,prog}$ = Area armatura longitudinale di progetto
$As_{trasv,prog}$ = Area armatura trasversale di progetto
Asw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa
Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria
Asw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 14 Verifica a flessione e taglio della fondazione – Lembo superiore

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO SUPERIORE

Combinazione di verifica: 3

Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte	LTl =	0.98	m
Lunghezza mensola a valle	SPl =	0.98	m
Interasse longitudinale	ilong =	1.50	m

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione	Rck =	45	MPa
	fcd =	24.90	MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio	fyk =	450	MPa
	fyd =	391.30	MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1	P1 =	-195.49	kN
Sollecitazione palo P2	P2 =	-86.24	kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea	υ =	45	°
Larghezza collaborante palo P1	b1 =	1.22	m
Larghezza collaborante palo P2	b2 =	1.50	m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

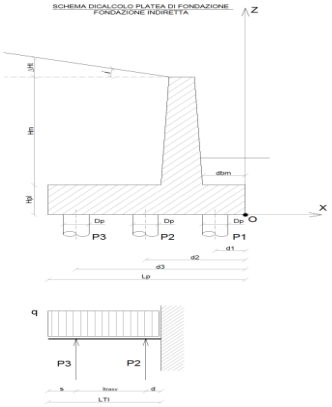
Sollecitazione per metro lineare P1	P1 =	-160.23	kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2	P2 =	-57.49	kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1	d1 =	0.50	m
Distanza bordo platea e asse palo P2	d2 =	2.50	m
Distanza bordo platea - lato interno muro	dbm =	2.02	m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte	qt =	68.60	KN/m/m
Carico stradale di monte	qstr =	0.00	KN/m/m
Carico totale su platea di monte	q =	68.60	KN/m/m



Diagrammi delle sollecitazioni

x (m)	Mtot (kNm/m)	Vtot (kN/m)
0.00	-5.35	9.74
0.10	-4.72	3.01
0.20	-4.76	-3.71
0.29	-5.45	-10.43
0.39	-6.80	-17.15
0.49	-8.24	33.61
0.59	-5.27	26.89
0.69	-2.96	20.17
0.78	-1.32	13.45
0.88	-0.33	6.72
0.98	0.00	0.00

Mmax` = -8.24 kNm/m *(lato superiore platea di monte)*
Vmax = 33.61 kN/m

PLATEA LATO MONTE

Verifiche a Presso-flessione

Descriz.	HP (m)	c (m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$As_{long,nec}$ (cm^2/m)	$As_{long,min}$ (cm^2/m)	$As_{long,prog}$ (cm^2/m)	$As_{trasv,prog}$ (cm^2/m)
Mmax-	0.80	0.070	8.24	0.0006	0.0006	0.29	14.14	19.01	10.05

Verifica a Taglio

Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.00	MPa
	k =	1.513	
Area delle armature longitudinale	Asl =	3141.59	mm^2/m
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0.0041	
Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento	v_{min} =	0.40	MPa

Descriz.	HP (m)	c (m)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	cotθ (1-2,5)	Asw/s_{min} (cm^2/m)	Asw/s_{nec} (cm^2/m)	Asw/s_{prog} (cm^2/m)
Vmax	0.80	0.040	33.61	343.59	3406.32	2	6.52	-	8.38

HP = Spessore della fondazione
c = Copriferro
M_{Ed} = Momento ultimo agente
V_{Ed} = Taglio ultimo agente
V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura
V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse
μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato
ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

$As_{long,min}$ = Area armatura longitudinale minima di normativa
$As_{long,nec}$ = Area armatura longitudinale necessaria
$As_{long,prog}$ = Area armatura longitudinale di progetto
$As_{trasv,prog}$ = Area armatura trasversale di progetto
Asw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa
Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria
Asw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Come si evince, disponendo sul entrambi i lembi armatura longitudinale pari a ∅22/20 (19.01 cm^2) ed armatura trasversale costituita da spilli ∅16/40x60 (8.38 cm^2) le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

11.CANALE

11.1 Descrizione dell'opera

L'opera di riinalveazione dei rii consta in un canale (manufatto ad U) che, a monte della vasca di decantazione, operando in serie, raccoglie le acque provenienti dai rii San Michele e Mazzeno, rallentano la corrente per mezzo di strozzature:

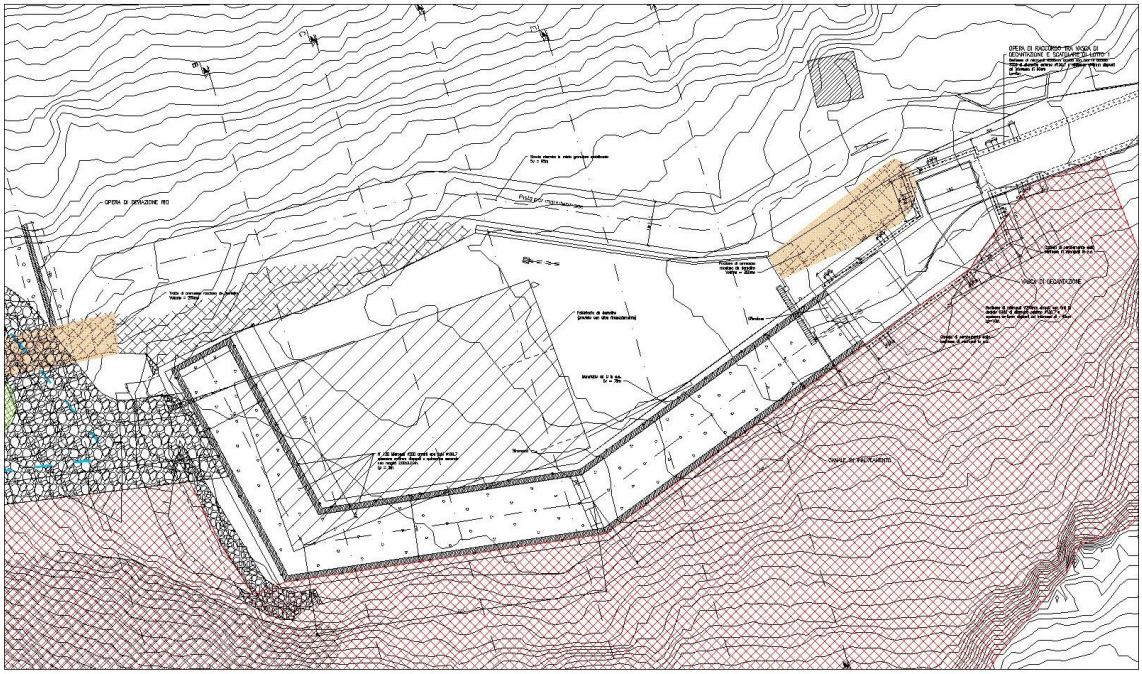


Figura 24: Planimetria di dettaglio

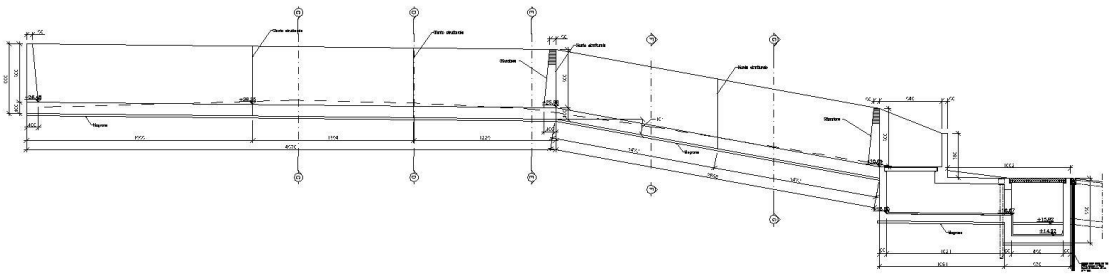


Figura 25: Profilo delle opere in serie

Il canale di inalveazione è costituito da un manufatto ad U in c.a. di sezione netta interna 5.00x5.00 m con sormontata sul piedritto di monte una recinzione a protezione di cadute accidentali:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

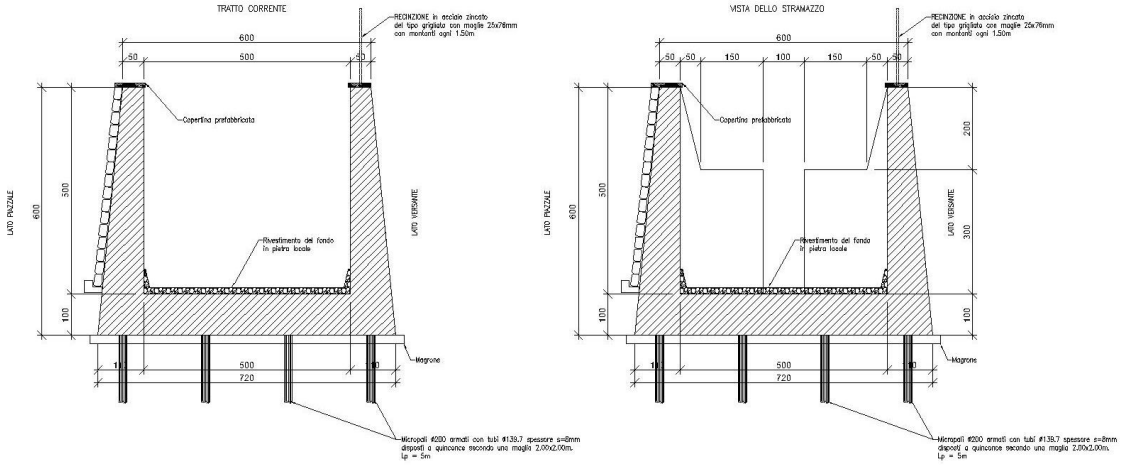


Figura 26: Sezione tipo del manufatto e dello stramazzo

Lungo il canale sono presenti n° 2 stramazzi realizzati mediante un paramento trasversale con una feritoia centrale di 1.00x3.00 m ed uno sfioro superiore trapezio 4.00x2.00 m.

Poiché il manufatto ad U è soggetto ad una spinta asimmetrica, ovvero solo lato monte, ai fini del dimensionamento dell'opera, a vantaggio di sicurezza, il manufatto è stato schematizzato come un muro classico a L (si trascura la presenza del piedritto di valle) su fondazione diretta, considerando i micropali di fondazione solo come cuciture del terreno di base costituito da roccia fratturata (Qud'):

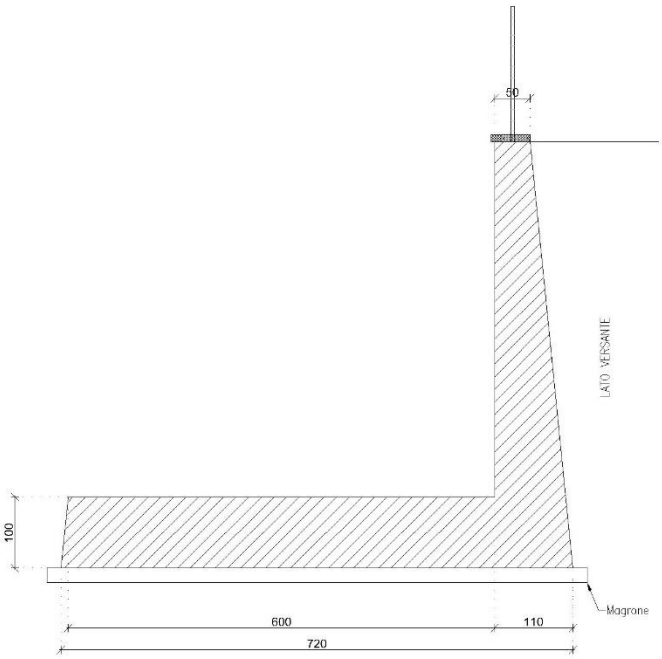


Figura 27: Schema di calcolo del muro

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

11.2Azioni di calcolo dei muri di sostegno

Il calcolo è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- peso proprio della recinzione;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- pressione del vento
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

11.2.1Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma cls = 25$ kN/m³

11.2.2Peso proprio della recinzione

La recinzione prevista è in acciaio zincato del tipo grigliato con maglie 25x76 mm e montanti ad interasse di 1.50 m. cautelativamente si assume un peso a mtreo linerae di 2 kN/m.

11.2.3Peso del terreno a monte dell'opera

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma t = 20$ kN/m^3.

11.2.4Pressione del vento

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, a partire dalle prescrizioni di normativa (D.M. 17/01/2018):

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento: $q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot {v_r}^2$

ρ = densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m^3

v_r = velocità di riferimento di progetto in m/s

c_e = coefficiente di esposizione

c_p = coefficiente di pressione

c_d = coefficicente dinamico

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Rimandando ai dettagli di calcolo già illustrati ne capitolo relativo al muro in c.a., la pressione del vento sulla recinzione in testa al piedritto di monte del canale risulta pari a p=0.84 kN/m^2.

11.2.5Spinta statica del terreno a monte del muro

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte dell'opera che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.
L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ, su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente).

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a ,$$

Ka rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come:

$$Ka = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta(\cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2} ,$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno, β rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale (β = 90° per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-muro, ε è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.
La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro.
Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).

11.2.6Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.
Il D. Min. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.
Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.
La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a ,$$

dove, se $\beta \leq \varphi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos\vartheta \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}\right)^{0.5}\right]^2} ,$$

altrimenti, se $\beta > \varphi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos\vartheta \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)} .$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:
β = angolo tra intradosso parete e la verticale;
ϑ = angolo definito come: $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$;
$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale;
$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;
a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità;
$\beta m = 0.38$, coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.
In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$Fi,h = kh \cdot W.$$
$$Fi,v = kv \cdot W.$$

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

11.2.7Stratigrafia di calcolo

A partire da quanto ad oggi è noto sulla litologia in loco, il calcolo geotecnico dell'opera è stato condotto assumendo cautelativamente la seguente parametrizzazione geotecnica (da validare in sede costruttiva):

- **Strato di copertura da 0÷2 m da p.c.**

peso dell'unità di volume	$\gamma = 18$ kN/m^3
coesione drenata	c' = 0 kPa
angolo di resistenza a taglio residuo	φ' = 30°

- **Quarzite Qud' > 2 m da p.c.**

peso dell'unità di volume	$\gamma = 20$ kN/m^3
coesione drenata	c' = 10 kPa
angolo di resistenza a taglio	φ' = 35°

Il riempimento a tergo dell'opera viene realizzato con il materiale di risulta degli scavi della quarzite Qud', per cui si possono mantenere gli parametri geotecnici trascurando cautelativamente la coesione. La falda è stata posta a quota p.c.

11.3Analisi di calcolo

Il paramento verticale e la zattera di fondazione sono calcolati per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, la spinta del terreno, il carico variabile da traffico posto a monte, le spinte sismiche e le forze di inerzia. Gli elementi strutturali vengono suddivisi in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso – flessione e taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo agli SLE a fessurazione.

11.3.1Verifiche geotecniche

Le verifiche del muro sono state condotte in tutte le combinazioni previste e di seguito si riporta una tabella dei fattori di sicurezza ottenuti secondo le varie combinazioni.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)
1	A1+M1+R3.	Statica	1.31	7.95	6.65
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	1.28	8.21	6.76
3	A1+M1+R3.	Statica + Acqua	1.31	12.23	1.22
4	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	1.37	453.10	8.98
5	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	1.50	15.37	8.35
6	Freq.	Fessurazione - Frequente	1.83	12.41	9.70
7	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	1.83	12.41	9.70

Legenda:
Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento
Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento
Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate

Tabella 15 – Fattori di sicurezza per le Verifiche Geotecniche

Come si evince tutti i fattori di sicurezza risultano maggiori dell'unità, pertanto le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

11.3.2Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche del paramento verticale e della zattera di fondazione riportate di seguito sono relative alla sola combinazione più gravosa, ovvero la n° 2:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	45	MPa	fctm =	3.35 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	21.17	MPa	f'cd =	10.58 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.56	MPa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30	MPa	cotθ =	2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30	MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	7.70	cm		

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	As_{nec} (cm²/m)	As_{min} (cm²/m)	As_{prog} (cm²/m)	h da estr. **platea** (m)
0.00	50.00	42.30	-2.60	-0.65	0.00	0.00	0.00	8.19	15.71	5.00
1.00	55.00	47.30	-9.49	1.11	0.00	0.00	0.00	9.16	15.71	4.50
2.00	60.00	52.30	-17.66	3.64	0.00	0.00	0.00	10.13	15.71	4.00
3.00	65.00	57.30	-27.10	7.67	0.00	0.00	0.00	11.10	15.71	3.50
4.00	70.00	62.30	-37.83	13.98	0.00	0.00	0.03	12.07	15.71	3.00
5.00	75.00	67.30	-49.83	23.32	0.00	0.00	0.18	13.03	15.71	2.50
6.00	80.00	72.30	-63.12	36.44	0.01	0.01	0.41	14.00	15.71	2.00
7.00	85.00	77.30	-77.68	54.11	0.01	0.01	0.71	14.97	15.71	1.50
8.00	90.00	82.30	-93.52	77.08	0.01	0.01	1.11	15.94	20.73	1.00
9.00	95.00	87.30	-110.64	106.11	0.01	0.01	1.61	16.91	20.73	0.50
10.00	100.00	92.30	-129.04	141.96	0.01	0.01	2.20	17.88	20.73	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
M_{Ed} = Momento flettente ultimo
As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto
μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
As_{min} = Area di armatura tesa minima
θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm²/m)	Asw/s_{nec} (cm²/m)	Asw/s_{prog} (cm²/m)	h da estr. **platea** (m)
0.00	50.00	42.30	3.28	205.82	4028.76	6.52	0.00	8.38	5.00
1.00	55.00	47.30	4.03	216.83	4504.97	6.52	0.00	8.38	4.50
2.00	60.00	52.30	6.31	230.33	4981.18	6.52	0.00	8.38	4.00
3.00	65.00	57.30	10.09	245.92	5457.39	6.52	0.00	8.38	3.50
4.00	70.00	62.30	15.39	261.30	5933.61	6.52	0.00	8.38	3.00
5.00	75.00	67.30	22.21	276.49	6409.82	6.52	0.00	8.38	2.50
6.00	80.00	72.30	30.54	291.52	6886.03	6.52	0.00	8.38	2.00
7.00	85.00	77.30	40.39	306.39	7362.24	6.52	0.00	8.38	1.50
8.00	90.00	82.30	51.75	321.14	7838.45	6.52	0.00	8.38	1.00
9.00	95.00	87.30	64.62	335.76	8314.67	6.52	0.00	8.38	0.50
10.00	100.00	92.30	79.01	350.26	8790.88	6.52	0.00	8.38	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa
Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella 16 – Verifica a presso-flessione e taglio del paramento

Come si evince, disponendo sul lembo teso armatura longitudinale pari a ∅20/20+∅16/40 (20.73 cm^2) ed armatura trasversale costituita da spilli ∅16/40x60 (8.38 cm^2) le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

La stessa armatura viene disposta a vantaggio di sicurezza anche sul piedritto di valle.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	45.00	Mpa	fctm =	3.35 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	24.90	Mpa	f'cd =	12.45 Mpa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	3.42	Mpa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30	Mpa	cotθ =	2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30	Mpa		
Distanza asse armatura:da filo muro:	c =	7.10	cm		

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	As_{nec} (cm²/m)	As_{min} (cm²/m)	As_{prog} (cm²/m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	0.00
1	100	92.9	0.00	5.71	0.0003	0.0003	0.16	17.99	19.01	1.50
2	100	92.9	0.00	31.05	0.0014	0.0014	0.86	17.99	19.01	3.00
3	100	92.9	0.00	88.33	0.0041	0.0041	2.44	17.99	19.01	4.50
4	100	92.9	0.00	189.89	0.0088	0.0089	5.27	17.99	19.01	6.00
Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
6	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
7	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
8	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
9	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
10	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
M_{Ed} = Momento flettente ultimo
As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto
μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
As_{min} = Area di armatura tesa minima
θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm²/m)	Asw/s_{nec} (cm²/m)	Asw/s_{prog} (cm²/m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	100	92.3	0.00	350.26	4136.89	6.52	0.00	8.38	0.00
1	100	92.9	8.98	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	1.50
2	100	92.9	26.17	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	3.00
3	100	92.9	51.58	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	4.50
4	100	92.9	85.20	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	6.00
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
6	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
7	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
8	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
9	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
10	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa
Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella 17 – Verifica a flessione e taglio della fondazione

Come si evince, disponendo su entrambi i lembi armatura longitudinale pari a ∅22/20 (19 cm^2) ed armatura trasversale costituita da spilli ∅16/40x60 (8.38 cm^2) le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

Per il dettaglio dei calcoli si rimanda al tabulato di calcolo allegato.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

12.BRIGLIA

Il corrispondenza del Rio Mazzeno, poco prima della deviazione dell'alevo, si prevede la realizzazione di una briglia selettiva costituita da una fondazione su micropali con ancorati in sommità i "pettini" necessari a contenere il trasporto di massi di grosse dimensioni:

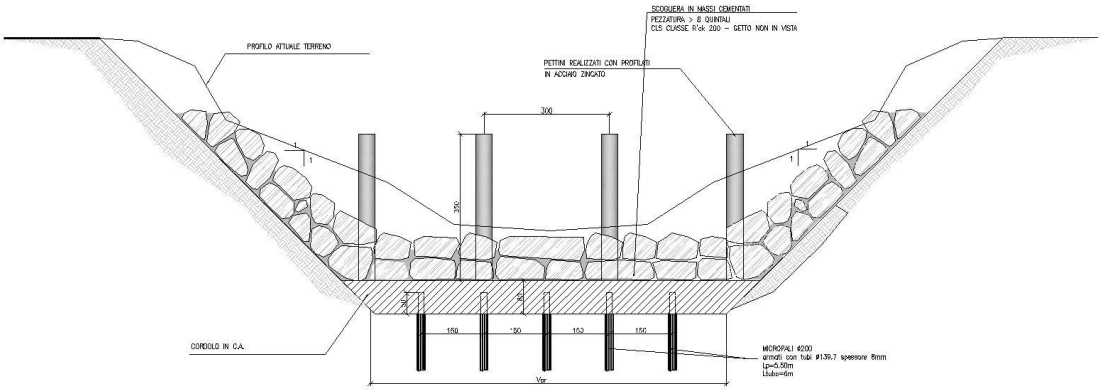


Figura 28: Sezione trassversale della briglia

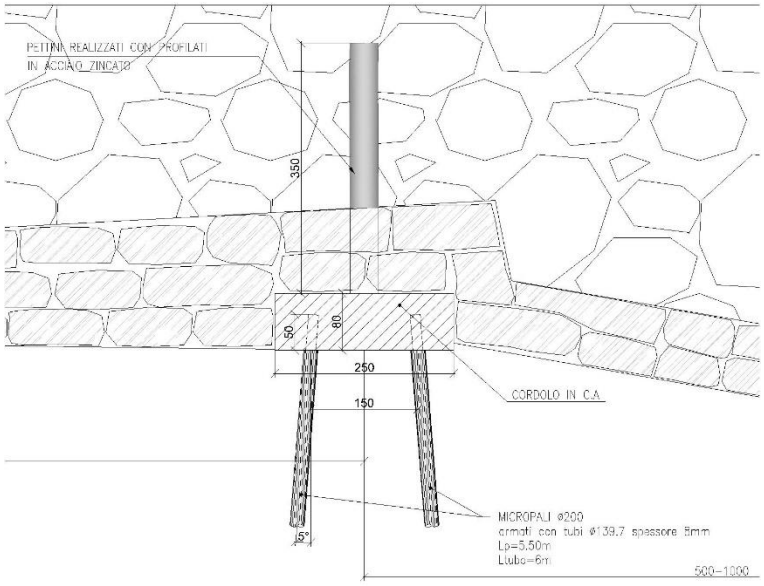


Figura 29: Carpenteria della briglia

La fondazione di dimensioni trasversali 0.80x2.50 m è fondata su micropali ∅200mm armati con tubi in acciaio di diametro ∅139.7 e spessore 8mm e lunghezza di 5.50 m.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

12.1Azioni di calcolo

Il calcolo della briglia è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti:

- peso proprio della fondazione;
- peso prorpio dei pettini;
- peso della scogliera;
- azione d'impatto della massa liquido-fluida.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

12.1.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a γ_{cls} = 25 kN/m³.

12.1.2 Peso proprio del pettine

Il singolo pettine è realizzato da un **profilato circolare ∅406.4 mm e spessore s = 12.5 mm,** il cui peso a metro linerae è pari 1.21 kN/m.

12.1.3 Peso della scogliera

A protezione della fondazione della briglia è prevista una scogliera in massi cementati di spessore pari a circa 1 m a cui viene attribuito un peso per unità di volume è pari a γ_{sc} = 24 kN/m^3.

12.1.4 Azione d'impatto della massa liquido-fluida

Per calcolare l'opera in esame è necessario valutare la spinta del materiale trasportato dal rio. Per tale dimensionamento sono state utilizzate le istruzioni riportate nel manuale di progettazione delle opere di difesa redatto dal ministero delle infrastrutture giapponese (National Institution for Land and Infrastructure Management, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, 2018).

La forza esercitata dalla massa liquido-fluida impattante la struttura è stimata come

$$F_L = C_d \rho_d h B U^2$$

dove

- ρ_d = densità del materiale trasportato
- h = altezza libera della struttura intercettante la corrente

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

- B = larghezza della struttura intercettante la corrente
- U = velocità della corrente
- C_d = coefficiente di trascinamento ottenuto sperimentalmente. La normativa giapponese prevede $C_d = 1$, ma recenti esperimenti (Horiguchi e Komatsu, 2018) suggeriscono di raddoppiare tale coefficiente, che è posto quindi pari a 2 nella presente progettazione.

Tenuto conto che il pettine è costituito da un profilato circolare ∅406.4 mm, risulta quanto segue:

- $\rho_d = 2500$ kg/m^3
- h = 2.50 m
- B = 0.406 m
- U = 5 m/s, assunta per il tratto in esame con pendenza di circa 10%
- $C_d = 2$
- **F_L = 126.87 kN/pettine**

12.2Analisi di calcolo

Da quanto su esposto le azioni trasmesse da ciascun pettine ad estradosso fondazione risultano:

- **Azione di taglio: F_L = 126.87 kN/pettine**
- **Momento flettente: M_L = 285.46 kNm/pettine (momento dovuto al trasporto di F_L)**
- **Azione assiale: N_L = 4.24 kN/pettine**

A partire di tali azioni si procede la calcolo geotecnico e strutturale della briglia.

12.2.1Verifica dei micropali

Il calcolo della palificata viene condotto per un concio di 1.50 m, pari all'interasse longitudinale dei micropali. Per quanto riguarda quindi le sollecitazioni trasmesse dai pettini, poiché questi sono disposti ad interasse di 3 m, saranno divise per 2 al fine di determinare il contributo di azione agente su giascun concio da 1.50 m.
Il dimensionamento geotecnico e strutturale dei micropali viene condottp con le medesime assunzioni e parametrizzazioni già illustrate per il muro in c.a. (Cap. 10). Essendo inoltre che l'azione di diemnsionamento è una azione eccezionale, vengono posti pari ad 1 i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni.

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 18 Tabulato di calcolo geotecnico

Dati platea di fondazione

Diametro di perforazione	Dperf =	**200**	mm	0.200 m
Diametro esterno tubo	Dtubo =	**139.7**	mm	0.140 m
Spessore tubo	stubo =	**8.0**	mm	0.008 m
Area tubo	Atubo =	3309.98	mm^2	3.3E-03 m^2
Modulo di Young del tubo in acciao	Eacc =	**2100000**	MPa	
Peso tubo per ml	Wtubo =	0.260	kN/m	
Classe di resistenza del cls del micropalo		**C25/30**		
Modulo di Young cls micropalo	Ep =	31447	MPa	
Momento di inerzia del micropalo	Imicr =	7.20E-06	m^4	
Peso micropalo per ml	Wmicr =	0.93	kN/m	
Numero di micropali	np =	**2**	(1-200)	
Tratto non reagente dal p.p. della fondazione	Lnr=	**0.00**	m	
Numero di vertici della platea	nv =	**4**		
Modulo di reazione orizzontale del terreno	Es =	40000	kPa	
Profondità della fondazione dal p.c.	D =	**2.00**	m	
Teoria elastica di Matlock & Reese =		**Si**		
Rotazione platea rispetto all'asse X:	α =	**0.0000**	°	(rotazione oraria positiva)
Punto di applicazione delle azioni esterne sulla palificata:		**Baricentro platea**		

Sollecitazioni all'intradosso platea di fondazione per combinazione di carico

(Azioni applicate in Baricentro platea)

N°	Combinazione	Tipo	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Descriz.
1	A1+M1+R3.	Eccez.	95.2	0.0	-2.1	0.0	214.1	

Legenda:
Fx = Azione orizzontale lungo X
Fy = Azione orizzontale lungo Y
Fz = Azione verticale lungo Z (negativa se di compressione)
Mx = Momento flettente attorno all'asse X
My = Momento flettente attorno all'asse Y

Peso della fondazione

Elemento	b (m)	l (m)	h (m)	γ_{cls} (kN/m^3)	W_{platea} (kN)
Platea	**2.50**	**1.50**	**0.80**	25.00	75.00
Bicchiere	**0.00**	**0.00**	**0.00**	25.00	0.00

Totale =	0.80	**-75.00**

Peso del terreno sulla platea di fondazione

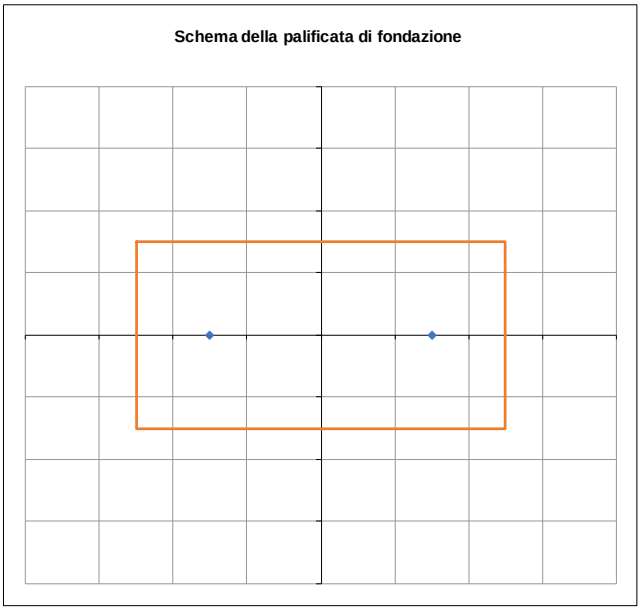
Altezza terreno su platea	Δz =	**1.00**	m
Peso specifico terreno su platea	γt =	**24**	kN/m^3
Peso totale terreno su platea	**Wt =**	**-90.00**	**kN**

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Geometria palificata rispetto al baricentro palificata

N° pali	Xi (m)	Yi (m)	Di (m)	Ai (m^2)	AiXi^2 (m^2)	AiYi^2 (m^2)
1	-0.75	0.00	0.200	0.03	0.02	0.00
2	0.75	0.00	0.200	0.03	0.02	0.00

Atot (m^2)	ΣXi^{2}Ai (m^2)	ΣYi^{2}Ai (m^2)
0.063	0.035	0.000



Sollecitazioni all'intradosso platea di fondazione per combinazione di carico

(Azioni applicate nel baricentro della palificata)

N°	Combinazione	Tipo	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Descriz.
1	A1+M1+R3.	Eccez.	95.2	0.0	-167.1	0.00	290.22	0

Legenda:
Fx = Azione orizzontale lungo X
Fy = Azione orizzontale lungo Y
Fz = Azione verticale lungo Z (positiva se di trazione)
Mx = Momento flettente attorno all'asse X
My = Momento flettente attorno all'asse Y

Azioni estreme in testa pali per combinazione di carico

N°	Combinazione	Tipo	N_{max} kN	N_{min} kN	Vp (kN)	Mp (kNm)	Descriz.
1	A1+M1+R3.	Eccez.	122.22	-289.34	47.58	9.22	0

Sforzo normale massimo di compressione = -289.4 kN

Sforzo normale minimo di compressione = 0 kN

Sforzo normale massimo di trazione = 122.3 kN

Legenda:
N_{max} = Sforzo normale massimo sul micropalo
N_{min} = Sforzo normale minimo sul micropalo
Vp = Taglio polare sul micropalo = $(Fx^2+Fy^2)^{0.5}$
Mp = Momento polare sul micropalo = $(Mx^2+My^2)^{0.5}$

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Stratigrafia di calcolo con parametri geotecnici ridotti dei coefficienti parziali γ_M

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	Zl (m)	ZF (m)	γ (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	ϕ' (°)	c' (kN/m^2)	cu (kN/m^2)	Es (kN/m2)
1	D	Sabbie sciolte	Drenate	0.00	2.00	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	40000
2	Qud'	Sabbie sciolte	Drenate	2.00	20.00	20.00	20.00	35.00	0.00	0.00	40000

Legenda:

Zl = Profondità iniziale strato dal p.c.
ZF = Profondità finale strato dal p.c.
γ = Peso specifico strato
γ_{sat} = Peso specifico strato
ϕ' = Angolo di attrito efficace
cu = Coesione non drenata
c' = Coesione drenata
α = Parametro di calcolo per terreni coesivi
β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti
Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno

Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo

Condizioni drenate:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

1 .Metodo di Reese&O'Neill (1988): $\tau = \beta\sigma'_{v0}$ con — per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi
2 .Metodo classico: $\tau = c_\alpha + \beta\sigma'_{v0}$ con — per qualsiasi litotipo
3 Resistenza laterale assegnata — per litotipi incoerenti

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo: **3**

Resistenza laterale lungo il micropalo: τ = **150** kPa 150

Limite superiore della resistenza a taglio drenata: $\beta\sigma'_{v0}$ = 200 kPa

Criterio di calcolo della resistenza alla punta del micropalo

Percentuale di resistenza laterale per carico alla punta: **10** % Qs

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Valore scelto di ξ = **1.70**

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche per i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	Approccio 1		Approccio 2	
	STR	SLE	A1+M1+R3.	Sismica.
Resistenza laterale:	1.70	1.70	1.96	1.96
Resistenza alla punta:	1.70	1.70	2.30	2.30
Resistenza laterale in trazione:	1.70	1.70	2.13	2.13
Azioni permanenti	1.30	1.00	1.00	1.00

Tabella di verifica dei micropali

Combinazione di verifica: **1** **A1+M1+R3.** **Eccez.**

N° micropali	N (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	αx (°)	αy (°)	Nax (kN)	Q_{Rd} (kN)	ΔQ_{Rd} (kN)	ΔVx_{Rd} (kN)	ΔVy_{Rd} (kN)
1	122.22	47.58	0.00			122.22	273.47	151.25	0.00	0.00
2	-289.34	47.58	0.00			-289.34	311.37	22.03	0.00	0.00

Legenda:

N = Sforzo normale in testa micropalo
Vx = Taglio lungo X in testa micropalo
Vy = Taglio lungo Y in testa micropalo
αx = Inclinazione micropalo rispetto la verticale lungo X (positivo in senso orario)
αy = Inclinazione micropalo rispetto la verticale lungo Y (positivo in senso orario)
Nax = Sforzo assiale in testa micropalo
Q_{Rd} = Carico resistente assiale del micropalo
ΔQ_{Rd} = Carico resistente residuo assiale del micropalo
ΔVx_{Rd} = Taglio resistente residuo lungo X del micropalo
ΔVy_{Rd} = Taglio resistente residuo lungo Y del micropalo

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella riassuntiva lunghezza micropali necessaria (senza tratto svettante)

N°	Combinazione	Tipo	Descriz.	Lp,nec (m)	FS_N	FS_{Vx}	FS_{Vy}
1	A1+M1+R3.	Eccez.	0	**5.50**	1.08	100.00	100.00

Legenda:
Lp,nec = Lunghezza micropalo necessaria
FS_N = Fattore di sicurezza alla capacità portante del micropalo
FS_{Vx} = Fattore di sicurezza al taglio lungo X del micropalo
FS_{Vy} = Fattore di sicurezza al taglio lungo Y del micropalo

Calcolo della capacità portante del palo

Lunghezza palo di progetto: **Lp =** **5.50** **m**

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo

N° Concio	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m^3)	σ'_{v0} (kN/m^2)	cu (kN/m^2)	α	β	τ_{ks} (kN/m^2)	ΔQ_{ks} (kN)
1	0.28	0.14	2	10.00	21.38	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
2	0.55	0.41	2	10.00	24.13	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
3	0.83	0.69	2	10.00	26.88	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
4	1.10	0.96	2	10.00	29.63	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
5	1.38	1.24	2	10.00	32.38	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
6	1.65	1.51	2	10.00	35.13	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
7	1.93	1.79	2	10.00	37.88	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
8	2.20	2.06	2	10.00	40.63	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
9	2.48	2.34	2	10.00	43.38	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
10	2.75	2.61	2	10.00	46.13	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
11	3.03	2.89	2	10.00	48.88	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
12	3.30	3.16	2	10.00	51.63	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
13	3.58	3.44	2	10.00	54.38	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
14	3.85	3.71	2	10.00	57.13	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
15	4.13	3.99	2	10.00	59.88	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
16	4.40	4.26	2	10.00	62.63	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
17	4.68	4.54	2	10.00	65.38	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
18	4.95	4.81	2	10.00	68.13	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
19	5.23	5.09	2	10.00	70.88	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
20	5.50	5.36	2	10.00	73.63	0.00	0.00	0.00	150.00	28.51
									Qs =	**570.20**

Legenda:
zfin conc = profondità finale del concio dal piano di posa
zm conc = profondità media del concio dal piano di posa
γ' = peso specifico efficace dello strato
σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota zm
cu = Coesione non drenata
α = Parametro di calcolo per terreni coesivi
β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti
τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratterisitca sul palo
ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Capacità portante risultante

Resistenza laterale caratteristica:	Qk,s =	570.20 kN		
Resistenza alla punta caratteristica:	Qk,b =	57.02 kN		
Peso caratteristico del palo:	Wp,k =	5.14 kN		
Carico resistente a compressione:	**$Q_{Rd,compr}$ =**	**311.37 kN**	**FS_{compr} =**	**1.08**
Carico resistente a trazione:	**$Q_{Rd,traz}$ =**	**273.47 kN**	**FS_{traz} =**	**2.24**

La massima azione assiale sui micropali risulta pari a Q_{Ed} = -289.34 kN. In sede progettuale è stata assegnata una lunghezza dei pali Lp = 5.50 m la cui capacità portante risulta pari a Q_{Rd} = 313.37 kN, maggiore di quella agente con un fattore di sicurezza FS = 1.08 > 1 (già fattorizzato).

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Per la verifica strutturale del micropalo si considerano le massime sollecitazioni lungo il fusto del micropalo e a partire da queste si determina la massima tensione sul tubo:

N° Concio	zm con. dal p.p. (m)	Nmin (kN)	Vp (KN)	Mp (KNm)	σ_{Nmin} (MPa)	σ_M (MPa)	τ (MPa)	σ_{id} (MPa)
0	0	-289.34	47.58	-9.22	87.41	89.46	28.75	183.75
1	0.1375	-275.01	38.39	-3.36	83.09	32.61	23.20	122.48
2	0.4125	-260.69	22.85	4.93	78.76	47.82	13.81	128.82
3	0.6875	-246.36	11.22	9.53	74.43	92.44	6.78	167.28
4	0.9625	-232.03	3.09	11.37	70.10	110.30	1.87	180.43
5	1.2375	-217.71	-2.20	11.44	65.77	110.97	1.33	176.75
6	1.5125	-203.38	-5.14	10.37	61.45	100.61	3.11	162.14
7	1.7875	-189.06	-6.23	8.68	57.12	84.19	3.76	141.46
8	2.0625	-174.73	-6.58	6.90	52.79	66.95	3.97	119.93
9	2.3375	-160.40	-6.13	5.11	48.46	49.56	3.71	98.23
10	2.6125	-146.08	-5.20	3.61	44.13	34.96	3.14	79.28
11	2.8875	-131.75	-4.19	2.29	39.80	22.22	2.53	62.18
12	3.1625	-117.43	-3.13	1.19	35.48	11.50	1.89	47.09
13	3.4375	-103.10	-2.23	0.54	31.15	5.21	1.35	36.43
14	3.7125	-88.77	-1.47	0.06	26.82	0.54	0.89	27.40
15	3.9875	-74.45	-0.93	-0.24	22.49	2.35	0.56	24.86
16	4.2625	-60.12	-0.87	-0.22	18.16	2.18	0.52	20.37
17	4.5375	-45.79	-0.80	-0.21	13.84	2.01	0.48	15.87
18	4.8125	-31.47	-0.73	-0.19	9.51	1.85	0.44	11.38
19	5.0875	-17.14	-0.67	-0.17	5.18	1.68	0.40	6.89
20	5.3625	-2.82	-0.60	-0.16	0.85	1.51	0.36	2.44

Legenda:

zm conc. = Profondità media del concio

Nmin = Sforzo Normale minimo lungo il fusto del micropalo (compressione massima)

Mp = Momento flettente polare lungo il fusto del micropalo

Vp = Taglio polare lungo il fusto del micropalo

σ_{Nmin} *= Tensione normale dovuta all'azione assiale*

σ_M *= Tensione normale dovuta all'azione flettente*

τ *= Tensione tangenziale dovuta all'azione tagliante*

σ_{id} *= Tensione ideale*

Come si evince dal calcolo su esposto, la massima tensione ultima agente è pari a σ_{Ed} = **183.75 MPa** < f_{yd} = 338.10 MPa, per cui la verifica risulta soddisfatta.

12.2.2Verifica della fondazione

Il calcolo strutturale della fondazione viene condotto nella direzione principale di sollecitazione ovvero trasversale, schematizzando la platea a metro lineare di struttura come una trave appoggiata di seguito rappresentata:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

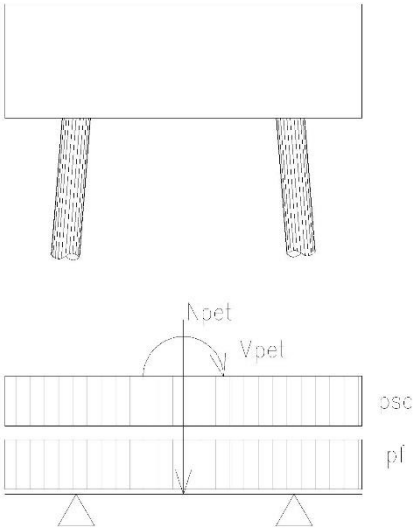


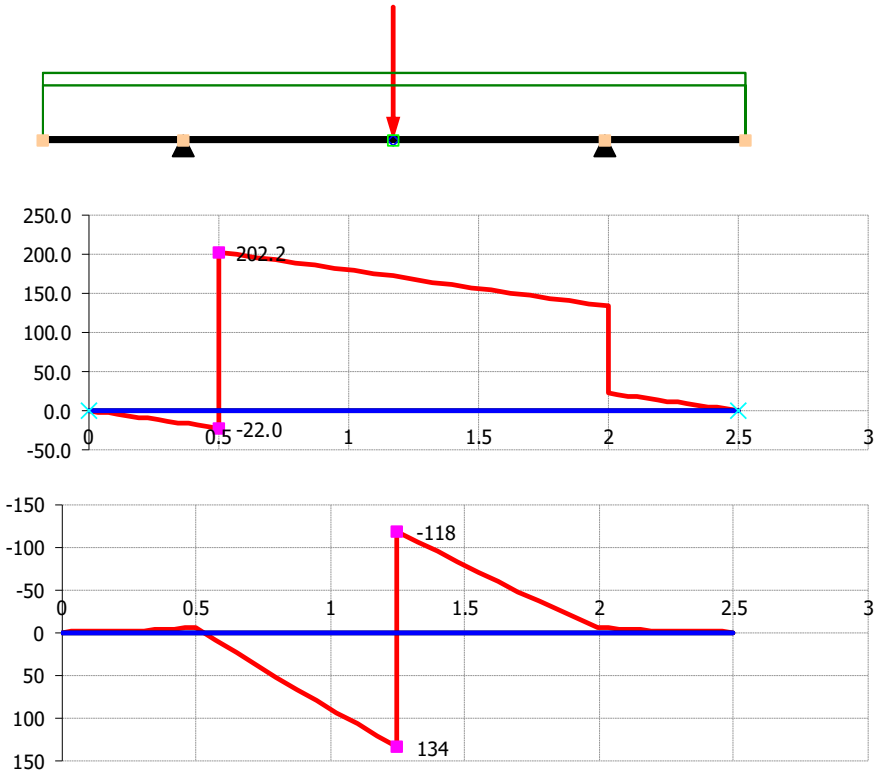
Figura 30: Schema di calcolo della platea

I vincoli rappresentano i micropali di fondazione mentre i carichi applicati, sono le azioni per metro lineare dovute al peso proprio della fondazione (pf), al pesso portao della scogliera (psc) e alle azioni trasmesse dal pettine (Npet, Mpet).

A partire dallo schema di calcolo appena descritto, si riportano i diagrammi delle sollecitazioni:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 19 Diagramma delle sollecitazioni



Per cui le massime sollecitazioni risultano:

- Massimo momento flettente positivo M^{+}_{max} = 133.75 kNm/m
- Massimo momento flettente negativo M^{-}_{max} = -118.41 kNm/m
- Massimo taglio V_{max} = 202.16 kN/m

Di seguito si riporta la verifica strutturale della sezione della platea di dimensioni 80x100 cm:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella 20 Verifica a flessione

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm^2]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm^2]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE		
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	[-]
	ω'_3	[-]

Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	275.37	**[kNm]**
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	133.8	**[kNm]**

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

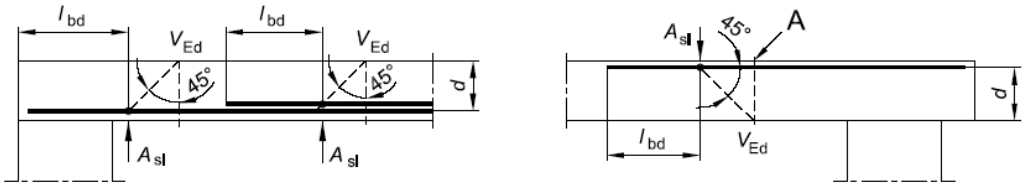
Tabella 21 Verifica a taglio

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	202.16	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.52	[-]
		1.52	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0013404	[-]
		0	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0.00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	259.37	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	**259.37**	**[kN]**

Come si evince dalle risultanze, disponendo sui lembi armatura ∅16/20 e spilli ∅14/40x60 le verifiche risultano soddisfatte.

12.2.3Verifica del pettine

Note le azioni alla base del pettine, la verifica strutturale viene condotta secondo la seguente:

$$\sigma_{id} = \sqrt{{\sigma_n}^2 + 3 \cdot {\tau_t}^2} \leq f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M1}$$

dove:

- $\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W}$ = tensione normale;
- $\tau_t = \frac{V_{Ed}}{Av}$ = tensione tangenziale;
- W = Modulo di resistenza elastico della sezione = 1478 cm^3;
- f_{yk}= tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio = 355 MPa;
- γ_{M1} = 1.05 = coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature;
- A = area della sezione = 155 cm^2
- Av = area della sezione resistente a taglio ($Av = \frac{2}{\pi}A$) = 98.73 cm^2

Pertanto risulta:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Dtubo =	**406.4**	mm	0.406	m
stubo =	**12.5**	mm	0.013	m
Atubo =	15468.42	mm^2	1.5E-02	m^2
Imicr =	3.00E-04	m^4		

	Caratteristiche		Ultime	
N_{Ed} =	**-4.24**	kN	-4.24	kN
V_{Ed} =	**126.87**	kN	190.31	kN
M_{Ed} =	**285.46**	kNm	428.19	kNm

σ_N (MPa)	σ_M (MPa)	τ (MPa)	σ_{id} (MPa)
0.27	289.73	24.61	293.12

La massima tensione ultima agente è pari a σ_{Ed} = **293.12 MPa** < f_{yd} = 338.10 MPa, per cui la verifica risulta soddisfatta.

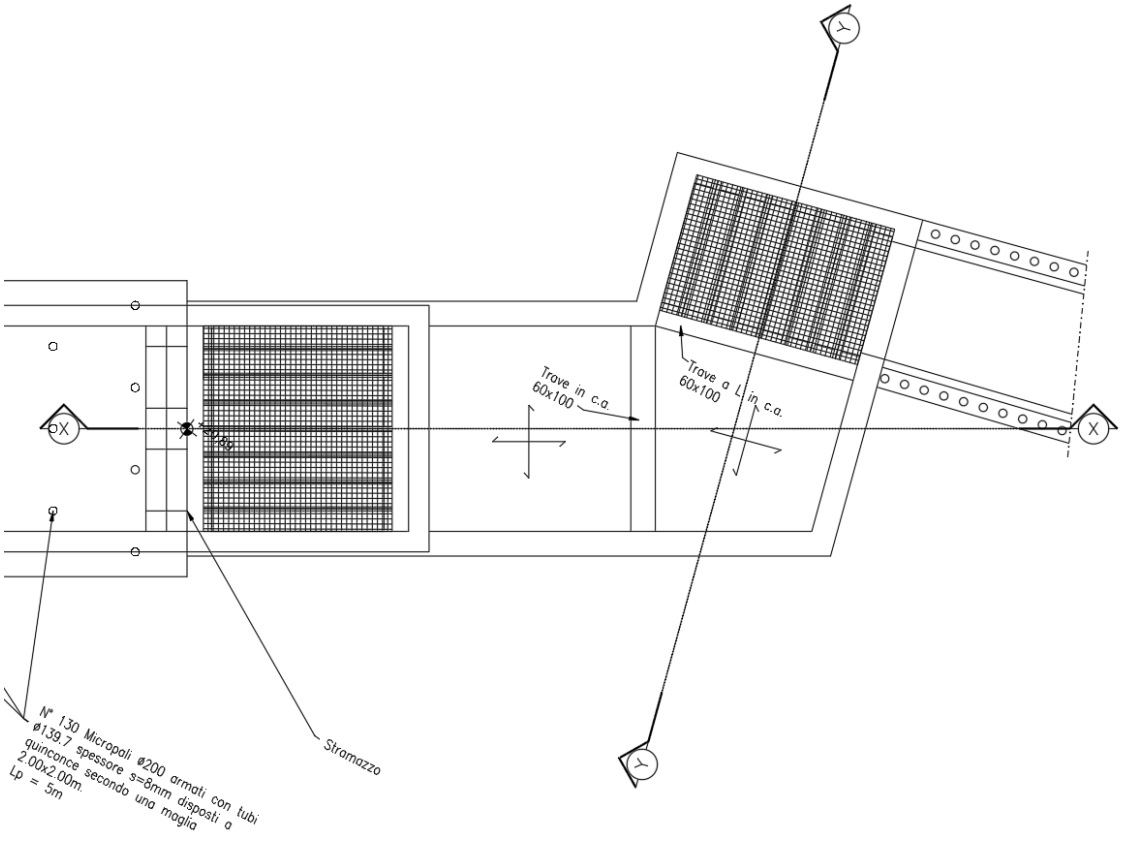
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.VASCA DI DECANTAZIONE

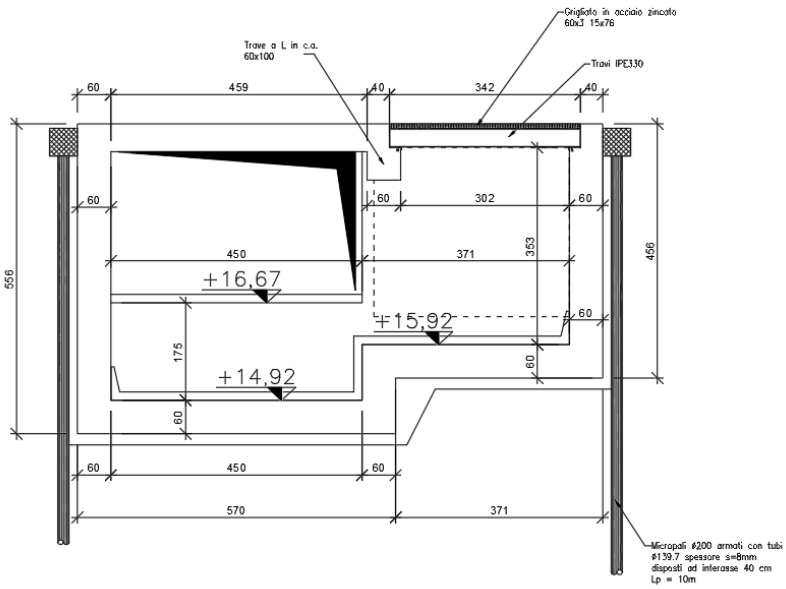
Nel presente capitolo si riporta la descrizione dello scatolare e le risultanze delle analisi.

13.1Descrizione dell'opera

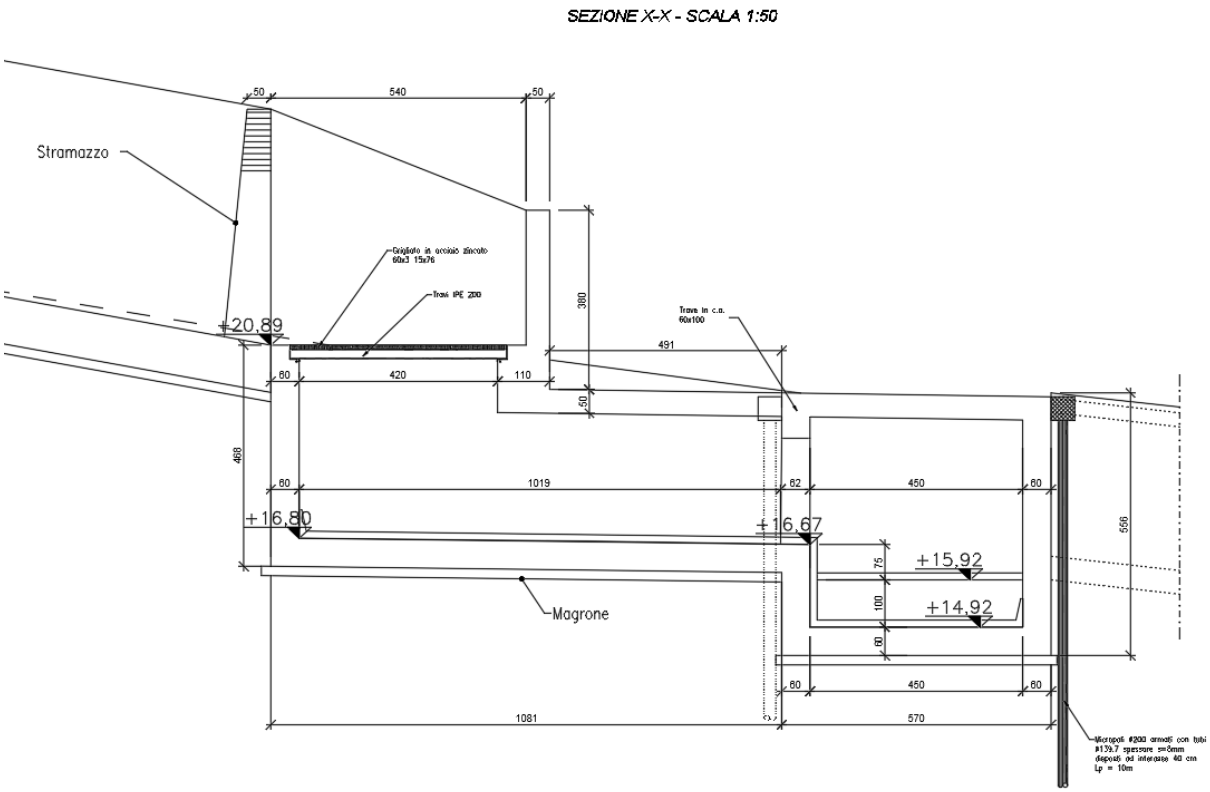
Lo scatolare in esame si riferisce ad una vasca di decantazione definita su tre livelli rispettivamente a quota +16.67 m, +15.92 m e +14.92 m dal piano campagna e con una geometria e dimensioni riportati nella seguente figure di carpenteria.



SEZIONE Y-Y - SCALA 1:50



E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



L'opera è in c.a. realizzata con getto della soletta di fondazione come elemento primario e con successivo getto dei piedritti. La copertura dello scatolare lato interno è realizzata tramite un getto di una soletta piena in c.a. spessa 50 cm mentre nel lato esterno dove la copertura risulta carrabile è realizzata tramite degli elementi di grigliato in acciaio zincato costituito da elementi portante in piatto con sezione 60x3 mm, interasse di 15 mm e barre longitudinali da 5 mm a passo di 76 mm poggiante su dei profili metallici IPE 330 disposti ad un interasse di 600 mm. La griglia e i profili in acciaio sono smontabili in modo da consentire l'accesso e lo svolgimento delle lavorazioni di manutenzione o pulizia della vasca.

13.2Caratterizzazione sismica e geotecnica

L'azione sismica e i parametri geotecnici sono analoghi a quelli riportati nel capitolo 5 trattandosi di un'opera da realizzare in aree similari.

13.3Azioni di calcolo

Il calcolo è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- spinta del carico distribuito a monte dell'opera;
- spinte del terreno;

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

- incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.
- Azione di carico verticale proveniente dal traffico agente sulla griglia carrabile

13.3.1Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a γ_{cls} = 25 kN/m³

13.3.2Peso del terreno a monte dell'opera

Il terreno preso in considerazione è costituito dal materiale sabbioso nei primi 2 metri il cui peso per unità di volume è pari a γ_t = 18 kN/m^3 mentre lo strato sottostante ad esso è formato di quarzite degradata con un peso per unità di volume pari a γ_t = 20 kN/m^3.

13.3.3Spinta del sovraccarico stradale di monte

Intendendo per q il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come $\sigma_h = q \cdot K$ dove con K si intende nel caso specifico del coefficiente di spinta a riposo.
Nella progettazione in oggetto, è stato un carico distribuito pari a q = 20 kN/m^2.

13.3.4Spinta statica del terreno

Nel calcolo delle spalle si assume cautelativamente che le deformazioni del terreno siano impedite dalla struttura che non cede in nessun punto, per cui la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

dove K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - sen\phi$$

dove φ è l'angolo di attrito interno del terreno.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro. Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.3.5Incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sull'opera dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a,$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{sin^2(\beta+\varphi-\vartheta)}{cos\,\vartheta \cdot sin^2\,\beta \cdot sin(\beta-\delta-\vartheta) \cdot \left[1+\left(\frac{sin(\varphi+\delta) \cdot sin(\varphi-\varepsilon-\vartheta)}{sin(\varphi-\delta-\vartheta) \cdot sin(\beta+\varepsilon)}\right)^{0.5}\right]^2},$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{sin^2(\beta+\varphi-\vartheta)}{cos\,\vartheta \cdot sin^2\,\beta \cdot sin(\beta-\vartheta-\delta)}.$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- β = angolo tra intradosso parete e la verticale;
- ϑ = angolo definito come:
- $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$;
- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;
- $a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che nel caso opera interrata si assume valore unitario.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno

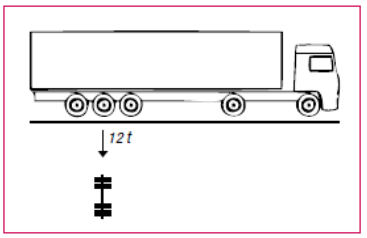
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di 0.5·H rispetto alla base della platea.
In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W \qquad F_{i,v} = k_v \cdot W$$

13.3.6Azione del traffico

L'azione del traffico agente sul grigliato carrabile è definita secondo lo schema di carico ad assi tandem da 120 kN (C.d.S., art. 62, p.to 5) ad un interasse trasversale di 1.2 m ed un'aria di impronta di 40x40 mm. Il carico stradale per asse equivale a 60 kN e moltiplicando tale asse per un coefficiente dinamico medio pari a 1.50 si ottiene un asse da 90 kN.



13.4Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. 17/01/2018.
In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione sismica:

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

- combinazione rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione frequente (SLE reversibile):

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

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

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

Per quanto riguarda i carichi mobili, sezione per sezione, sono considerati i massimi ed i minimi del momento flettente con i valori del taglio concomitante ed i tagli massimi e minimi con i concomitanti momenti flettenti, al fine di determinare la condizione di verifica più gravosa.
Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 2 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza suddetti sono riportati di seguito:

Tabella *Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni*

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

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

Tabella *Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici*

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

Tabella *Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze*

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Tabella *Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni*

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

13.5Analisi e criteri di verifica strutturale

Il calcolo e verifica degli elementi membranali in c.a. vengono eseguiti tramite il programma di calcolo Dolmen WIN(R), versione 21 del 2021 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM Dolmen srl con sede a Torino in via Drovetti 9/F.

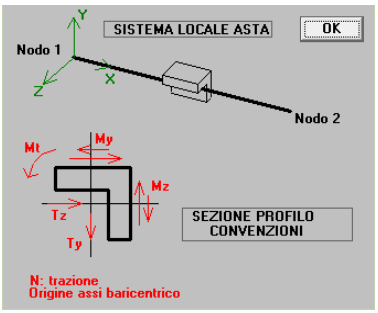
Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

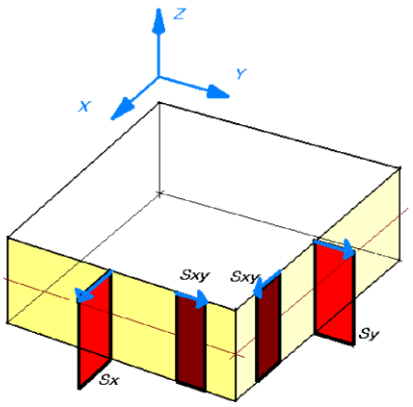
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.5.1Convenzione dei segni

L'orientamento positivo delle forze e degli spostamenti sono diretti concordemente con quello del sistema di coordinate assiali. L'orientamento positivo degli angoli, rotazioni e momenti nel sistema locale e globale di coordinate sono determinati in base alla regola della mano destra. Questa convenzione definisce i segni delle forze applicate, delle forze nodali, degli spostamenti e delle rotazioni. Tutti questi valori sono utilizzati nella definizione del modello e nella visualizzazione dei risultati di calcolo. Nel programma, la convenzione di segno degli elementi trave è uguale a quella usata per le forze. Le forze di sezione hanno lo stesso segno, se producono lo stesso risultato alla fine della trave di una forza nodale positiva (le forze la cui direzione è uguale a quella degli assi del sistema di coordinate) applicata al nodo iniziale della trave. Pertanto, forze di compressione sono positive, mentre quelle di trazione negative. Momenti flettenti positivi My producono trazione nelle fibre della trave collocate nel lato negativo dell'asse "z" di coordinate. Momenti flettenti positivi Mz producono trazione nelle fibre della trave collocate nel lato negativo dell'asse "y" di coordinate. La direzione positiva delle forze e dei momenti per la convenzione dei segni sopradescritta è rappresentata schematicamente nel disegno sottostante.

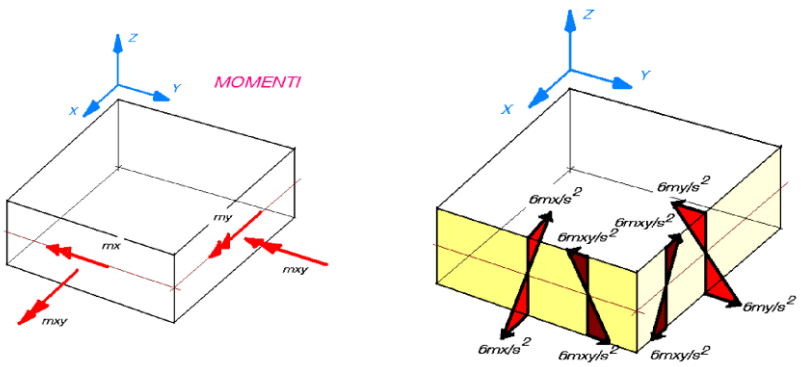


Elemento trave - convenzione di segno



Elemento bidimensionale - convenzione di segno sforzi di membrana

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



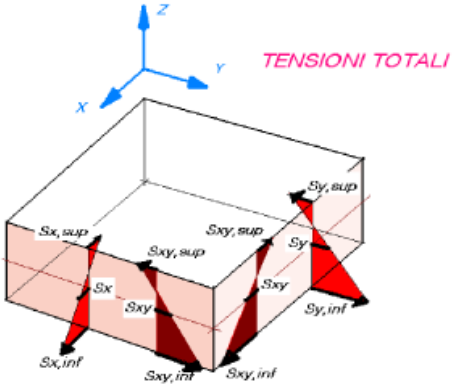
Elemento bidimensionale - convenzione di segno sollecitazioni e sforzi di piastra

con:
s: spessore guscio;

$$Sx,\sup = Sx - \frac{mx}{s^2/6}$$
$$Sx,\inf = Sx + \frac{mx}{s^2/6}$$

$$Sy,\sup = Sy - \frac{my}{s^2/6}$$
$$Sy,\inf = Sy + \frac{my}{s^2/6}$$

$$Sxy,\sup = Sxy - \frac{mxy}{s^2/6}$$
$$Sxy,\inf = Sxy + \frac{mxy}{s^2/6}$$



---

angolo delle direzioni principali delle tensioni *(rispetto asse x):*

$$\tan 2\varphi = \frac{-Sxy}{Sx - (Sx + Sy)/2}$$

(analogo per direzioni momenti flettenti)

tensioni principali:

$$S_{1,2} = \frac{Sx + Sy}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{Sx - Sy}{2}\right)^2 + Sxy^2}$$

(analogo per momenti flettenti)

tensioni ideali di Von Mises:

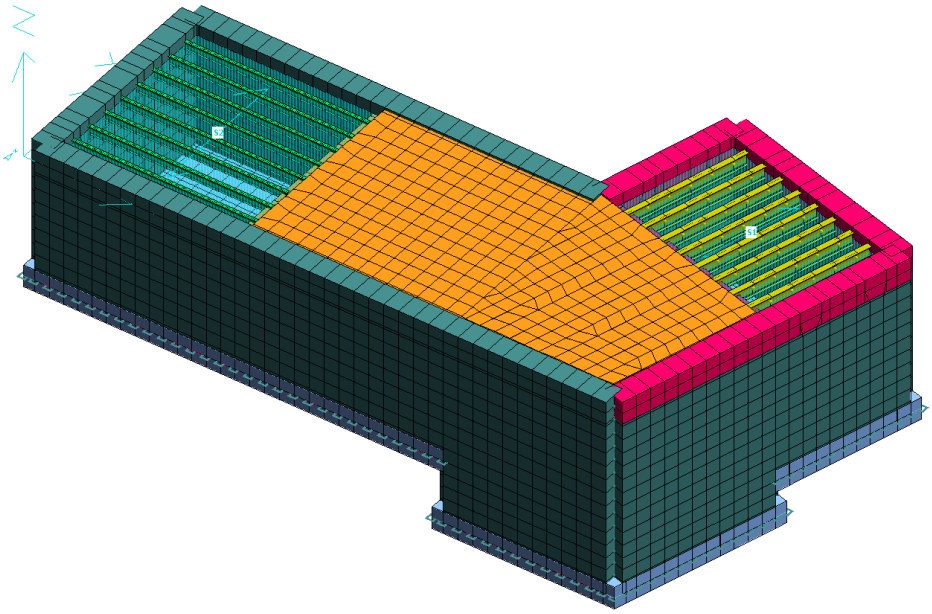
$$S_{id} = \pm\sqrt{Sx^2 + Sy^2 + 3Sxy^2 - Sx \cdot Sy}$$

(analogo per tensioni superiori o inferiori, Ss e Si)

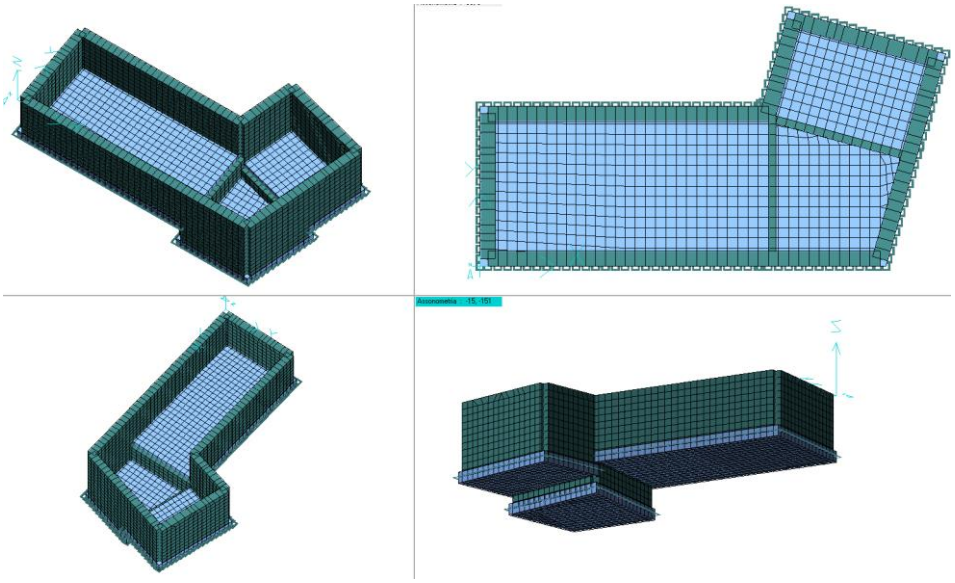
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.5.2Geometria del modello

Il modello di calcolo si basa su un'analisi FEM che schematizza gli elementi strutturali bidimensionali, quali pareti o platea in CA, come degli elementi a gusci (shell elements) definiti secondo i fili medi.



Modello FEM con ingombri di carpenteria attivati



Vista modello senza copertura

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.5.3Casi di carico

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE				CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU SENZA SISMA 1	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				3	Var_mezzi	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				6	Sovracarico_accident	1.500	+		
				11	Var_manutenzione	1.500	+		
2	SLU SENZA SISMA 2	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				6	Sovracarico_accident	1.500	+		
				3	Var_mezzi	1.050	+		
3	SLU SENZA SISMA 3	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				6	Sovracarico_accident	1.050	+		
				3	Var_mezzi	1.500	+		
4	SISMAX SLU	NONUT	somma	10	SISMA	1.000	+/-		
5	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	4	1.000
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	.300	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	.600	+		
6	Rara 1	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	1.000	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	1.000	+		
				11	Var_manutenzione	1.000	+		
7	Rara 2	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	.700	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	.700	+		
8	Rara 3	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	.700	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	.700	+		
9	Frequente 1	FREQ	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	.700	+		
10	Frequente 2	FREQ	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	.300	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	.600	+		
11	Frequente 3	FREQ	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	.300	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	.600	+		
12	Quasi Perm	QPERM	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Var_mezzi	.300	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	.600	+		
13	SLU TRAFFICO 1	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				6	Sovracarico_accident	1.050	+		
				7	Var_traffico_1	1.350	+		
14	SLU TRAFFICO 2	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				6	Sovracarico_accident	1.050	+		
				8	Var_traffico_2	1.350	+		
15	SLU TRAFFICO 3	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE				CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				6	Sovracarico_accident	1.050	+		
				9	Var_traffico_3	1.350	+		
16	SLU_sovracarico_Acc	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				6	Sovracarico_accident	1.500	+		
				11	Var_manutenzione	1.500	+		
17	SLU_VAR_MEZZI	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				4	Spinta_terreno	1.500	+		
				5	Spinta_falda	1.500	+		
				11	Var_manutenzione	1.500	+		
				3	Var_mezzi	1.500	+		
18	RARA_TRAFFICO_1	RARA	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	1.000	+		
				7	Var_traffico_1	1.000	+		
19	RARA_TRAFFICO_2	RARA	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	1.000	+		
				8	Var_traffico_2	1.000	+		
20	RARA_TRAFFICO_3	RARA	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
				4	Spinta_terreno	1.000	+		
				5	Spinta_falda	1.000	+		
				6	Sovracarico_accident	1.000	+		
				9	Var_traffico_3	1.000	+		
21	SLU H2_O	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				3	Var_mezzi	1.500	+		
				11	Var_manutenzione	1.500	+		
				12	H_2O	1.500	+		

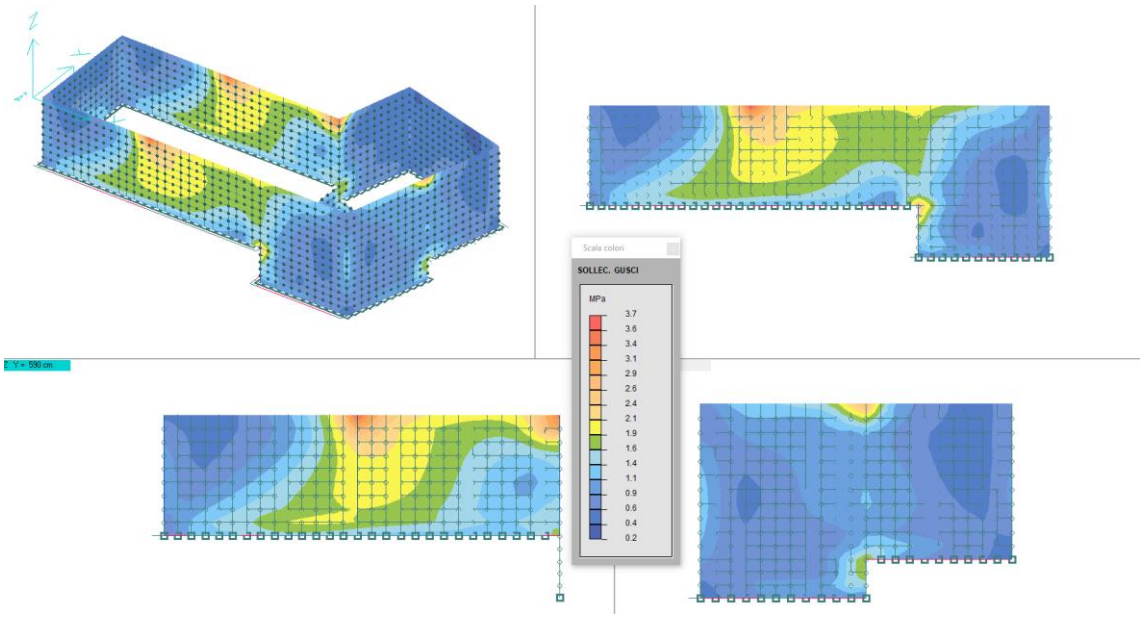
13.5.4Sollecitazione a SLU e SLE

La verifica di stato limite ultimo e di esercizio viene condotto per i seguenti elementi strutturali:

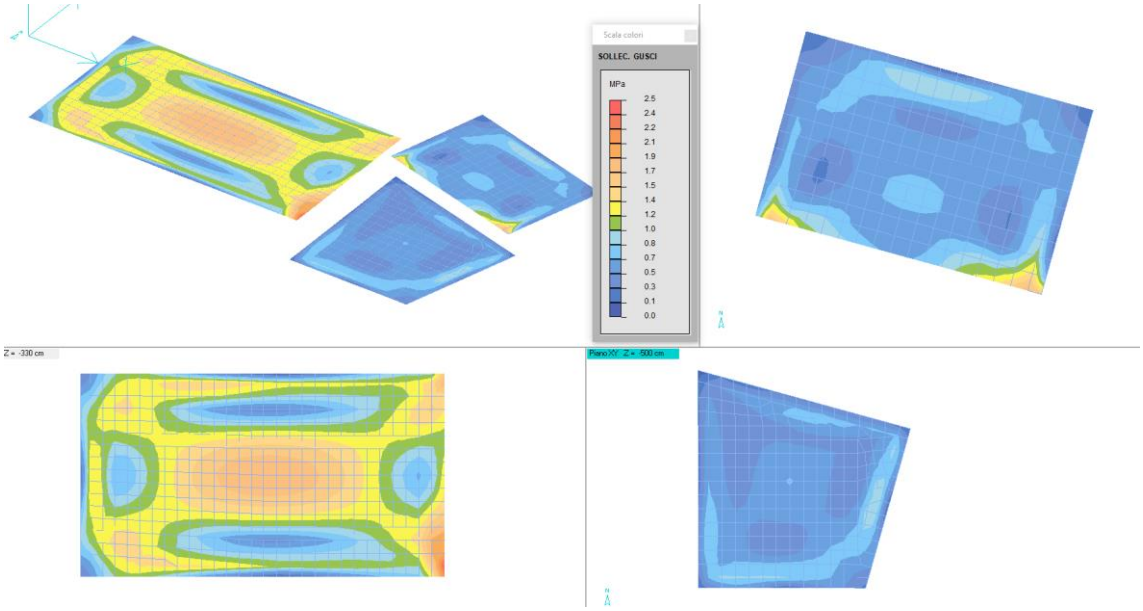
- Pareti verticali in CA spessi 60 cm
- Platea di fondazione in CA spessa 60 cm
- Soletta in CA spessa 50 cm

Di seguito si riportano le immagini delle tensioni ideali di Von Misses massimi in termini di valore assoluto ottenuti dall'analisi del modello FEM precedentemente descritto. Le tensioni ideali vengono plottati secondo una scala cromatica che consente l'individuazione degli elementi strutturali maggiormente sollecitati.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

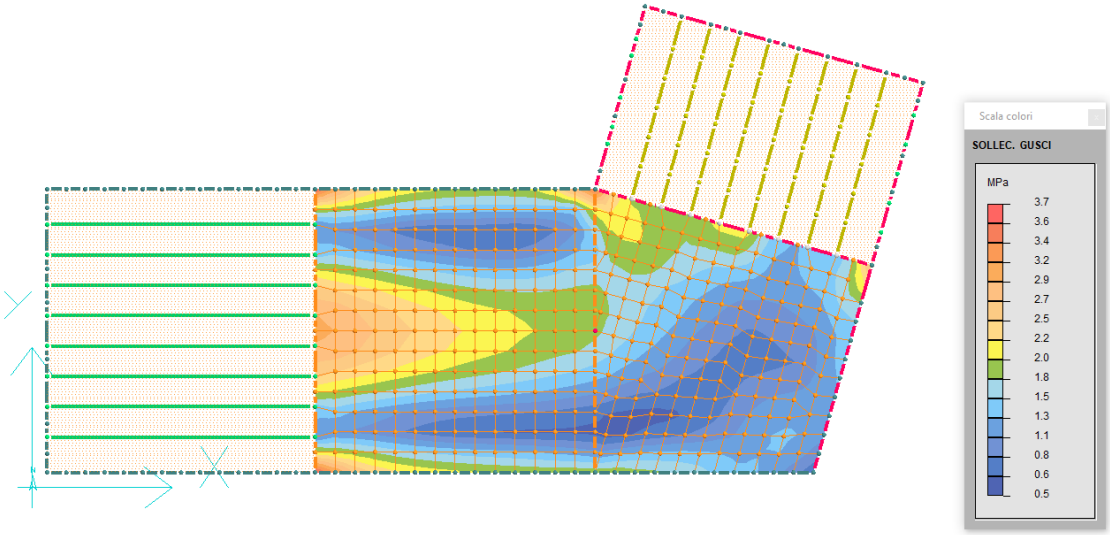


Tensioni massimi di Von Misses a SLU: Pareti

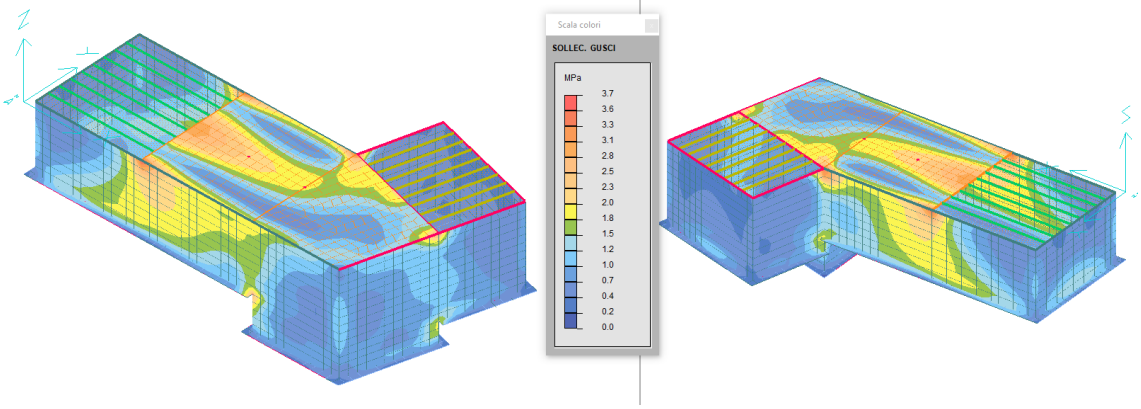


Tensioni massimi di Von Misses a SLU: Platea di fondazione

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



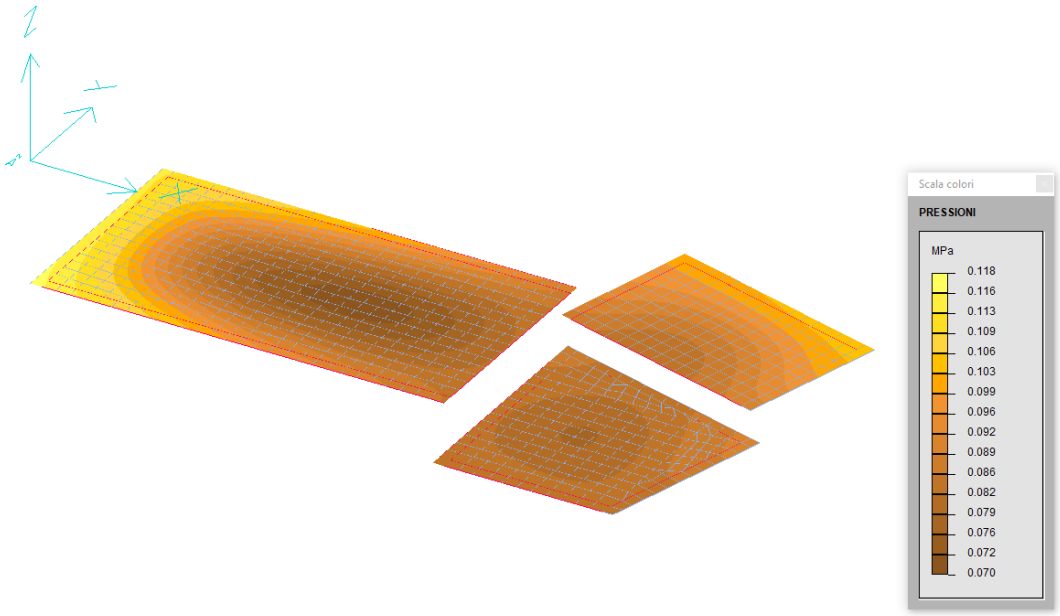
Tensioni massimi di Von Misses a SLU: Soletta di copertura



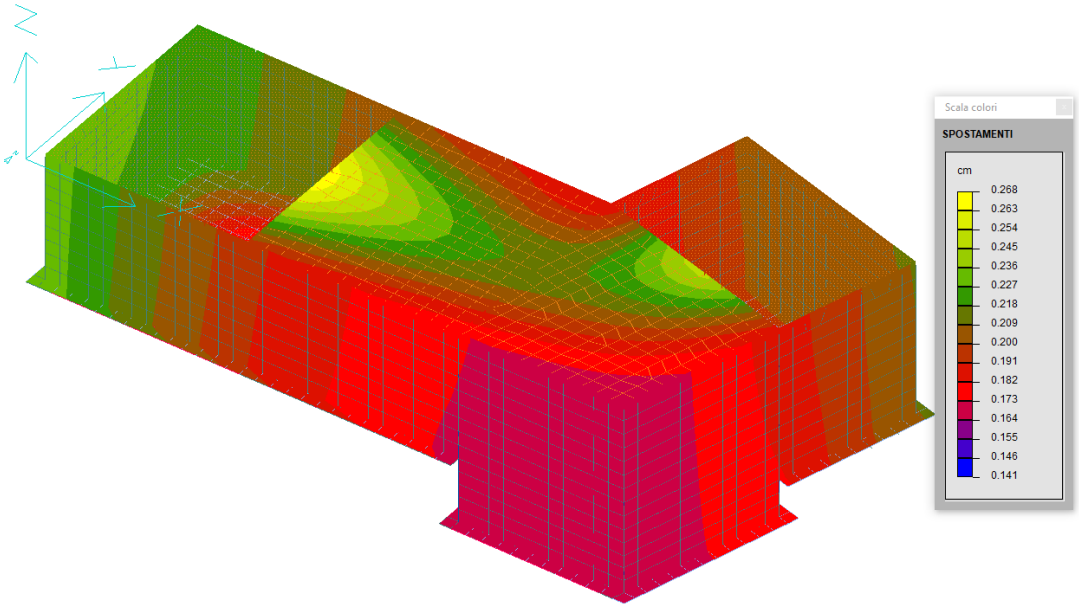
Tensioni massimi di Von Misses a SLU: Vista assonometrica

Si riportano di seguito gli spostamenti e pressione sul terreno massimi in termini di valore assoluto ottenuti dall'analisi del modello FEM precedentemente descritto. Gli spostamenti e pressione sul terreno vengono plottati secondo una scala cromatica che consente l'individuazione degli elementi strutturali maggiormente deformabili.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

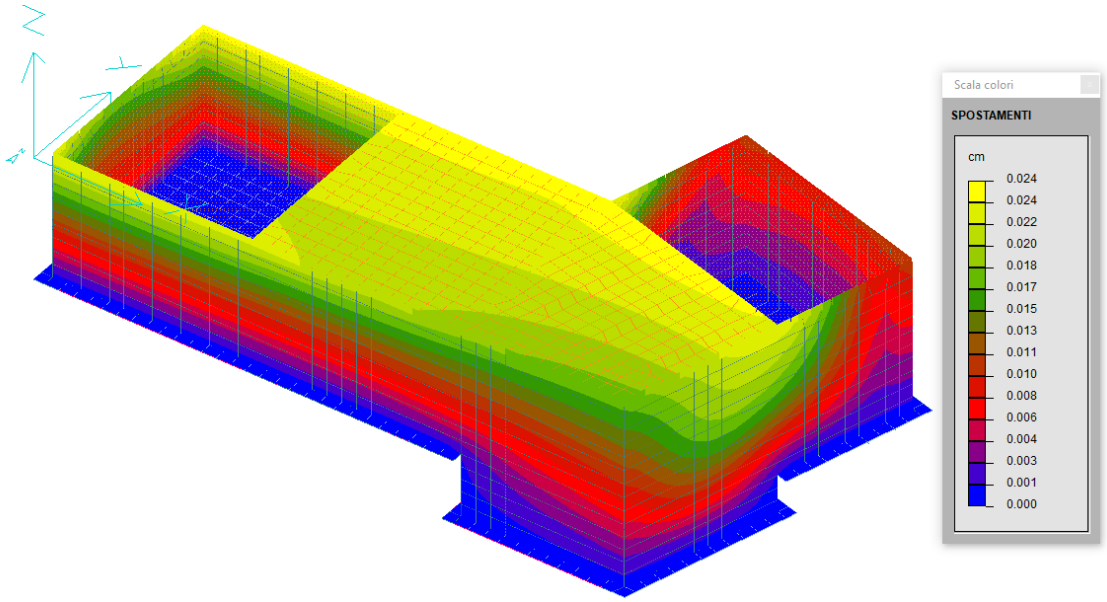


Pressioni sul terreno a SLE: platea

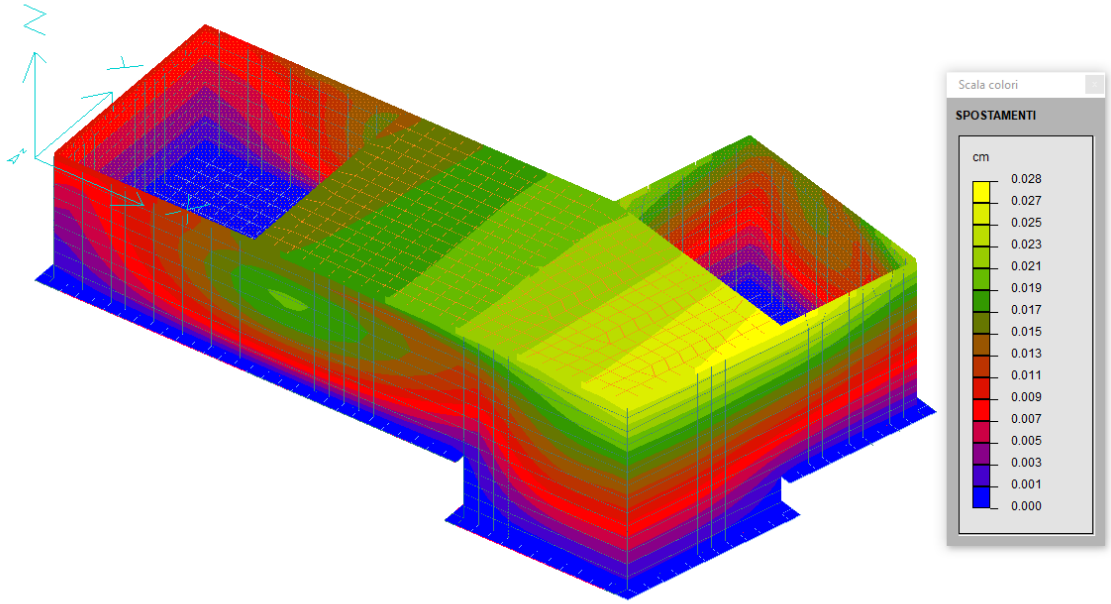


Spostamenti massimi verticali a SLE

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



Spostamenti massimi in direzione X a SLE



Spostamenti massimi in direzione Y a SLE

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.5.5Verifica SLU e SLE

La verifica a SLU degli elemeti bidimensionali è stata eseguita tramitte il modulo di calcolo "Piastra e Setti" creato e distribuito dalla software house CDM Dolmen. Il programma calcola la minima area di armatura necessaria a coprire gli sforzi di Wood, determinati come riportato nell'appendice F dell'eurocodice 2. Le aree di armatura che bisogna disporre per il soddisfacimento della verifica sono:

- Orizzontali superiori e inferiori
- Verticali superiori e inferiori

Mentre per la verifica di SLE il programma calcola le aperture delle fessure e le tensioni massime lato calcestruzzo e armatura.

Per gli elementi di parete la verifica è eseguita considerando un comportamento dei setti tozzi. Mentre la zattera risulta avere un comportamento a piastra poggiante su un letto di molle avente una rigidezza alla Winkler pari a 5 daN/cm3.

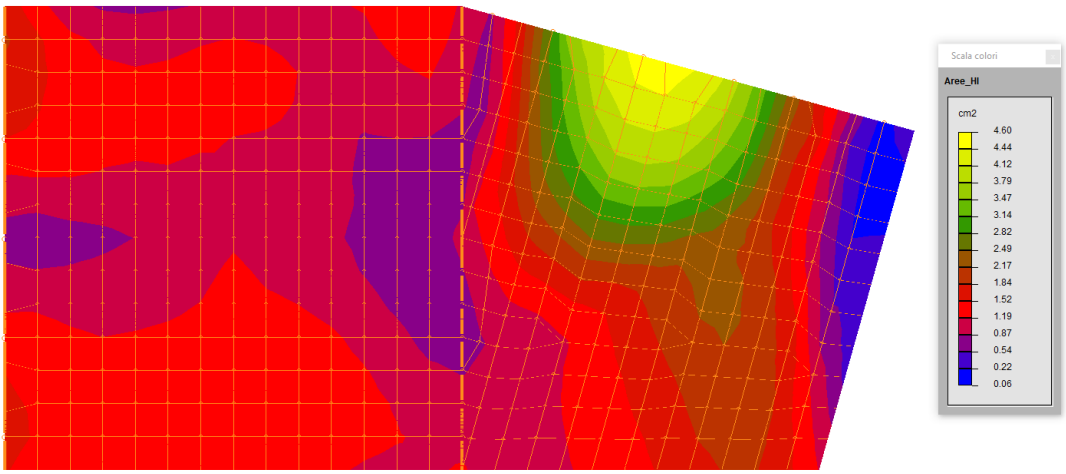
Di seguito si riportano le aree di armatura richieste a SLU dei vari pareti, platea di fondazione e soletta degli elementi strutturali del manufatto maggiormente sollecitati.

La verifica si ritiene sodisfatta se l'armatura disposta è maggiore dell'armatura richiesta.

Soletta di copertura

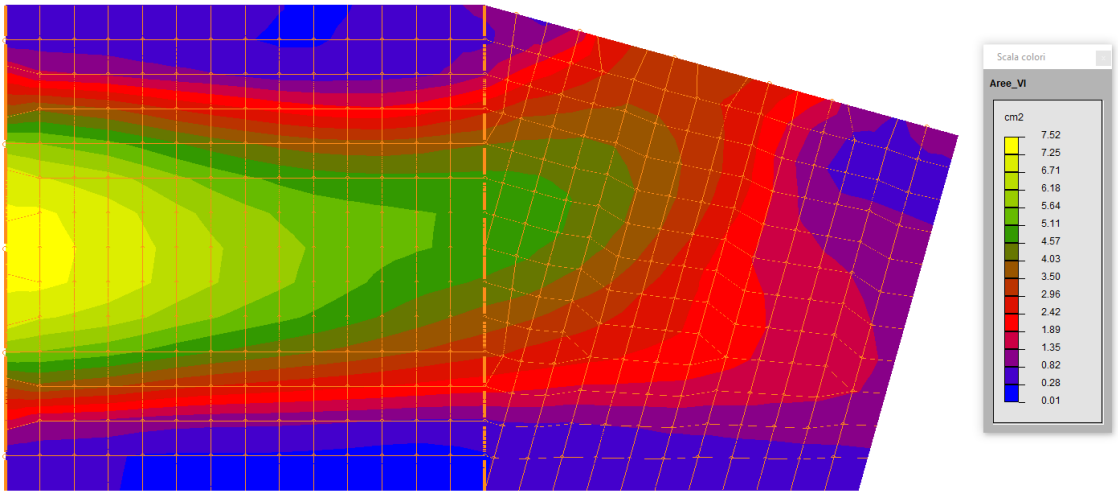
Armatura disposta:

- Inferiori inferiori e superiori→ $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$
- Superiori inferiori e superiori → $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$

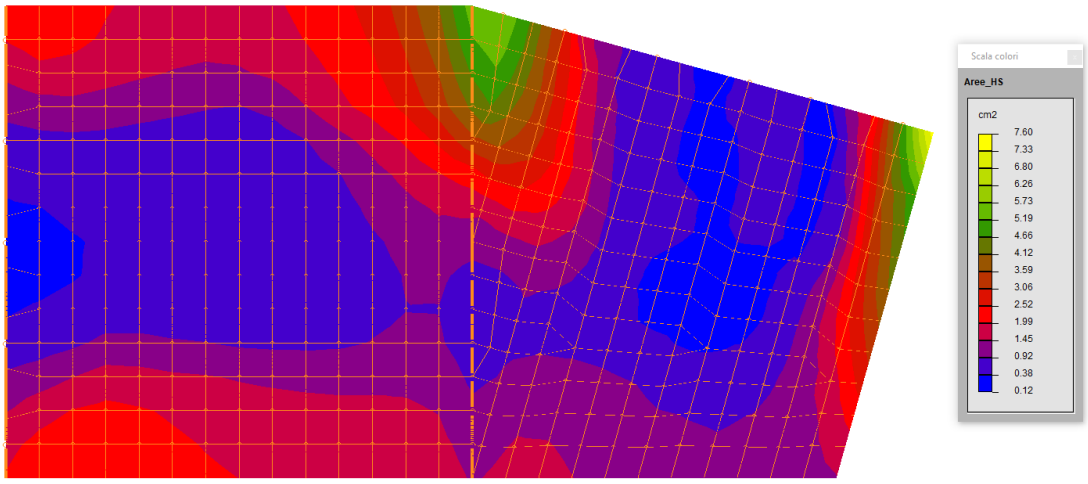


Richiesta di armatura inferiore orizzontale a SLU

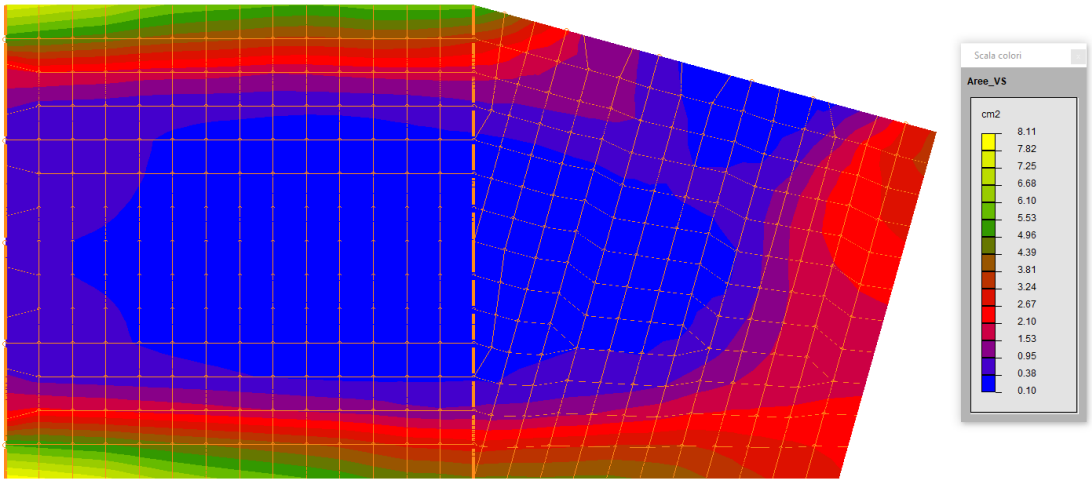
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



Richiesta di armatura inferiore verticale a SLU

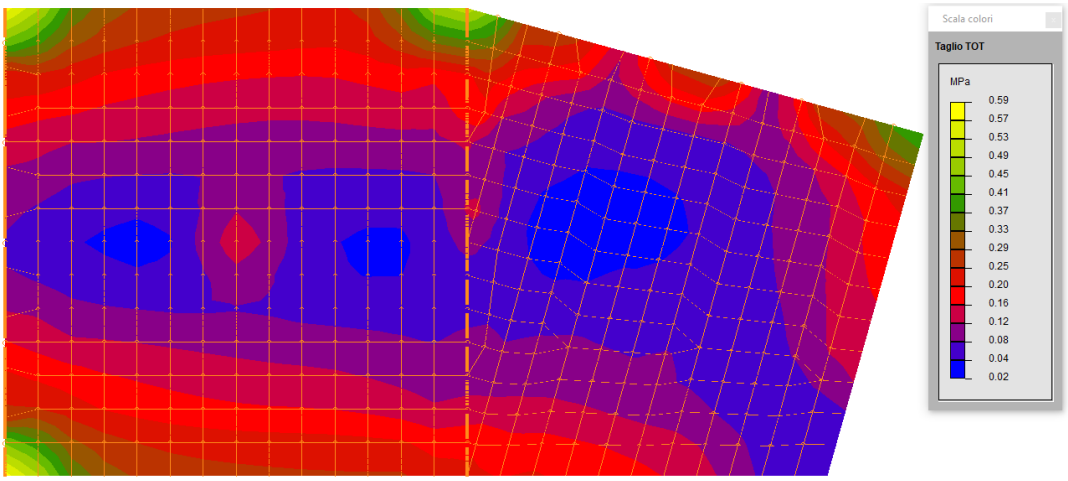


Richiesta di armatura superiore orizzontale a SLU



Richiesta di armatura superiore verticale a SLU

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



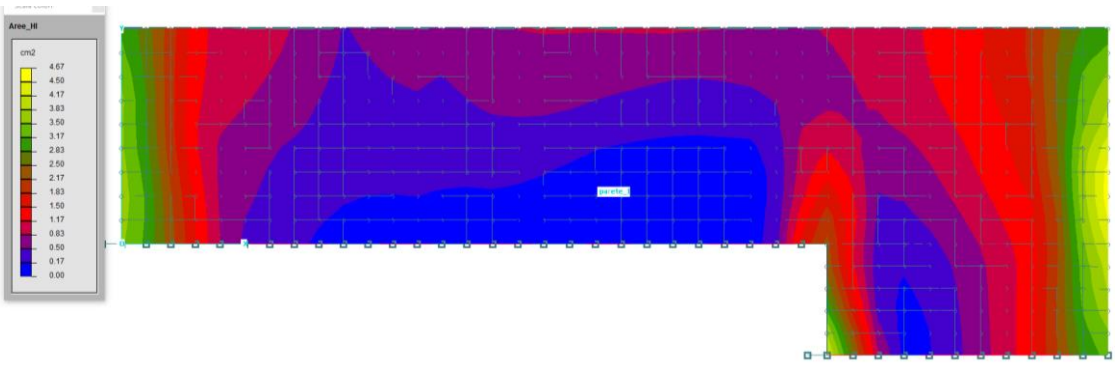
Tensione di taglio a SLU

La verifica a taglio risulta sodisfatta se la tensione massima di taglio è minore della resistenza di taglio della soletta senza considerare il contributo degli spinotti $\emptyset 12/40x40$. Il **vrd** nel nostro caso equivale a 0.60 MPa e maggiore della vsd=0.59 MPa.

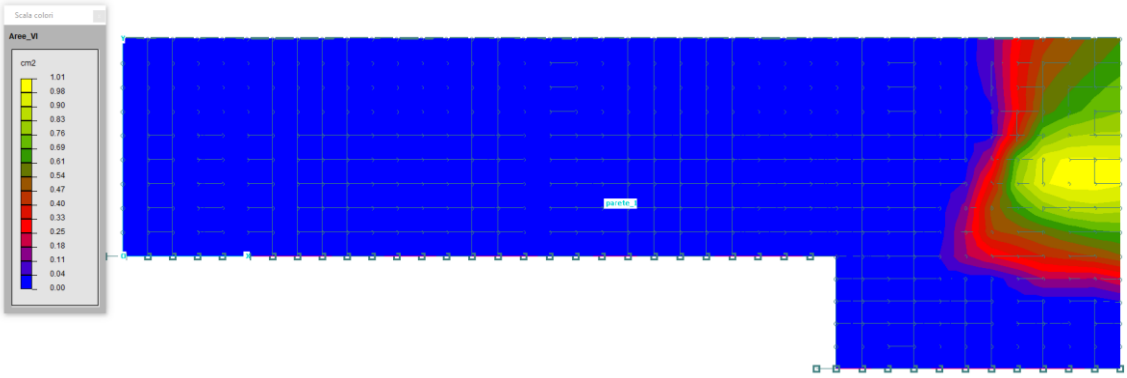
Parete 1

Armatura disposta:

- Inferiori inferiori e superiori→ $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$
- Superiori inferiori e superiori → $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$

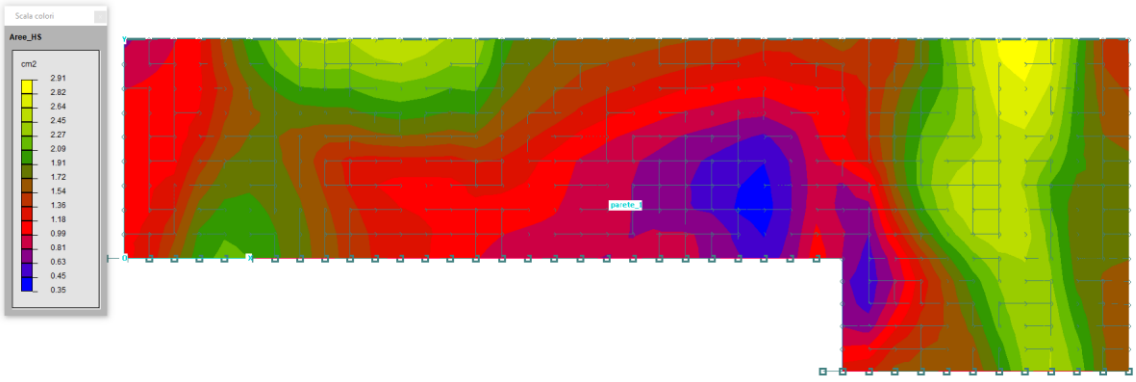


Richiesta di armatura inferiore orizzontale a SLU

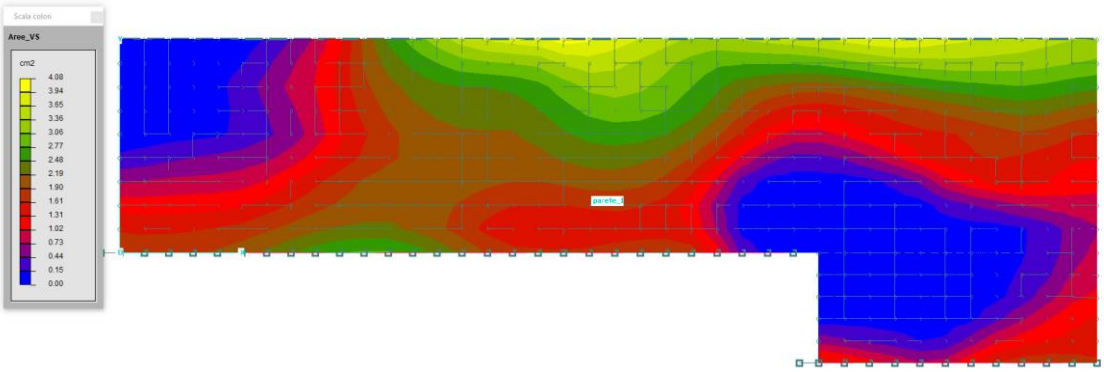


Richiesta di armatura inferiore verticale a SLU

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



Richiesta di armatura superiore orizzontale a SLU



Richiesta di armatura superiore verticale a SLU

*** VERIFICHE A TAGLIO SECONDO NTC2018 (cap. 7.4.4.5.1) ***

Vrcd = compressione cls d'anima
Vrsd = trazione armatura trasversale
Vrd,s = scorrimento in zona dissipativa

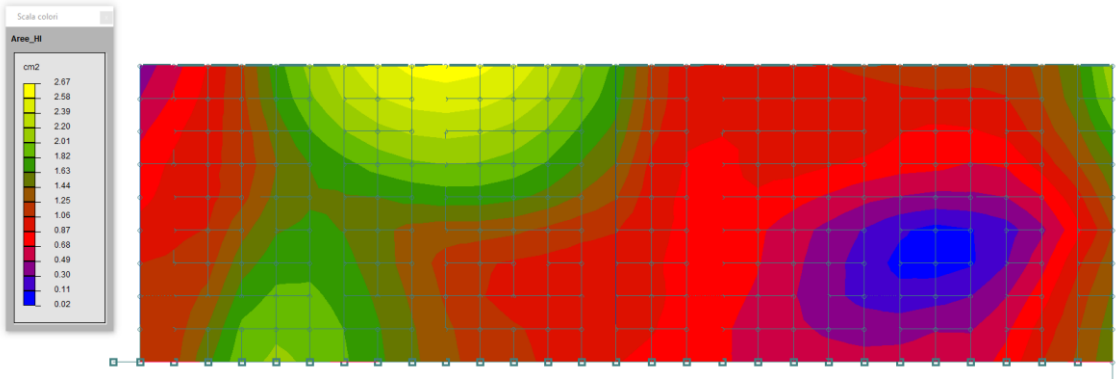
Quota [cm]	Sezione [cm2]	Af long. [cm2]	Af trasv. [cm2]	Taglio [kN]	Vrcd [kN]	Vrsd [kN]	alfas	Vrd,s [kN]
-480.0	25902	66.46	66.46	429.42	11030.58	2080.33	-	-
-440.0	25902	66.46	66.46	392.19	11032.45	2080.33	-	-
-400.0	25902	66.46	66.46	270.04	11036.61	2080.33	-	-
-360.0	25902	66.46	66.46	182.59	11048.55	2080.33	-	-
-320.0	90924	233.28	233.28	826.19	38821.97	7302.60	-	-
-280.0	90924	233.28	233.28	934.14	38815.80	7302.60	-	-
-240.0	90924	233.28	233.28	1019.01	38798.16	7302.60	-	-
-200.0	90924	233.28	233.28	1043.65	38780.10	7302.60	-	-
-160.0	90924	233.28	233.28	1025.42	38761.76	7302.60	-	-
-120.0	90924	233.28	233.28	977.45	38743.28	7302.60	-	-
-80.0	90924	233.28	233.28	917.24	38724.77	7302.60	-	-
-40.0	90924	233.28	233.28	846.04	38706.43	7302.60	-	-
-10.0	90924	233.28	233.28	827.58	38694.32	7302.60	-	-

Parete 5

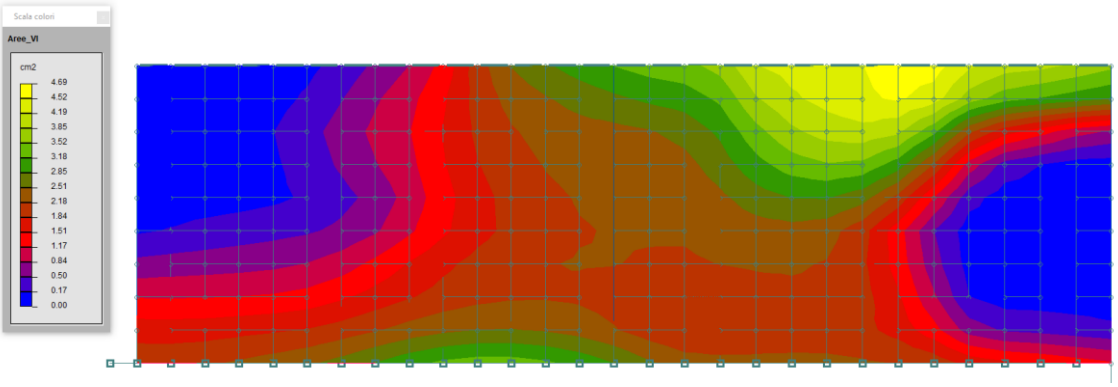
Armatura disposta:

- Inferiori inferiori e superiori→ $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$
- Superiori inferiori e superiori → $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$

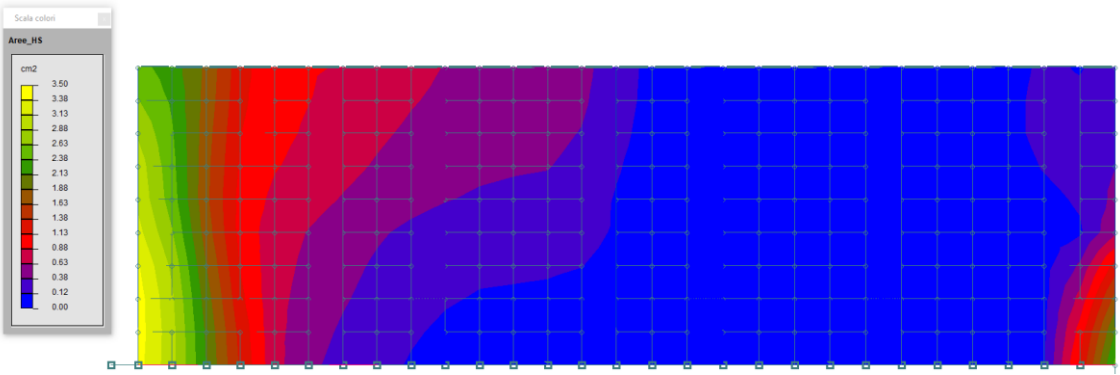
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



Richiesta di armatura inferiore orizzontale a SLU



Richiesta di armatura inferiore verticale a SLU



Richiesta di armatura superiore orizzontale a SLU

*** VERIFICHE A TAGLIO SECONDO NTC2018 (cap. 7.4.4.5.1) ***

Vrcd = compressione cls d'anima
Vrsd = trazione armatura trasversale
Vrd,s = scorrimento in zona dissipativa

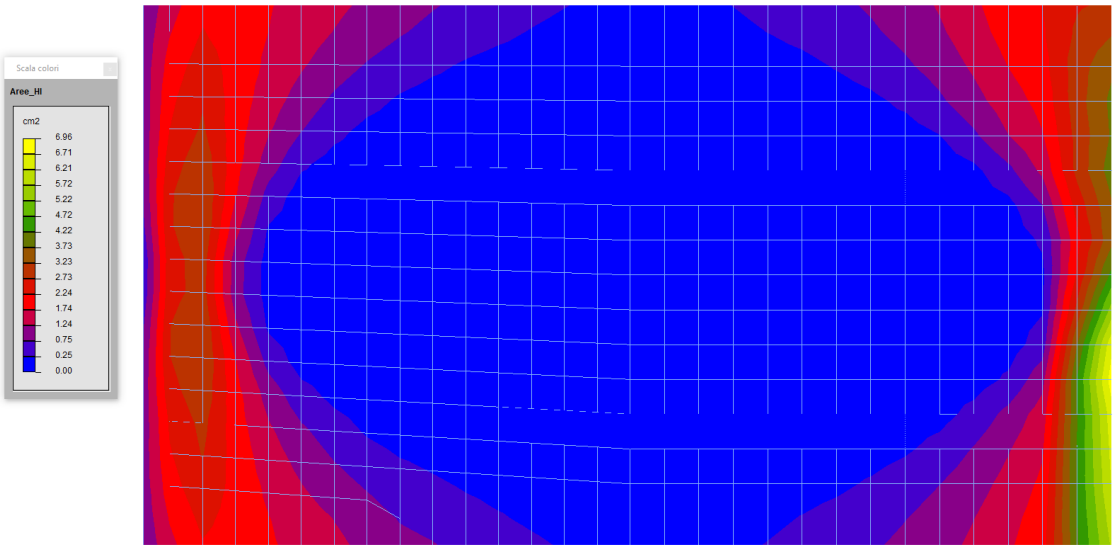
Quota [cm]	Sezione [cm2]	Af long. [cm2]	Af trasv. [cm2]	Taglio [kN]	Vrcd [kN]	Vrsd [kN]	alfas	Vrd,s [kN]
-310.0	65022	166.82	166.82	503.98	27793.58	5222.27	-	-
-270.0	65022	166.82	166.82	430.98	27786.35	5222.27	-	-
-230.0	65022	166.82	166.82	345.01	27775.06	5222.27	-	-
-190.0	65022	166.82	166.82	313.42	27763.10	5222.27	-	-
-150.0	65022	166.82	166.82	371.39	27751.31	5222.27	-	-
-110.0	65022	166.82	166.82	473.55	27734.01	5222.27	-	-
-70.0	65022	166.82	166.82	574.37	27722.60	5222.27	-	-
-30.0	65022	166.82	166.82	664.28	27709.34	5222.27	-	-
-5.0	65022	166.82	166.82	664.28	27709.34	5222.27	-	-

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

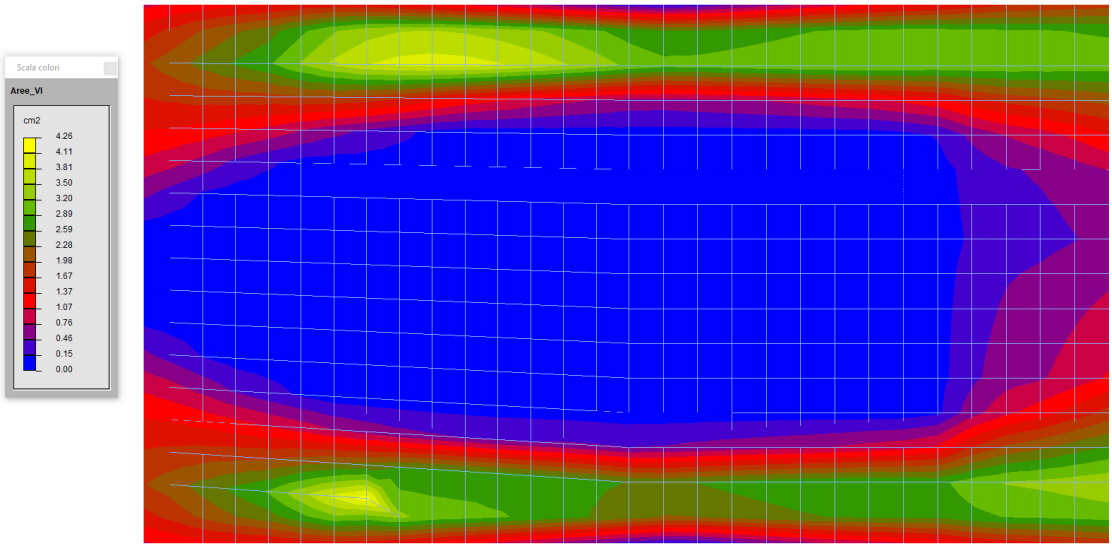
Platea di fondazione

Armatura disposta:

- Inferiori inferiori e superiori→ $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$
- Superiori inferiori e superiori → $\emptyset 16/20 = 10.05\ cm^2$

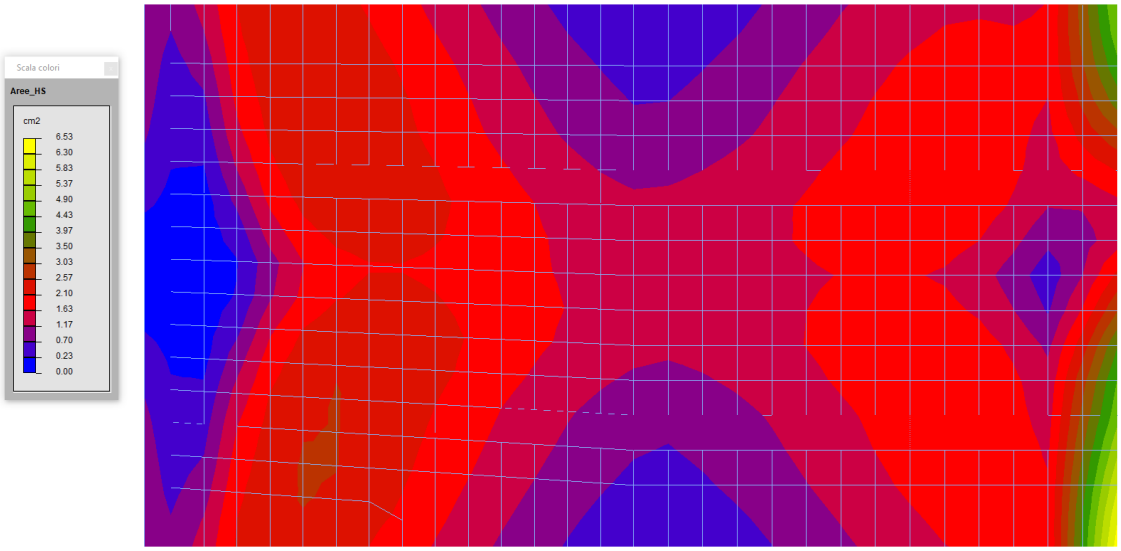


Richiesta di armatura inferiore orizzontale a SLU

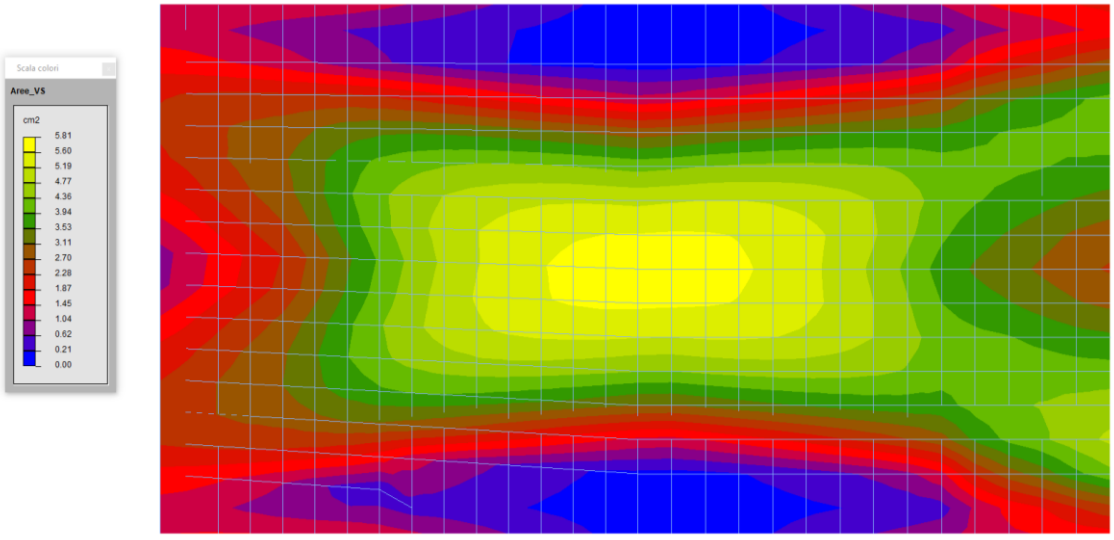


Richiesta di armatura inferiore verticale a SLU

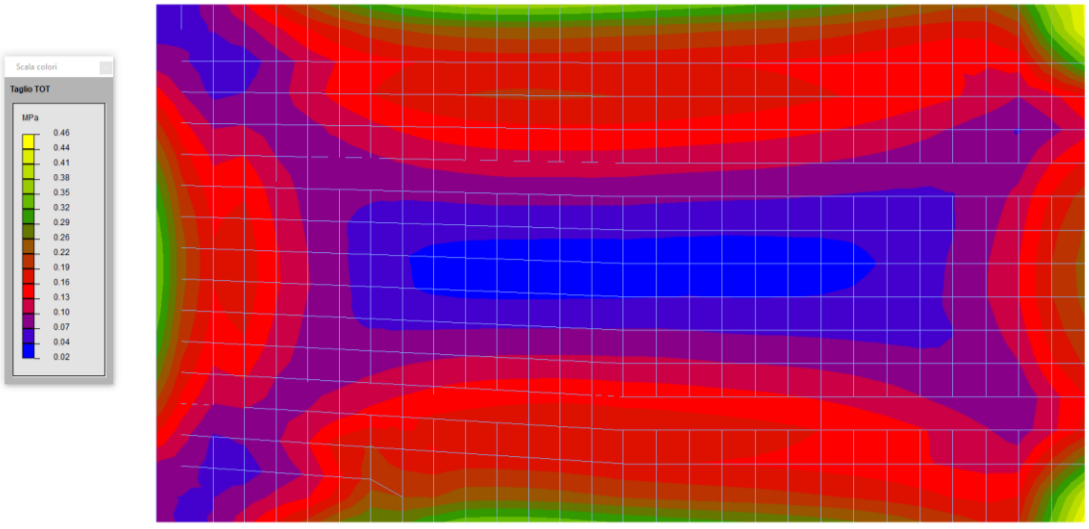
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG



Richiesta di armatura superiore orizzontale a SLU



Richiesta di armatura superiore verticale a SLU



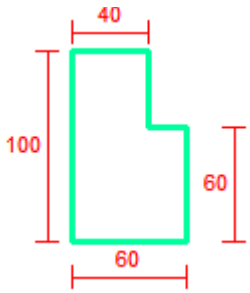
Tensione di taglio a SLU

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

a taglio risulta sodisfatta se la tensione massima di taglio è minore della resistenza di taglio della soletta senza considerare il contributo degli spinotti $\emptyset 12/40x40$. Il **vrd** nel nostro caso equivale a 0.60 MPa ed è maggiore della vsd=0.46 MPa.

Trave a L portante in ca

Per la verifica a SLU della trave in ca, portante i profili metallici IPE 330 esposti al carico veicolare, viene eseguita sia per le azioni verticali che causano flessione e taglio che per le azioni di momento torcente dovuti all'eccentricità tra l'asse baricentrico della sezione e la posizione di scarico delle putrelle IPE 330 sulla trave. La verifica a torsione viene eseguita tramite un foglio excel considerando lo stato ultimo della torsione primaria.



Sezione in cm della trave portante in c.a.

La verifica classica della trave soggetta a carichi verticali è stata eseguita anche'essa tramitte il modulo di calcolo "Trave Continua" di CDM Dolmen. Di seguito si riportano le verifiche effettuate.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

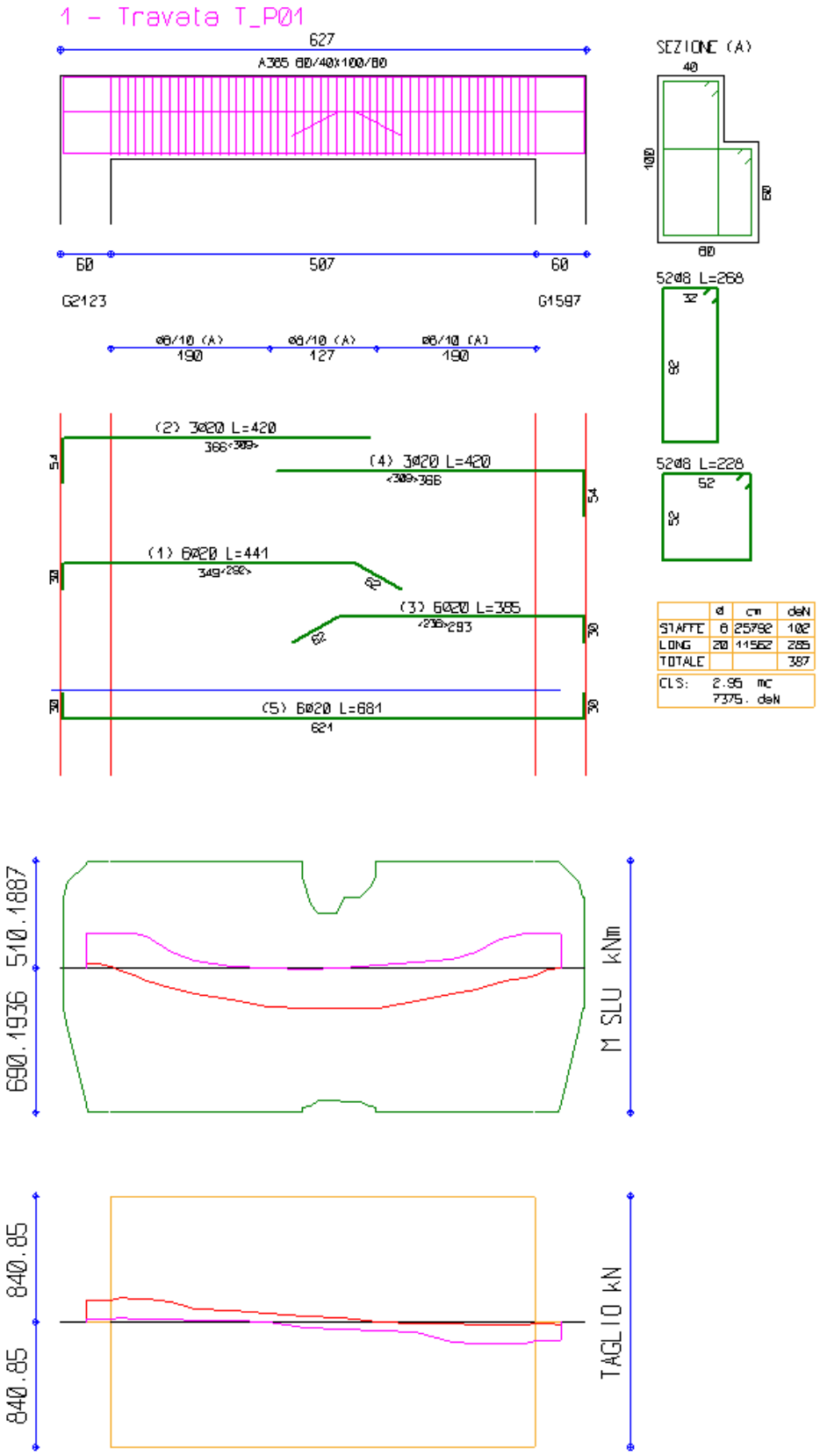


Diagramma di momento e taglio per azioni verticali

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

```
              VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata       : 1 - Travata T_P01 (trave)
Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->
Duttilita'         : non prevista (struttura non dissipativa).
                   : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.
Unita' di misura   : cm; kN; kN/m; kNm; MPa; deform. %.
Unita' particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
Copriferri (assi)  : longitudinali= 5 ; staffe= 4

              MATERIALI

CLS     : Rck =45.  ; fck=37.35; fctk= 2.35; fctm= 3.35; Ec= 34625.5 ;
          gc =1.5 ; fcd=21.17; fbd= 3.52; fctd= 1.56; Ecud=.2% (limit.elastico)
ACCIAIO : B450C; ftk=517.5 ; fyk=450.  ; Es=210000.  ;
          gs =1.15; fyd=391.3 ; ftd(k*fyd)=450.  ; fud=443.98; Eud=.19% (limit.elastico)

              TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO  : ordinario.
CLS     : Scls(rara)=22.41; Scls(quasi permanente)=16.81; fbd(esercizio)= 3.52
ACCIAIO : Sacc(rara)=360. ; Coeff.Omogeneizzazione= 15
FESSURE : Wdmax(fre.)=.4  ; Wdmax(q.p.)=.3  [4.1.2.2.4.5];
          kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

              CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

            SLU           |
Nome   Descrizione    Sest|
 1.|SLU SENZA SISMA 1   1.|
 2.|SLU SENZA SISMA 2   1.|
 3.|SLU SENZA SISMA 3   1.|
 5.|SLU con SISMAX PRINC2.|
13.|SLU TRAFFICO 1      1.|
14.|SLU TRAFFICO 2      1.|
15.|SLU TRAFFICO 3      1.|
16.|SLU_sovracarico_Acc 1.|
17.|SLU_VAR_MEZZI       1.|
21.|SLU H2_O            1.|

            RARE          |         FREQUENTI         |    QUASI PERMANENTI      |
Nome   Descrizione    Sest|Nome   Descrizione    Sest|Nome   Descrizione    Sest|
 6.|Rara 1              1.| 9.|Frequente 1         1.|12.|Quasi Perm          1.|
 7.|Rara 2              1.|10.|Frequente 2         1.|                           |
 8.|Rara 3              1.|11.|Frequente 3         1.|                           |
18.|RARA_TRAFFICO_1     1.|                          |                           |
19.|RARA_TRAFFICO_2     1.|                          |                           |
20.|RARA_TRAFFICO_3     1.|                          |
              SEZIONI UTILIZZATE

 3) Sezione a L (4): 60/40X100/60; A=5200.; Jg=4062564.; E=34625.49

              DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.| Descriz. |S.ini|Sez. |S.fin|Incl.|L.assi|L.net.|lambda | K |r.Ar.|lam.max|
   1|A385      |    3|    3|    3|    0|  567.|  507.|  5.673|1. |3.842| 79.956|

              VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive|SE|Ar|  Msd     Epscl Epsac|   Mrd    Epscl Epsac Cam x/d |Mr/Ms|VE|
>   0.|  0.|3.|1.|-165.9667!-.016| .06 |-510.1887|-.049| .186|2.| .209|3.074!SI|
  306.|306.|3.|2.|  -1.1896|0.    |0.   |-655.4175!-.062| .186|2.| .249|550.9!SI|
  306.|306.|3.|2.| 190.3994!-.021! .048| 731.5947!-.084| .186|2.| .312!3.842|SI|
  567.|567.|3.|1.|-165.8938|-.016| .06 !-510.1887|-.049| .186|2.| .209!3.075|SI|

TAGLIO:

Progressive|Se|  Vsd  |  VRd  |  VRcd |  VRsd   Asw    s  ctgT|Ve|
>   0.|  0.|3.| 145.91| 143.22|1248.01| 840.85| 1.01|10. |2.5 |SI|
   43.| 43.|3.| 160.16! 143.22|1248.01| 840.85| 1.01|10. |2.5 |SI|
  101.|101.|3.| 132.84| 176.02!1248.01| 840.85| 1.01|10. |2.5 |SI|
  495.|495.|3.|-148.19! 143.22|1248.01| 840.85| 1.01|10. |2.5 |SI|
  567.|567.|3.|-130.4 | 143.22|1248.01! 840.85! 1.01|10. |2.5 |SI|

              VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive|Se|Ar Momento     Scls   Sacc | As   hc,ef   Eps%  Sr,max   Wd  |Ve|
>   0.|  0.|3.|1.| -119.6116| -1.93| 93.63| 9.42| 7.5 |  .0268| 17.62|  .047|SI|
   30.| 30.|3.|1.| -106.6472| -1.72| 83.49| 9.42| 7.5 |  .0239| 17.62|  .042|SI|
  262.|262.|3.|1.|  135.9756| -2.46| 78.4 |18.85|15.  |  .0224| 33.23|  .074!SI|
  306.|306.|3.|2.|  140.3715! -2.62! 76.96|18.85|15.  |  .022 | 33.23|  .073|SI|
  567.|567.|3.|1.| -122.696 ! -1.97| 96.05! 9.42| 7.5 |  .0274| 17.62|  .048|SI|
```

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-49.1105	-.79	38.44	9.42	7.5	.011	17.62	.019	SI
30.	30.	3.	1.	-43.6835	-.7	34.2	9.42	7.5	.0098	17.62	.017	SI
262.	262.	3.	1.	58.1501!	-1.05	33.53	18.85	15.	.0096	33.23	.032!	SI
306.	306.	3.	2.	57.5808	-1.07!	31.57	18.85	15.	.009	33.23	.03	SI
567.	567.	3.	1.	-50.9178!	-.82	39.86!	9.42	7.5	.0114	17.62	.02	SI

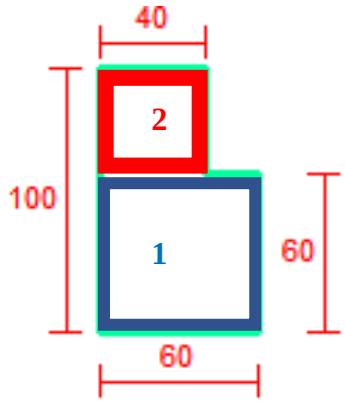
TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-44.7177!	-.72	35.01!	9.42	7.5	.01	17.62	.018	SI
30.	30.	3.	1.	-40.2893	-.65	31.54	9.42	7.5	.009	17.62	.016	SI
262.	262.	3.	1.	46.5897!	-.84	26.86	18.85	15.	.0077	33.23	.026!	SI
306.	306.	3.	2.	46.4591	-.87!	25.47	18.85	15.	.0073	33.23	.024	SI
567.	567.	3.	1.	-40.8482	-.66	31.98	9.42	7.5	.0091	17.62	.016	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	47.12	.906	28.27	.544	6d20 +3d20	18.85	.362	6d20
2	65.97	1.269	47.12	.906	6d20 +6d20 +3d20	18.85	.362	6d20

La verifica a SLU di torsione viene eseguita, essendo una sezione composta con più elementi rettangolari, per ogni suo elemento sottoposto ad un momento torcente proporzionalmente alla sua rigidezza torsionale.
Per cui avremmo la seguente ripartizione di momento torcente.



$$T_{Sd1} = T_{Sd}\frac{J_{T1}}{J_{T1}+J_{T2}}$$

$$T_{Sd2} = T_{Sd}\frac{J_{T2}}{J_{T1}+J_{T2}}$$

$$J_T = ab^3\left\{\frac{16}{3} - 3.36\frac{b}{a}\left[1-\frac{1}{12}\left(\frac{b}{a}\right)^4\right]\right\} \quad (a>b)$$

Ripartizione momento torcente in funzione della rigidezza

Area:	520000	mmq
Perimeter:	32000	mmq
X_G	269.2	mm
Y_G	453.8	mm
X(forza)	500	mm
copriferro	30	mm
fyk	450	N/mmq
Gamma_S	1.15	-
fyd	391.3043	N/mmq
cls	C35/45	
fck	35	N/mmq
Gamma_S	1.5	N/mmq
fcd	19.83333	N/mmq
alfa_cw	1	-
nu_1	0.516	-

Tabella:Input geometrici e materiali

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Vsd	**160**	**kN**
Ttot	**36.928**	kNm

Taglio agente emomento torcente totale

Elemento 1			
H	600	mm	altezza elemento i-esimo
B	600	mm	base elemento i-esimo
u	2400	mm	perimetro sezione
A	360000	mm^2	area sezione
a	300	mm	max(H,B)/2
b	300	mm	min(H,B)/2
J_t	1.825E+10	mm^4	momento di inerzia a torsione
Tsd	30.836784	kNm	torsione i-simo elemento
t	150	mm	spessore equivalente sez aperta
Ak	90000	mm^2	area interna alla linea media di t
u_k	1800	mm	perimetro linea media
tau_1	1.1421031	N/mmq	tensione tangenziale di Bredt
q_1	171.31546	N/mm	risultante tensione tangenziale su t
Vsd_i	77091.959	N	taglio parete
α	90	°	inclinazione staffe
Θ	22.3	°	inclinazione bielle compresse
cotgα	0.00		
cotgΘ	2.44		
$cotg^2Θ$	5.95		
Asw/s	0.1795574	mmq/mm	staffe per torsione
fi_staffa	10	mm	diametro staffa
Asw_eff	78.539816	mm	area staffa
s_min	100	mm	passo staffe
S_T	751878.47	N	forza long di parete
Asl	1921.4672	mmq	armatura long per torsione
Trd_c	97.008764	kNm	momento tor. Resistente lato cls
Trd_s	134.88251	kNm	momento tor. Resistente lato acc
Trd_fin	97.008764	kNm	momento resistente finale
Verifica	OK		verifica torsione
verifica taglio+torsione			
Vsd	237.09196	kN	taglio totale agente
Vrd_c	1105.8999	kN	taglio Resistente lato cls
Vrd_s	384.41515	kNm	taglio Resistente lato acc
Vrd_fin	384.41515	kNm	taglio resistente finale
Verifica_1	OK		verifica taglio
Verifica_2	0.5322645	OK	<1 -->ok verifica taglio+torsione

Tabella:Verifica Torsione+ taglio SLU elemento 1

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

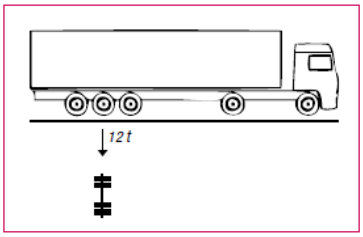
	Elemento 2		
H	400	mm	altezza elemento i-esimo
B	400	mm	base elemento i-esimo
u	1600	mm	perimetro sezione
A	160000	mm^2	area sezione
a	200	mm	max(H,B)/2
b	200	mm	min(H,B)/2
J_t	3605333333	mm^4	momento di inerzia a torsione
Tsd	6.09121649	kNm	torsione i-simo elemento
t	100	mm	spessore equivalente sez aperta
Ak	40000	mm^2	area interna alla linea media di t
u_k	1200	mm	perimetro linea media
tau	0.76140206	N/mmq	tensione tangenziale di Bredt
q_1	76.1402062	N/mm	risultante tensione tangenziale su t
ΔV	22842.0619	N	taglio parete
α	90	°	inclinazione staffe
Θ	21.8	°	inclinazione bielle compresse
cotgα	0.00		
cotgΘ	2.50		
$cotg^2Θ$	6.25		
Asw/s	0.07782666	mmq/mm	staffe per torsione
fi_staffa	10	mm	diametro staffa
Asw_eff	78.5398163	mm	area staffa
s_min	100	mm	passo staffe
S_T	228436.915	N	forza long di parete
Asl	583.783228	mmq	armatura long per torsione
Trd_c	28.2302656	kNm	momento tor. Resistente lato cls
Trd_s	61.4703285	kNm	momento tor. Resistente lato acc
Trd_fin	28.2302656	kNm	momento resistente finale
Verifica	OK		verifica torsione

Tabella:Verifica Torsione SLU elemento 2

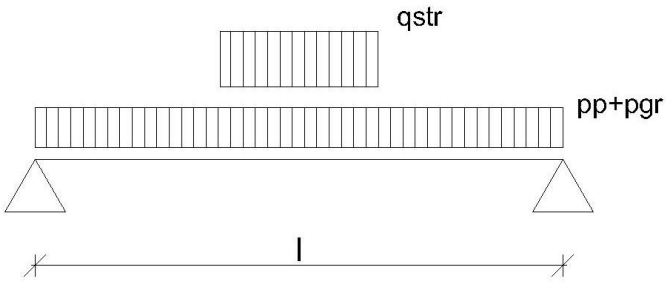
E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.6Verifica del grigliato carrabile

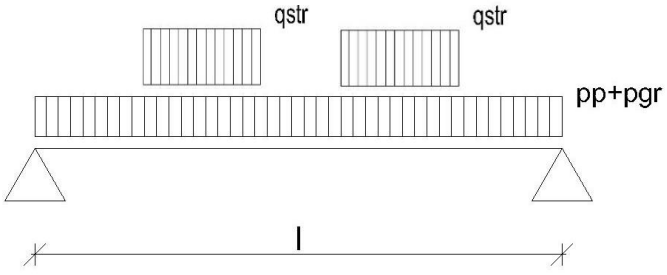
La vasca di decantazione viene coperto superiormente da un grigliato in acciaio zincato a caldo costituito da un elemento portante in piatto 60x3 mm, interasse 15 mm e da barre longitudinali da 5 mm a passo 76 mm per un peso complessivo di circa 100 kg/m^2.
L'intero grigliato è poi sorretto da travi di appoggio IPE330 in acciaio S355 JR in acciaio zincato disposto ad interasse di 0.60 m sui piedritti del manufatto in c.a.
Nel presente capitolo si riporta la verifica strutturale della trave di appoggio e del grigliato.
Il calcolo del profilato IPE 330 viene condotto considerando due condizioni di carico applicati ad uno schema di trave semplicemente appoggiata con luce pari a 3.40 m. Nella prima condizione di carico veicolare si considera un asse da 90 kN posizionato in mezzeria della trave. Mentre la seconda configurazione prevede due assi da 90 kN disposti a una distanza di 1.2 m tra di loro e posizionati a 0.6 m a destra e sinistra della mezzeria della trave. I carichi agenti sono dati dal peso proprio del profilo metallico, dal peso permanente del grigliato e dal carico stradale valutato pari a 90 kN e agente su un'aria d'impronta di 400x400 mm, secondo il C.d.S., art. 62, p.to 5 (dato da carico dell'asse più gravoso di 12t diviso per il semiasse e moltiplicato per un coefficiente dinamico medio pari a 1.50 che tiene conto della frenata e/o accelerazione).



Di seguito si riportano lo schema statico della trave di appoggio con i relativi condizioni di carico considerate:



Condizione di carico 1



Condizione di carico 2

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Dove a SLU i carichi distribuiti risultano:

- qstr = carico stradale pari a 304 kN/m (90 kN/0.40 m con $\gamma_{Q,traffico}$ =1.35)
- pp = peso proprio della trave pari a 0.64 kN/m (con γ_{G1} = 1.3)
- pgr = peso proprio del grigliato, che per un interasse trave di 0.6 m, risulta pari a 0.9 kN/m (con γ_{G2} = 1.5)

Amplificando i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni pari a 1.30 per i pesi propri e pari a 1.50 per i carichi da traffico, si risolve lo schema statico in cui le massime sollecitazioni ultime risultano pari a:

- M_{max} = 132.5 kNm (in campata)
- V_{max} = 142 kN (in estremità)

La verifica della trave viene condotta allo S.L.U. calcolando la tensione ideale sulla trave, assegnato il profilo da utilizzare:

$M_{rd} = f_{yd} \cdot W_{el} = (261.9\ N/mm^2 \cdot 71.31x10^{+4}\ mm^3) \cdot 10^{-6} = 186.76\ kNm > M_{max}$

$Vrd = A_t \cdot fyd/\sqrt{3} = (330\ mm \cdot 7.5mm \cdot 261.9\ N/mm^2/1.732) \cdot 10^{-3} = 374.2\ kN > V_{max}$

dove

- $W_y = 71.31x10^{+4}\ mm^3$ =Modulo di resistenza lungo y della sezione IPE 330;
- γ_{M1} = 1.05 = coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature;
- f_{yk} = 275 MPa tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1}$ =261.9 MPa tensione di progetto di snervamento dell'acciaio;
- A_t = area a taglio della sezione (si considera cautelativamente la sola anima).

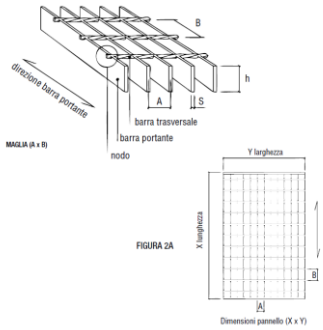
Come si evince dai calcoli, il profilo della trave di appoggio, soddisfa le verifiche strutturali.

Per il dimensionamento e verifica del grigliato si riporta il calcolo effettuato su Excel.

Anche in questo caso lo schema statico è quello di una trave in semplice appoggio.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Grigliato



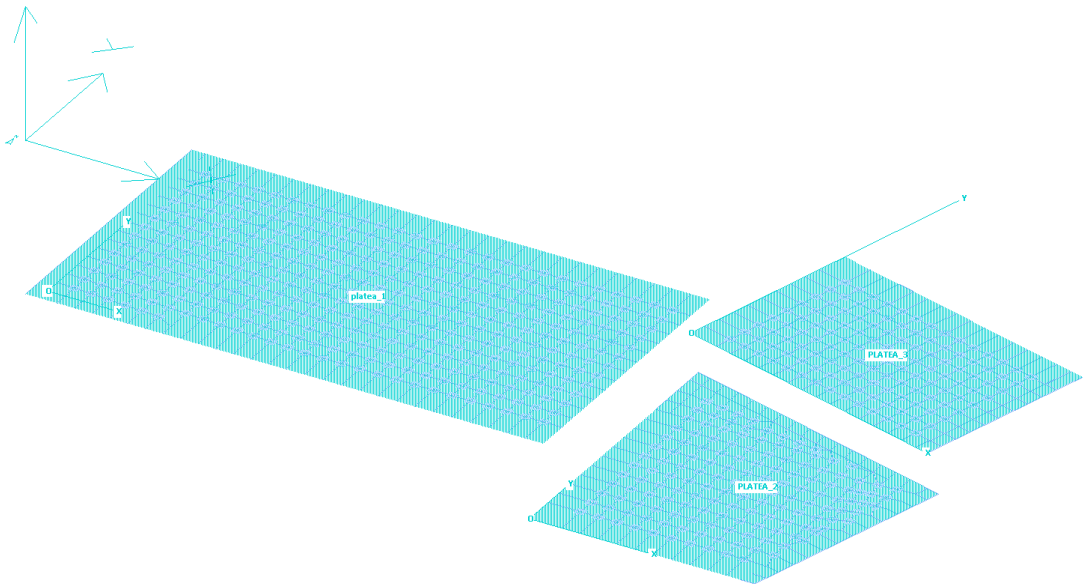
fascia di impronta traffico	400	mm	
Carico asse traffico	90	KN	
Carico asse distribuito traf.	225	KN/m	
Carico distribuito traffico	5.0	kN/mq	
Carico distribuito folla	2.0	KN/m	
Luce appoggi	600	mm	
Larghezza ala trave	160	mm	
Luce netta appoggi	440	mm	
Grigliato	**60x3 15x76**		
Altezza lame **h**	60	mm	
Spessore lame **s**	3	mm	
Interasse lame **A**	15	mm	
Modulo di resistenza lama	1800	mm3	
Modulo di inerzia lama	54000	mm2	
Acciaio grigliato	S235JR		
Valore di snervamento fyk	235	N/mmq	
Modulo elastico	210000	N/mm2	
n. Barre portanti	29.2		
Modulo di resistenza lama tot	52500	mm3	
Modulo di inerzia lama tot	1575000	mm4	
Peso singola barra	0.014	kN/m	
Carico PP+ UDL traffico SLU	3.56	kN/m	
Carico asse traf. SLU	303.75	kN/m	
Momento flettente	0.222	kNm	
Momento flettente asse traf.	9.1125	kNm	
sigma ammissibile σ	223.8	N/mmq	
Sigma agente	177.8	N/mmq	79.44%
Carico PP+ UDL traffico SLE	2.41	kN/m	
Freccia elastica PP+UDL traffico	0.012307	mm	
Freccia elastica asse traffico	1.224490	mm	
Freccia totale	1.236797	mm	
Freccia ammissibile	2	mm	62 %

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

13.7Verifica geotecnica: platee di fondazione

L'elemento di fondazione utilizzato per portare il carico del pozzetto in c.a. è una platea di fondazione spessa 60 cm e poggiante su un letto di magrone spesso 10 cm.

Le platee sono definite su tre livelli rispetto al piano campagna e sono stati modellati ad elementi bidimensionali (gusci) con comportamento a piastra e poggiante su uno strato di terreno sabbioso profondo circa 2 m. Inoltre, si considera la presenza di una falda acquifera definita a -2 m dal livello del piano campagna.



Elementi di macrogusci delle fondazioni a platea

13.7.1 Descrizione del metodo di calcolo.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

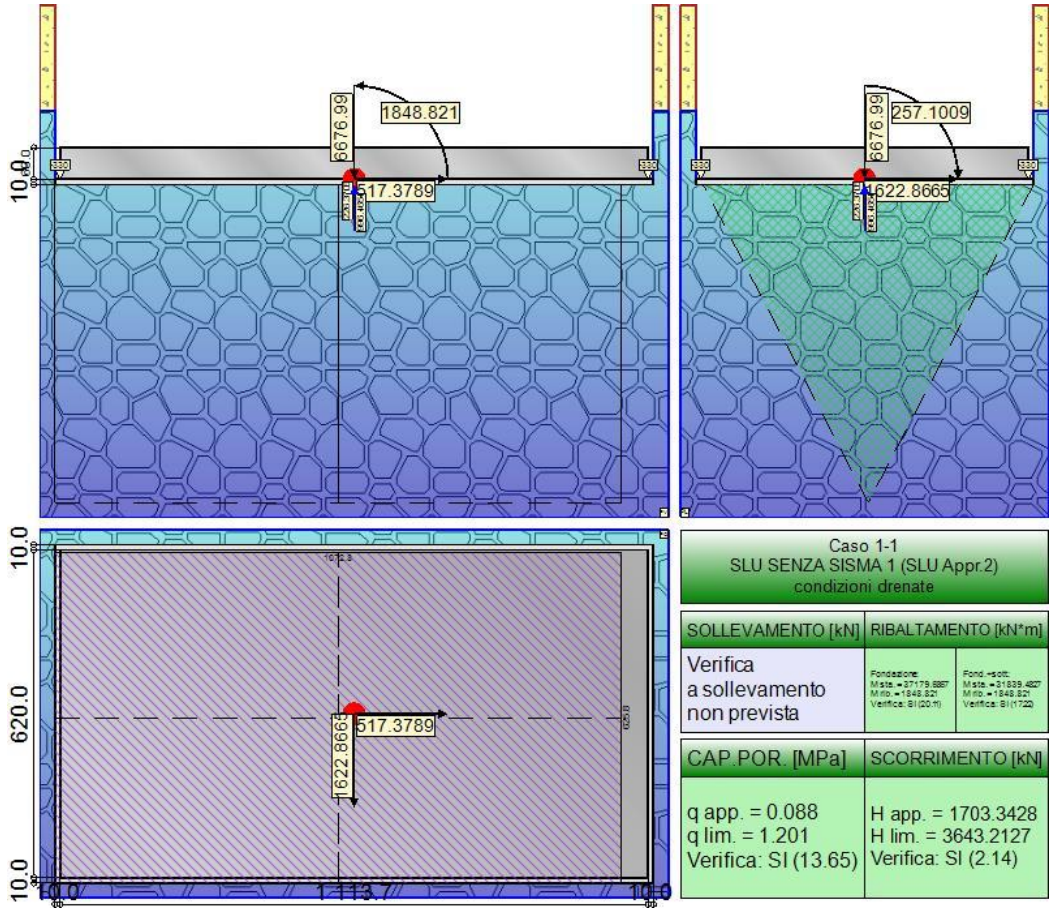
Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante Nq (Prandtl, 1921), Nc (Reissner, 1924), N_g (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s, Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento (d, Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g, Vesic, 1973), e all'azione sismica (h - Maugeri e Novità, 2004).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

(eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.



Rappresentazione della fondazione.

13.7.2Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	517.3789	-1622.8665	-5906.8951	257.1009	-1848.821	0	0	10
2-1	561.2539	-1458.5449	-5541.2851	226.7214	-1881.0073	0	0	10
3-1	415.5728	-1271.7547	-5782.0751	200.9546	-1720.8168	0	0	10
4-1	337.0825	-505.3187	-3604.1258	70.0205	-1604.6924	0	0	10
4-2	197.782	-575.908	-3593.2558	68.5276	-1620.252	0	0	10
5-1	730.5553	699.6436	-5321.4751	-245.2324	-1595.9473	0	0	10
6-1	709.6482	168.008	-5301.3851	-138.2857	-1663.762	0	0	10
7-1	551.9389	-282.5488	-5164.1451	-32.2524	-1991.0185	0	0	10
8-1	530.3933	-1124.0596	-5123.2751	151.6658	-2761.9648	0	0	10
9-1	44.7897	-501.4254	-5925.9151	65.7766	-2227.9966	0	0	10
10-1	-558.945	-1123.5418	-9012.4051	127.7261	-1321.8732	0	0	10

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [kN]	Hy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	517.3789	-1622.8665	-5906.8951	419.3876	-1797.0831	-	-	-
2-1	561.2539	-1458.5449	-5541.2851	372.5759	-1824.8819	-	-	-
3-1	415.5728	-1271.7547	-5782.0751	328.1301	-1679.2595	-	-	-
4-1	337.0825	-505.3187	-3604.1258	120.5524	-1570.9841	-	-	-
4-2	197.782	-575.908	-3593.2558	126.1184	-1600.4738	-	-	-
5-1	730.5553	699.6436	-5321.4751	-315.1968	-1522.8918	-	-	-
6-1	709.6482	168.008	-5301.3851	-155.0865	-1592.7972	-	-	-
7-1	551.9389	-282.5488	-5164.1451	-3.9975	-1935.8246	-	-	-
8-1	530.3933	-1124.0596	-5123.2751	264.0718	-2708.9255	-	-	-
9-1	44.7897	-501.4254	-5925.9151	115.9191	-2223.5176	-	-	-
10-1	-558.945	-1123.5418	-9012.4051	240.0803	-1377.7677	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un'eccentricità lungo X (max = 52.87 [cm]) e lungo Y (max = 7.1 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	30.42	7.1	asse Y	asse X
2-1	32.93	6.72	asse Y	asse X
3-1	29.04	5.67	asse Y	asse X
4-1	43.59	3.34	asse Y	asse X
4-2	44.54	3.51	asse Y	asse X
5-1	28.62	5.92	asse Y	asse X
6-1	30.04	2.93	asse Y	asse X
7-1	37.49	0.08	asse Y	asse X
8-1	52.87	5.15	asse Y	asse X
9-1	37.52	1.96	asse Y	asse X
10-1	15.29	2.66	asse Y	asse X

13.7.3Capacità portante.

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ_φ	γ_γ	φ [°]	γ' [kN/m³]	N_γ	s_γ	d_γ	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	b_γ	g_γ	h_γ	$q'_{lim,\gamma}$ [MPa]
1-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.49	0.83	1.00	1.00	-	0.872
2-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.51	0.81	1.00	1.00	-	0.885
3-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.58	0.86	1.00	1.00	-	1.065
4-1	-	-	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.73	0.83	1.00	1.00	0.66	0.883
4-2	-	-	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.70	0.90	1.00	1.00	0.66	0.909
5-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.73	0.75	1.00	1.00	-	1.173
6-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.93	0.75	1.00	1.00	-	1.519
7-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.88	0.80	1.00	1.00	-	1.551
8-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.23	1.00	0.58	0.80	1.00	1.00	-	1.016
9-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.22	1.00	0.82	0.98	1.00	1.00	-	1.762
10-1	1.00	1.00	35	11.7	48.03	1.21	1.00	0.73	0.87	1.00	1.00	-	1.378

Caso	$\gamma_{c'}$	c' [MPa]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	h_c	$q'_{lim,c}$ [MPa]
1-1	1.00	0.01	46.12	1.43	1.14	0.63	0.90	1.00	1.00	-	0.427
2-1	1.00	0.01	46.12	1.43	1.14	0.65	0.88	1.00	1.00	-	0.432
3-1	1.00	0.01	46.12	1.43	1.14	0.70	0.91	1.00	1.00	-	0.484
4-1	-	0.01	46.12	1.45	1.14	0.82	0.90	1.00	1.00	0.83	0.465
4-2	-	0.01	46.12	1.45	1.14	0.80	0.94	1.00	1.00	0.83	0.472
5-1	1.00	0.01	46.12	1.43	1.14	0.82	0.84	1.00	1.00	-	0.519
6-1	1.00	0.01	46.12	1.44	1.14	0.96	0.84	1.00	1.00	-	0.609
7-1	1.00	0.01	46.12	1.45	1.14	0.92	0.87	1.00	1.00	-	0.614

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

8-1	1.00	0.01	46.12	1.45	1.14	0.71	0.88	1.00	1.00	-	0.475
9-1	1.00	0.01	46.12	1.44	1.14	0.88	0.99	1.00	1.00	-	0.663
10-1	1.00	0.01	46.12	1.42	1.14	0.82	0.92	1.00	1.00	-	0.565

Caso	q' [MPa]	N_q	s_q	d_q	i_{bq}	i_{lq}	b_q	g_q	h_q	$q'_{lim,q}$ [MPa]
1-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.64	0.90	1.00	1.00	-	1.396
2-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.66	0.88	1.00	1.00	-	1.409
3-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.71	0.92	1.00	1.00	-	1.572
4-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.83	0.90	1.00	1.00	0.78	1.414
4-2	0.052	33.30	1.22	1.14	0.80	0.94	1.00	1.00	0.78	1.436
5-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.82	0.84	1.00	1.00	-	1.68
6-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.96	0.85	1.00	1.00	-	1.959
7-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.93	0.88	1.00	1.00	-	1.969
8-1	0.052	33.30	1.23	1.14	0.72	0.88	1.00	1.00	-	1.535
9-1	0.052	33.30	1.22	1.14	0.88	0.99	1.00	1.00	-	2.121
10-1	0.052	33.30	1.21	1.14	0.82	0.92	1.00	1.00	-	1.828

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R;v}$	q'_{lim} [MPa]	A [cm^2]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	1.201	671370.34	80651.249	5906.895	SI (80651.249/5906.895 = 13.65 >= 1.0)
2-1	2.30	1.215	669033.78	81287.414	5541.285	SI (81287.414/5541.285 = 14.67 >= 1.0)
3-1	2.30	1.387	676164.2	93778.179	5782.075	SI (93778.179/5782.075 = 16.22 >= 1.0)
4-1	1.80	1.557	662752.4	103208.347	3604.126	SI (103208.347/3604.126 = 28.64 >= 1.0)
4-2	1.80	1.589	661201.11	105037.423	3593.256	SI (105037.423/3593.256 = 29.23 >= 1.0)
5-1	2.30	1.495	676163.88	101099.145	5321.475	SI (101099.145/5321.475 = 19.00 >= 1.0)
6-1	2.30	1.806	680807.58	122974.055	5301.385	SI (122974.055/5301.385 = 23.20 >= 1.0)
7-1	2.30	1.827	677400.54	123782.379	5164.145	SI (123782.379/5164.145 = 23.97 >= 1.0)
8-1	2.30	1.346	647270.02	87093.983	5123.275	SI (87093.983/5123.275 = 17.00 >= 1.0)
9-1	2.30	2.006	673376.66	135071.193	5925.915	SI (135071.193/5925.915 = 22.79 >= 1.0)
10-1	2.30	1.669	700101.39	116871.363	9012.405	SI (116871.363/9012.405 = 12.97 >= 1.0)

13.7.4Scorrimento.

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, della coesione efficace, dell'attrito e dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{φ}	$\gamma_{c'}$	φ [°]	c' [MPa]	δ [°]	a [MPa]	$\gamma_{R;h}$	$\gamma_{R;e}$	R_h [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2648.1439	995.0688
2-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2484.2358	1005.2092
3-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2592.1854	996.5002
4-1	-	-	35	0.01	26.2	0	1.10	1.30	1615.7801	778.5936
4-2	-	-	35	0.01	26.2	0	1.10	1.30	1610.9069	768.6967
5-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2385.6919	970.5881
6-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2376.6853	685.6859
7-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2315.1587	844.4194
8-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2296.8361	1013.019
9-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	2656.6708	927.1936
10-1	1.00	1.00	35	0.01	26.2	0	1.10	1.00	4040.3876	1014.2334

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	3643.213	1703.343	SI (3643.213/1703.343 = 2.14 >= 1.0)
2-1	3489.445	1562.805	SI (3489.445/1562.805 = 2.23 >= 1.0)
3-1	3588.686	1337.932	SI (3588.686/1337.932 = 2.68 >= 1.0)
4-1	2394.374	607.43	SI (2394.374/607.43 = 3.94 >= 1.0)
4-2	2379.604	608.923	SI (2379.604/608.923 = 3.91 >= 1.0)
5-1	3356.28	1011.54	SI (3356.28/1011.54 = 3.32 >= 1.0)
6-1	3062.371	729.265	SI (3062.371/729.265 = 4.20 >= 1.0)
7-1	3159.578	620.057	SI (3159.578/620.057 = 5.10 >= 1.0)
8-1	3309.855	1242.911	SI (3309.855/1242.911 = 2.66 >= 1.0)
9-1	3583.864	503.422	SI (3583.864/503.422 = 7.12 >= 1.0)
10-1	5054.621	1254.897	SI (5054.621/1254.897 = 4.03 >= 1.0)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

14.BERLINESE PROVVISIONALE DI MICROPALI PER VASCA

Nel presente capitolo verrà illustrato il dimensionamento e verifica degli elementi strutturali componenti la doppia berlinese funzionale al sostegno degli scavi necessari alla realizzazione delle vasche di decantazione

Per quel che riguarda la definizione delle combinazioni di calcolo (SLU ed SLE) ed i criteri di verifica geotecnica, si rimanda a quanto precedentemente illustrato nei punti **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) ed **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

14.1Analisi dei carichi

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

14.1.1Peso proprio della paratia

Il peso proprio per questo tipo di struttura può essere trascurato.

14.1.2Spinta delle terre

Si rimanda a quanto precedentemente illustrato al punto 8.3.2

14.1.3Spinta dell'acqua

La presenza della falda è stata considerata a 6.0 m da piano campagna, non direttamente interagente con le fasi di scavo.

14.1.4Sovraccarico a monte

Il versante incombente sulla berlinese in DX è stato modellato attraverso la presenza di un carico permanente distribuito triangolare, funzione del peso specifico del materiale (quarzite degradata) e dell'altezza via via crescente del versante stesso.

14.1.5Sovraccarico di cantiere

In corrispondenza della berlinese SX è sato previsto un carico accidentale di 10 kPa atto a simulare la movimentazione dei mezzi di cantiere. E', in ogni caso, vietato il deposito del materiale di scavo nelle zone limitrofe allo scavo stesso.

14.1.6Azione sismica

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Considerando il carattere provvisionale dell'opera e la stima di una sua permanenza inferiore ai due anni, così come previsto al punto 2.4.1 delle NTC-18, l'azione sismica non è stata considerata.

14.2Analisi di calcolo

14.2.1Descrizione dell'opera

La sezione di calcolo presenta una doppia berlinese una altezza massima del fondo scavo di 5.80 m, è costituita da micropali con diametro di perforazione ∅200 mm armati con tubi in acciaio ∅139.7 mm e spessore s=8 mm, disposti ad interasse i = 0.40 m di lunghezza pari a 10 m:

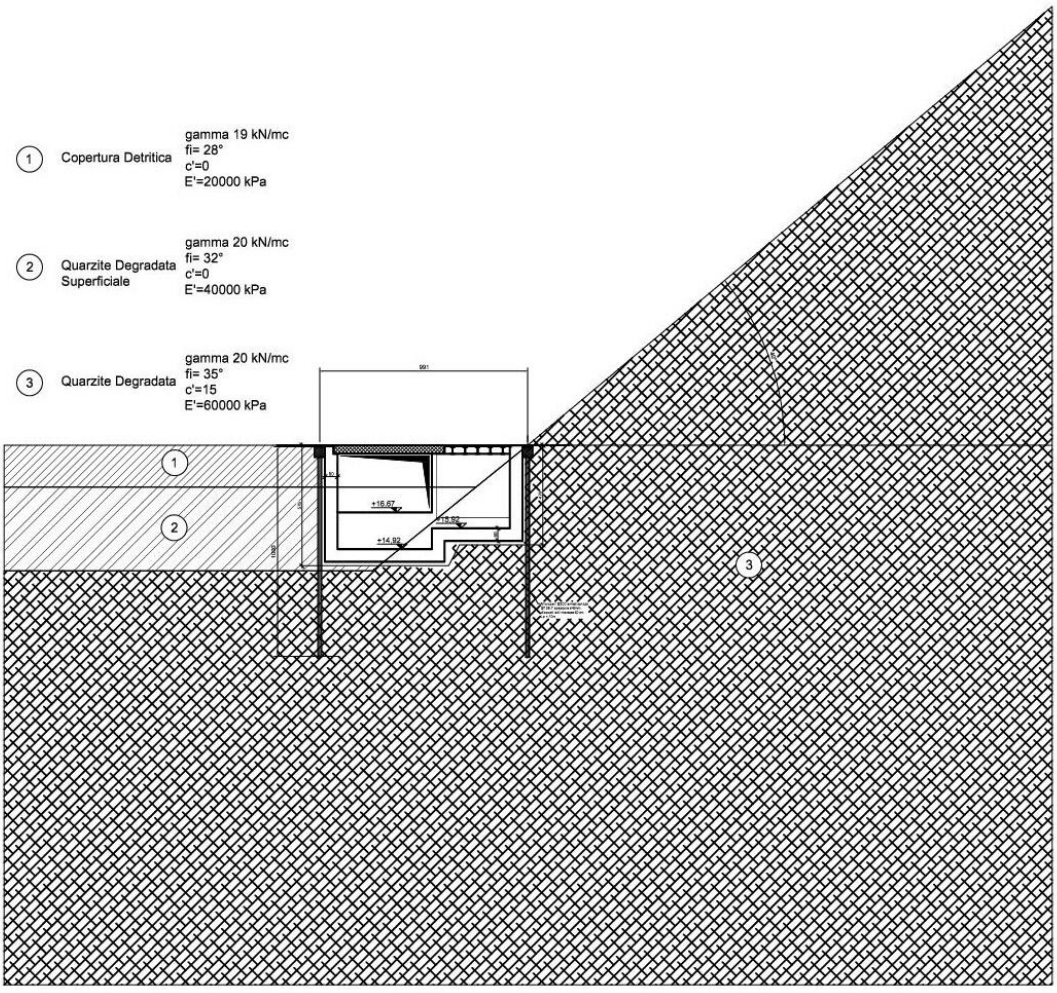


Figura 31 Sezione di riferimento

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

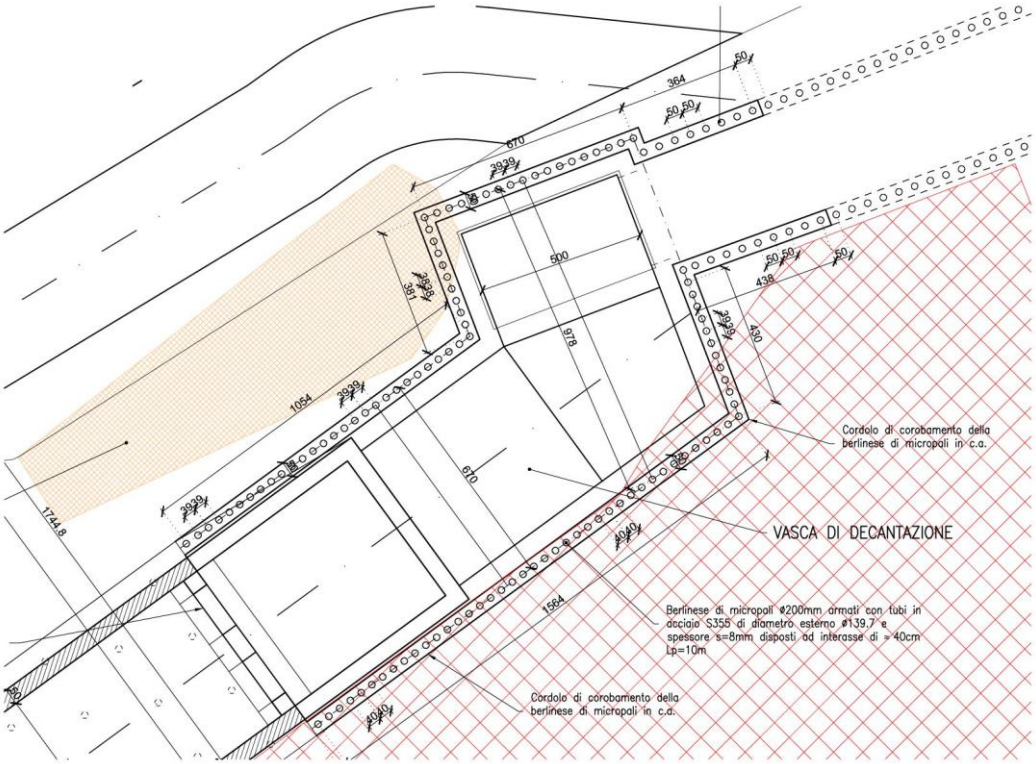


Figura 32: Planimetria Intervento

In sommità i micropali sono collegati da una trave di coronamento in c.a. avente dimensioni 0.50x0.50 m su cui si attestano provvisionalmente dei puntoni costituirti da tubi in acciaio ∅139.7 mm e spessore s=8 mm, disposti ad interasse 5 m nella parte iniziale dove la distanza tra le berlinesi è di circa 6.70 m che diventano tubi in acciaio ∅244.5 mm e spessore s=6.3 mm, sempre con interasse 5m, laddove la distanza diventa di circa 10.0 m.

Successivamente allo scavo di sbancamento si realizzerà il manufatto interno in c.a. e la copertura, eliminando solo a struttura completata i puntoni provvisori di sostegno. La struttura finale sarà quindi un manufatto scatolare completamente indipendente dalla struttura provvisionale la cui funzione sarà pertanto terminata.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

14.2.2Stratigrafia di calcolo

Copertura Detritica da 0÷2 m

- Peso di volume naturale $\gamma = 19$ kN/m^3
- Angolo di resistenza ala taglio $\varphi' = 28°$
- Coesione drenata $c' = 0$ kPa
- Modulo elastico di Young E = 20 MPa

Quarzite Degradata Superficiale da 2÷6 m

- Peso di volume naturale $\gamma = 20$ kN/m^3
- Angolo di resistenza ala taglio $\varphi' = 32°$
- Coesione drenata $c' = 0$ kPa
- Modulo elastico di Young E = 40 Mpa

Quarzite Degradata > 6 m

- Peso di volume naturale $\gamma = 20$ kN/m^3
- Angolo di resistenza ala taglio $\varphi' = 35°$
- Coesione drenata $c' = 15$ kPa
- Modulo elastico di Young E = 60 Mpa

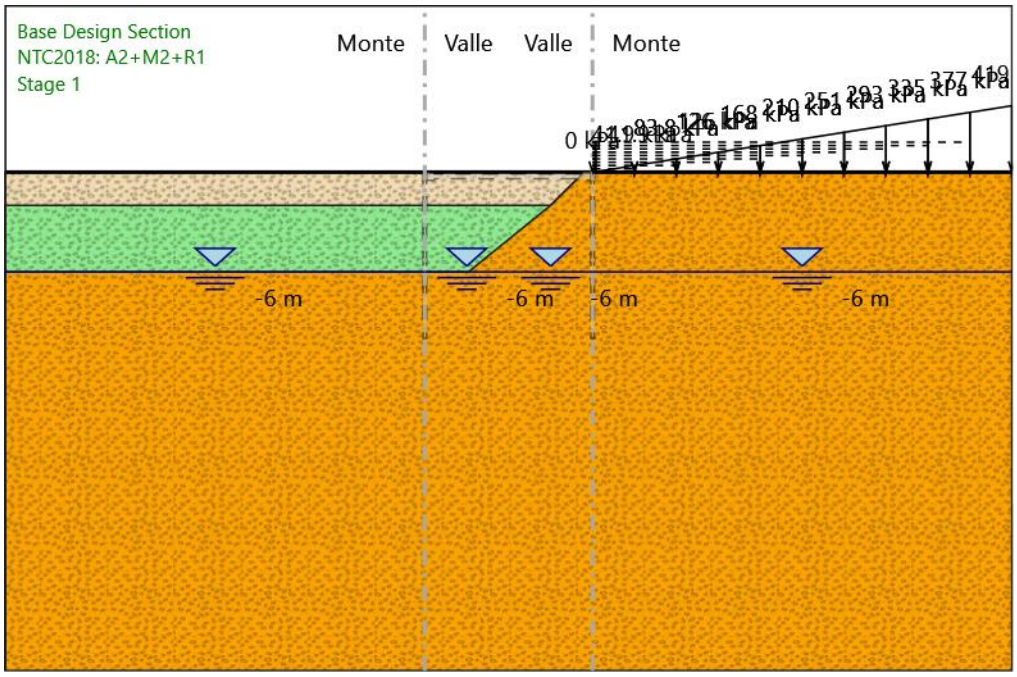


Figura 33 Stage 1: Condizioni Iniziali

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

14.2.3Modellazione di calcolo

La modellazione della berlinese è stata condotta considerando la seguente sequenza:

- condizione geostatica (carichi permanenti a tergo presenti)
- realizzazione berlinese;
- scavo a -1 m;
- posa del puntone;
- successione di scavi fino alla condizione di massimo scavo pari a -5.80 m, cautelativamente uniforme sul fondo scavo
- Le successive fasi di realizzazione della vasca non sono state considerate nella modellazione in quanto aggiungono elementi stabilizzanti allo schema. Si evidenzia, ulteriormente, come la disattivaione degli elementi puntone possa avvenire solo a completa realizzazione dello scatolare interno

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica delle fasi previste nel modello di calcolo:

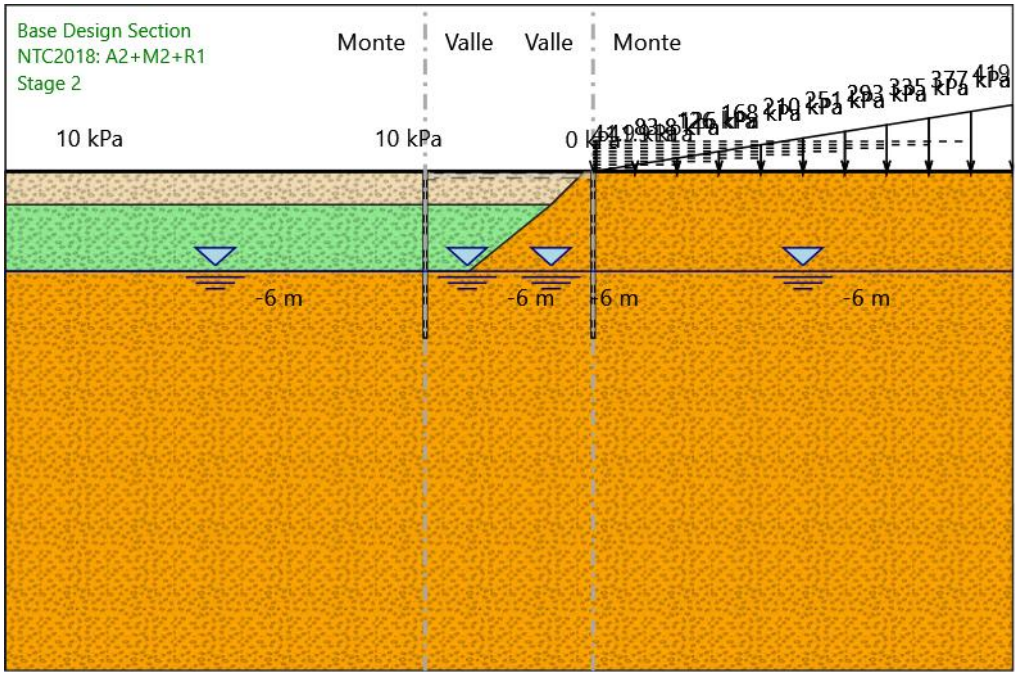


Figura 34 Stage 2: Realizzazione Micropali e Carico Cantiere

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

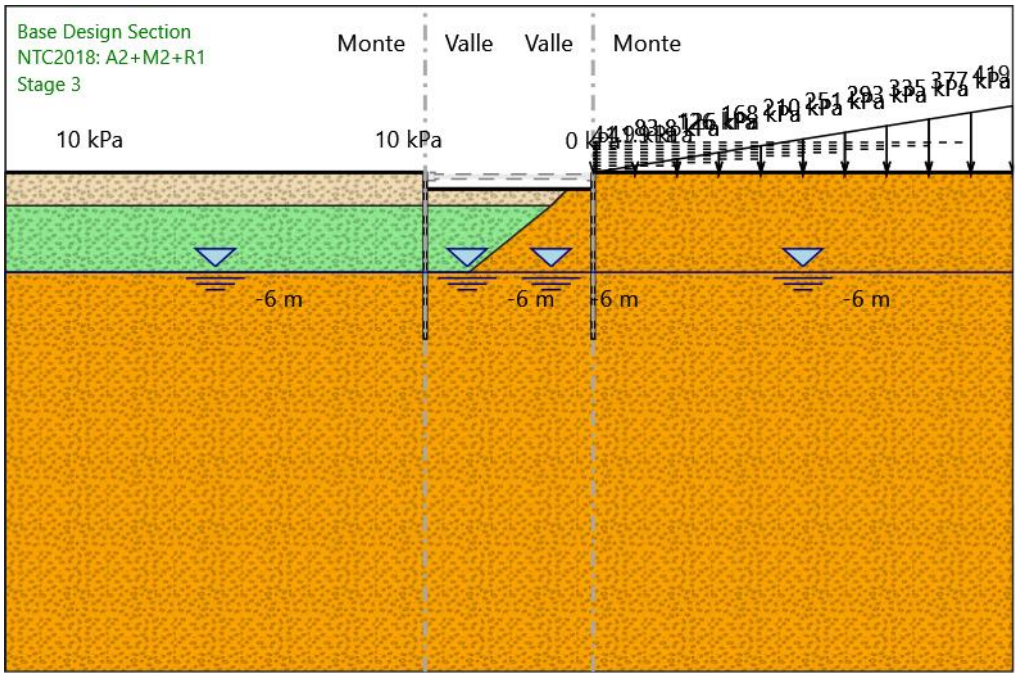


Figura 35 Stage 3: Scavo -1 m

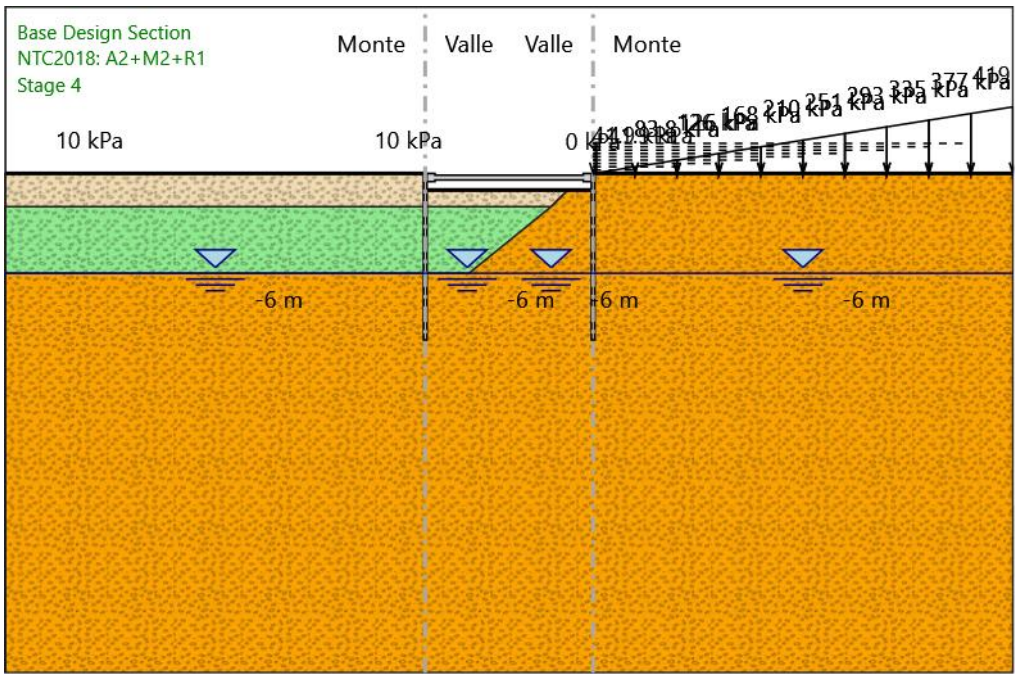


Figura 36 Stage 4: Attivazione Puntone

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

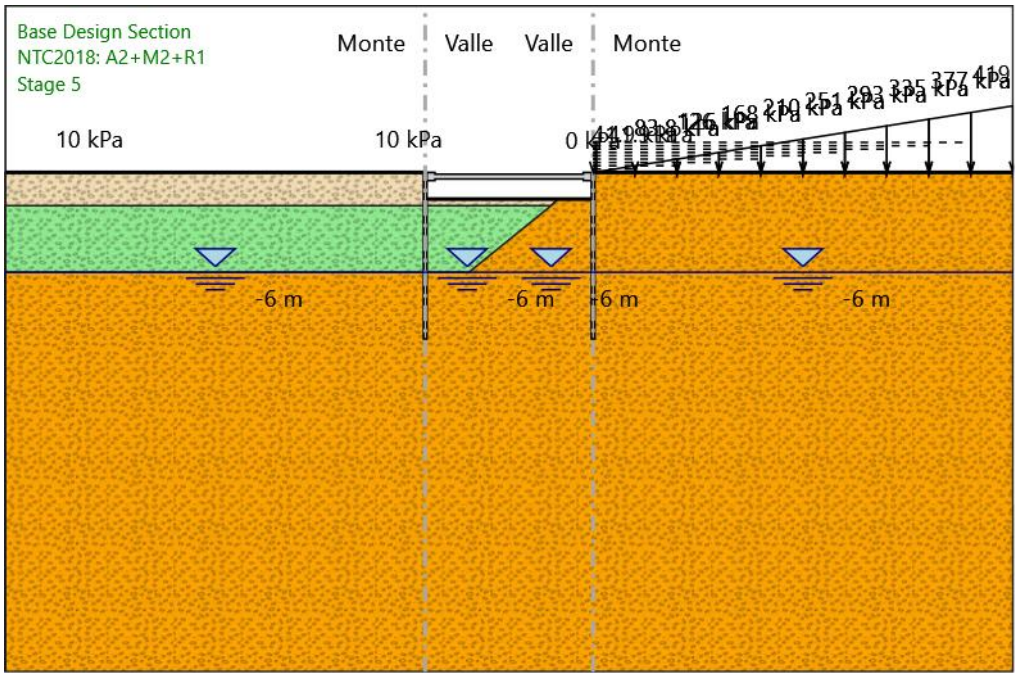


Figura 37 Stage 5: Scavo -1.6 m

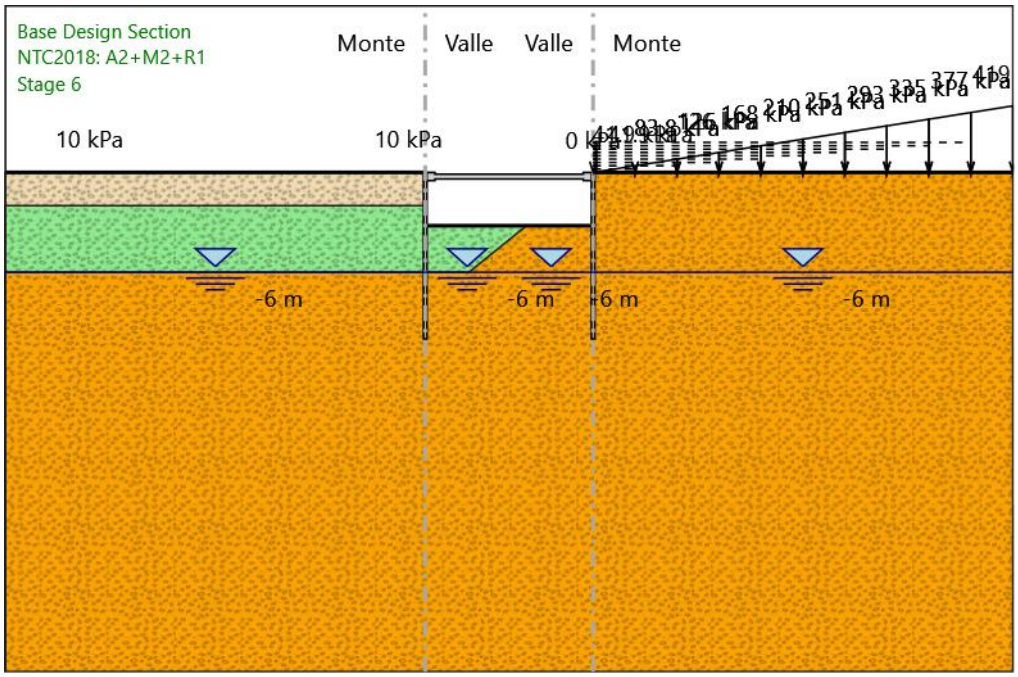


Figura 38 Stage 6: Scavo -3.2 m

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

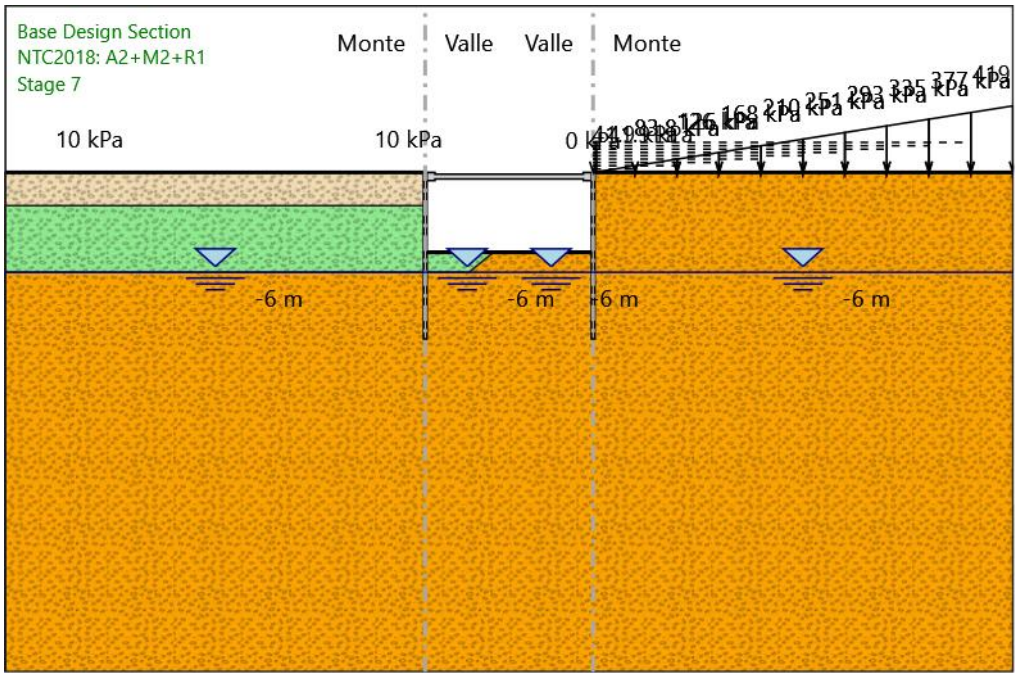


Figura 39 Stage 7: Scavo -4.8 m Intradosso Vasca 1

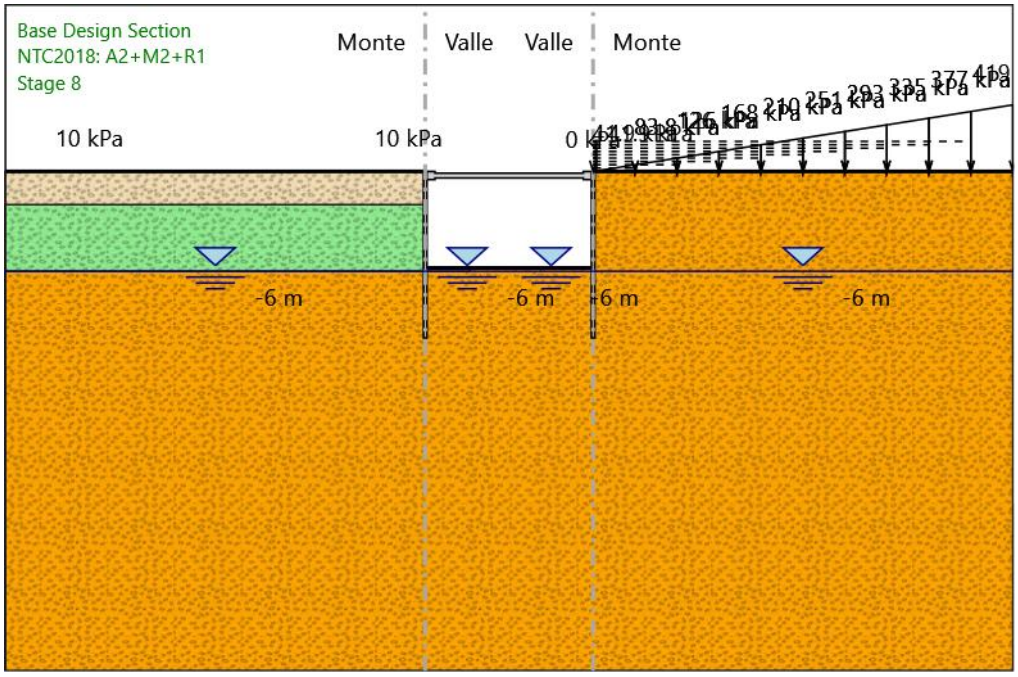


Figura 40 Stage 8: Scavo -5.8 m Intradosso Vasca 2

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

14.2.4Risultati delle analisi

Si riporta un tabulato delle risultanze di calcolo per ciascuna combinazione prevista dalla normativa.

Come si evince dai successivi tabulati di sintesi, il massimo tasso di sfruttamento del micropalo a momento e taglio risulta sulla berlinese sx rispettimamente pari a **0.804 e 0.091** mentre il massimo rapporto tra le spinte (Efficace/Passiva) è pari a 0.74.

Relativamente al puntone, il massimo tasso di sfruttamento del tubo è di 0.29.

Per quanto concerne lo stato deformativo della berlinese, il massimo spostamento orizzontale (combinazione SLE) si determina a quota -3.25 m con valore pari a **δ= 28.9 mm**, valore assolutamente compatibili con la stabilità e la funzionalità dell'opera.

Infine relativamente agli abbassamenti a tergo delle opere si determina un cedimento a sx pari a 22.2 mm

Di seguito si riporta il tabulato di sintesi delle verifiche.

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm] -0.63 Z = -8.45 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 28.89 Z = -3.25 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.08 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.31 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)
Berlinese Sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 63.4 Z = -3.25 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 71.49 Z = -6.05 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.54 Z = -3.25 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.07 Z = -5.85 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Parete <Right wall>

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Min. spostamento laterale [mm] -8.65 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 2.86 Z = 0 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.56 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.11 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)
Berlinese Dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 24.68 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 36.51 Z = -5.85 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.21 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.036 Z = -5.65 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Risultati puntoni (truss)
Strut (1 / 3 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)
Min. forza [kN] -100.88 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.22 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm] -0.64 Z = -8.45 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 29.26 Z = -3.25 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.08 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.31 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)
Berlinese Sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 83.37 Z = -3.25 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 93.74 Z = -6.05 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.71 Z = -3.25 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.091 Z = -5.85 m
D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm] -8.65 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 2.89 Z = 0 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.56 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.11 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)
Berlinese Dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 32.09 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 47.45 Z = -5.85 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.273 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.046 Z = -5.65 m
D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Risultati puntoni (truss)
Strut (1 / 3 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 3)
Min. forza [kN] -132.52 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.29 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm] -0.92 Z = -9.25 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 48.6 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.11 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.48 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Berlinese Sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 94.41 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 86.31 Z = -6.05 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.804 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.084 Z = -5.85 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm] -25.17 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 5.25 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.74 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.16 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)
Berlinese Dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 57.65 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 57.47 Z = -5.85 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.491 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.056 Z = -5.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Risultati puntoni (truss)
Strut (1 / 3 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
Min. forza [kN] -139.3 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.29 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive

Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm] -0.92 Z = -9.25 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 48.6 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.11 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.48 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)
Berlinese Sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 94.41 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 93.74 Z = -6.05 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.804 Z = -3.45 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.091 Z = -5.85 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm] -25.17 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. spostamento laterale [mm] 5.25 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)0.74 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.16 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)
Berlinese Dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 57.65 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. taglio [kN/m] 57.47 Z = -5.85 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.491 Z = -3.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.056 Z = -5.65 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Risultati puntoni (truss)
Strut (1 / 3 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
Min. forza [kN] -139.3 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.29 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

14.2.5Verifiche geotecniche

Di seguito si riporta l'andamento degli spostamenti in combinazione SLE e l'inviluppo dell'andamento delle spinte:

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

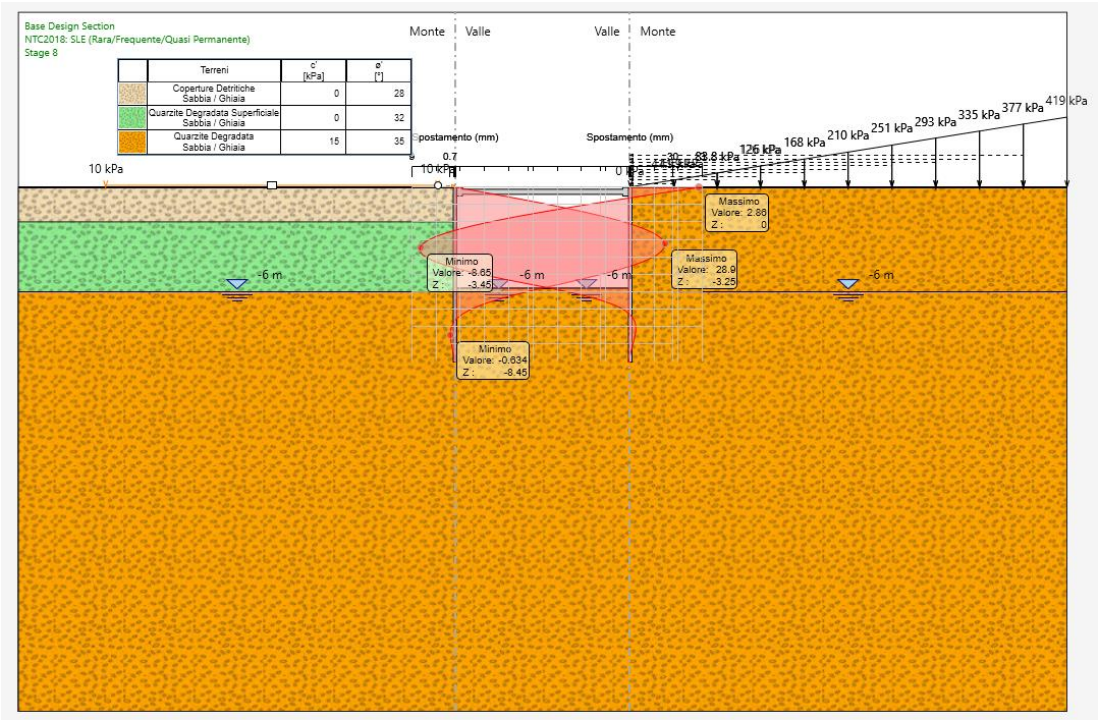


Figura 41 Spostamento – SLE Fase Max Scavo

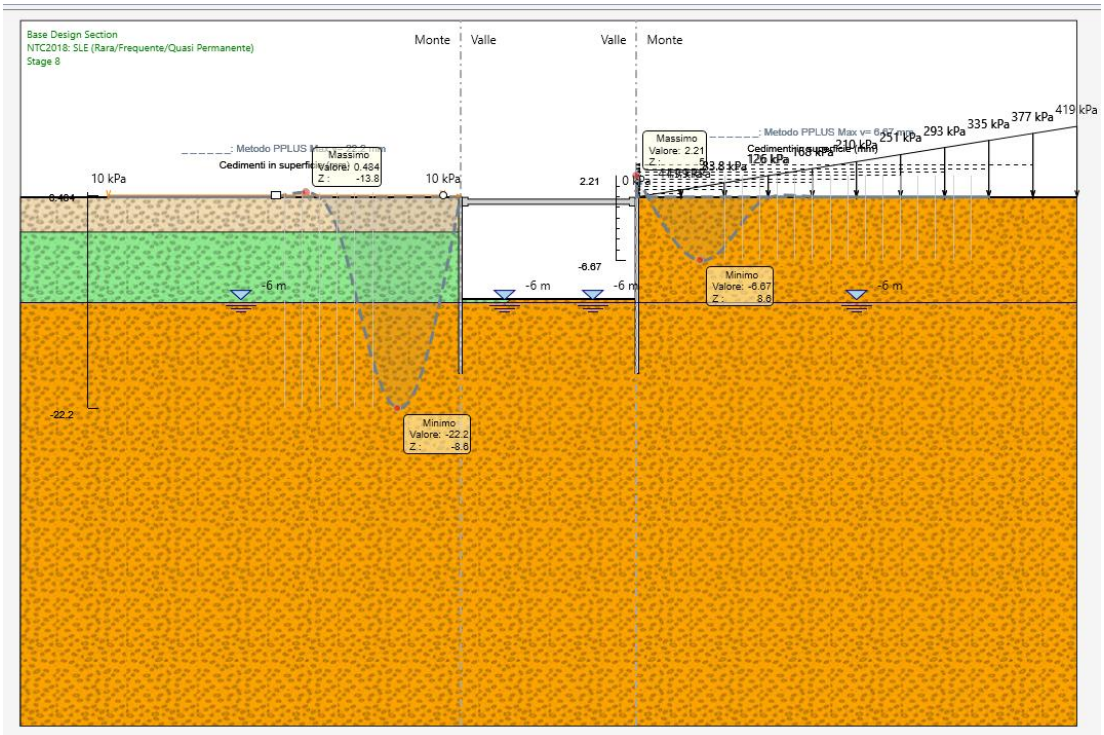


Figura 42 Cedimenti - SLE

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

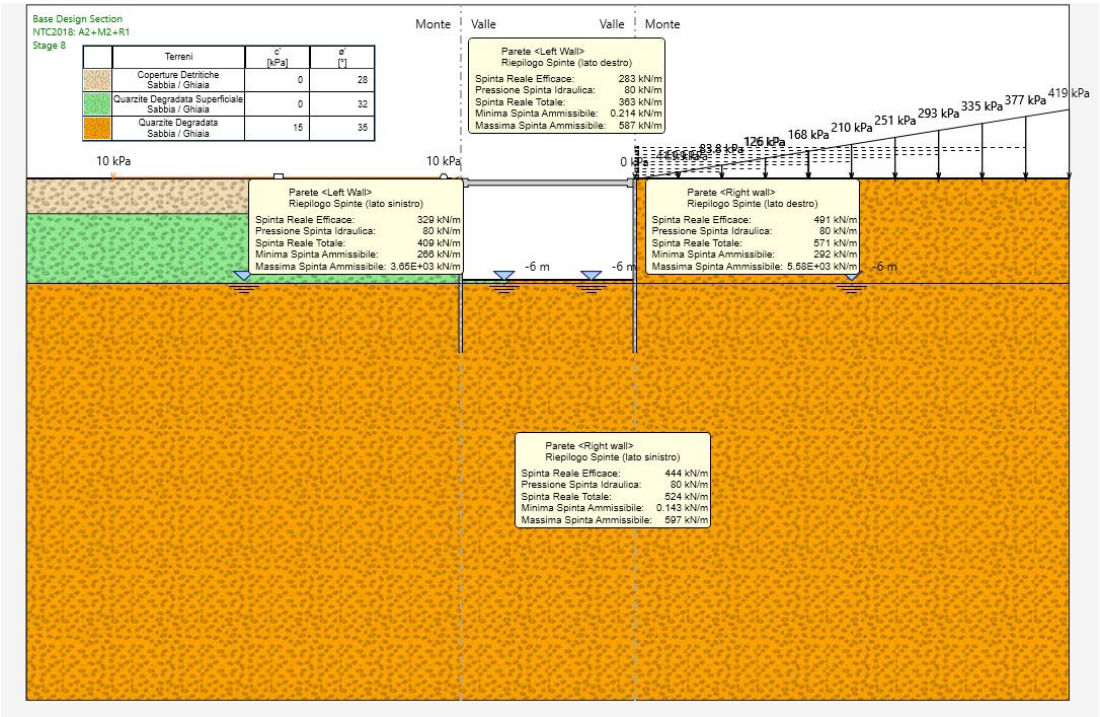


Figura 43 Riepilogo Spinte : D.A. A2+M2+R1

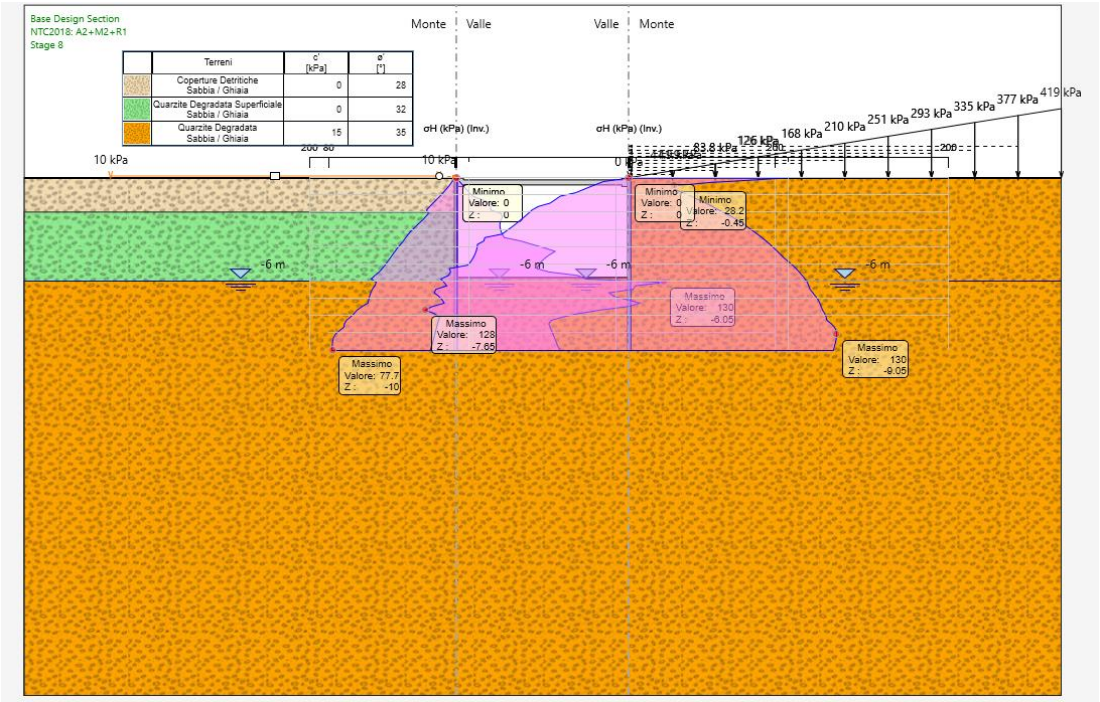


Figura 44 Tensioni orizzontali – Inviluppo

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

14.2.6Verifiche strutturali

Di seguito si riporta l'inviluppo dell'andamento del momento e del taglio lungo la paratia in tutte le combinazini di calcolo previste confrontato con l'andamento delle resistenze:

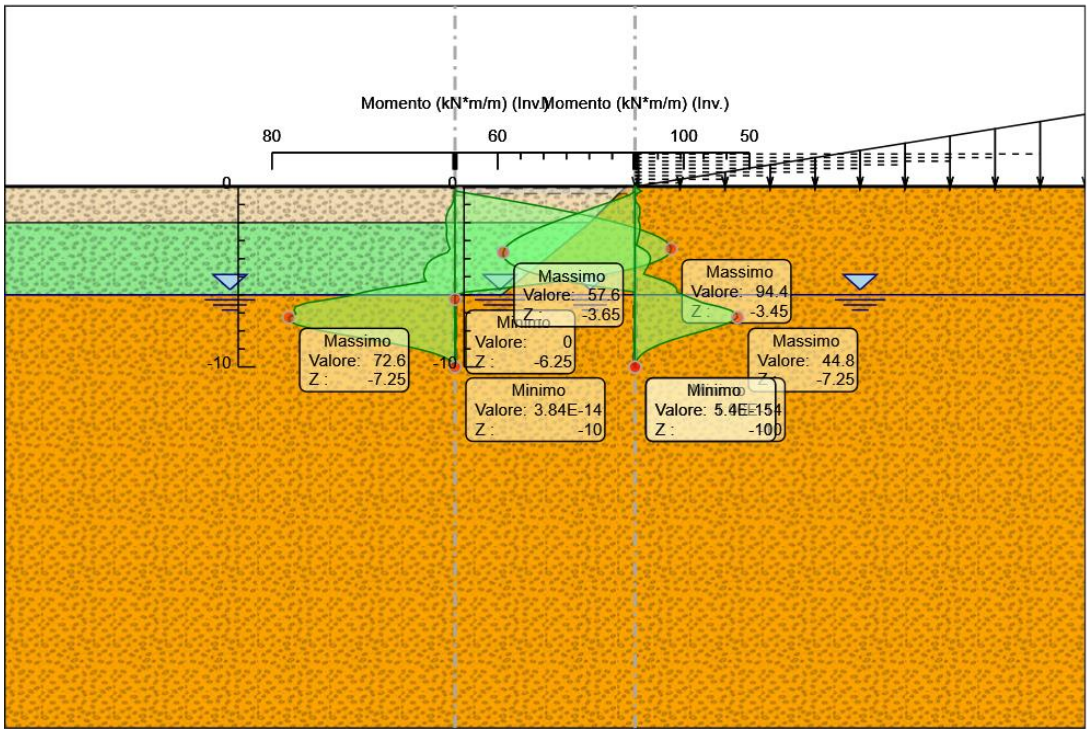


Figura 45 Momento flettente – Inviluppo

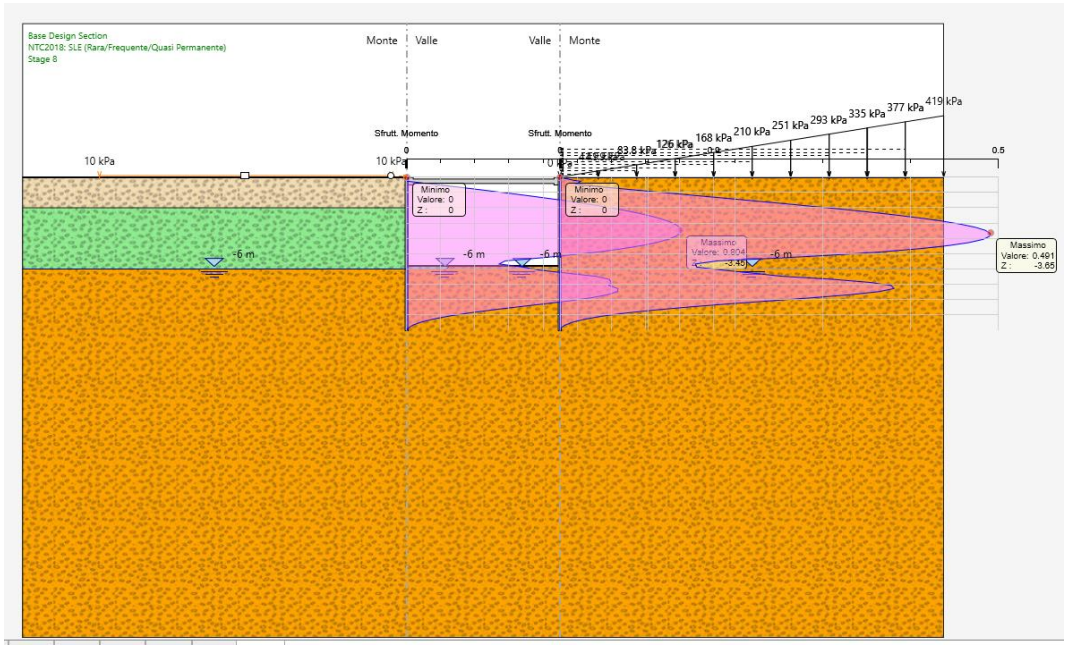


Figura 46: Momento flettente – Inviluppo Tasso Sfruttamento

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

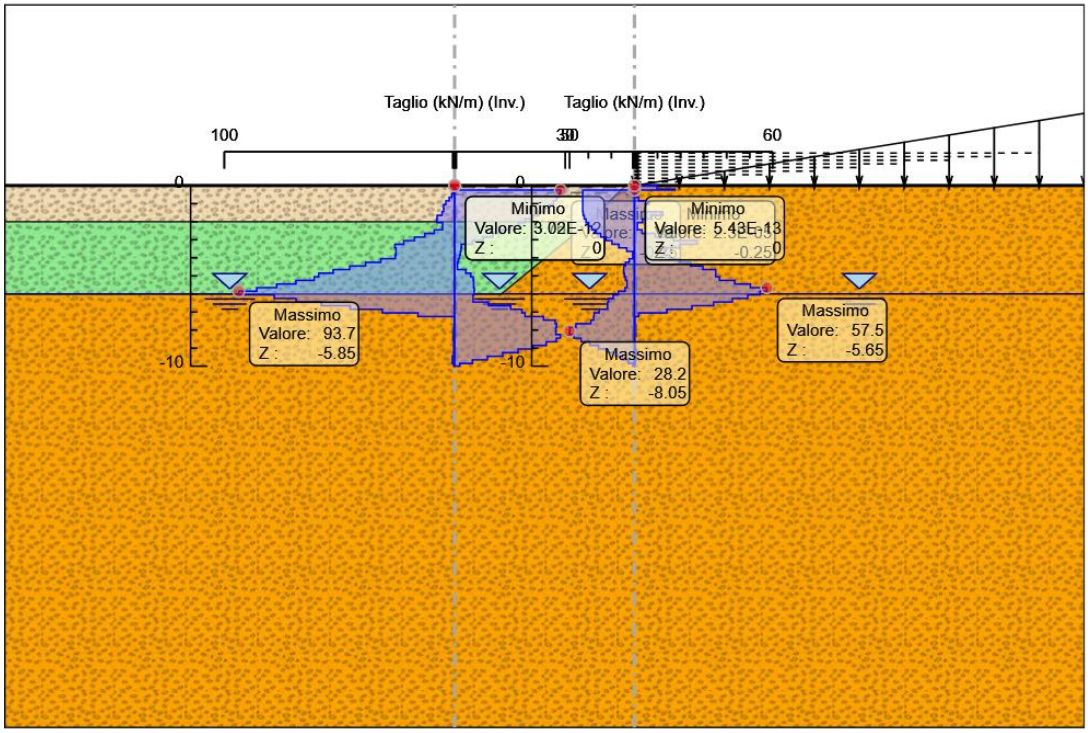


Figura 47 Taglio - Inviluppo

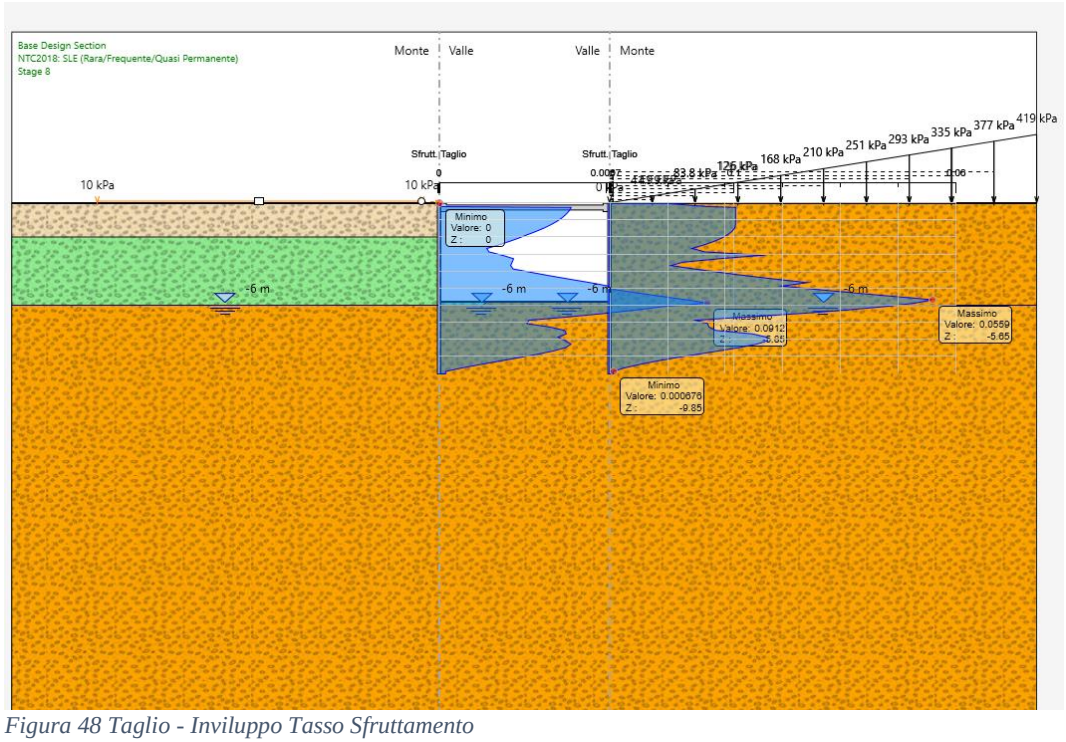


Figura 48 Taglio - Inviluppo Tasso Sfruttamento

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

Il micropalo, con perforazione ∅200 ed armato con tubo in acciaio ∅139.7 e spessore 8 mm, presenta un momento ed un taglio resistente pari rispettivamente a M_{Rd} = 117 kNm/m e V_{Rd} = 1030 kN/m. Le massime sollecitazioni agenti ultime sono M_{Ed} = 94.4 kNm/m e V_{Ed} = 93.7 kN/m. Pertanto le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

ALLEGATI

E' vietata la riproduzione di questo documento senza preventiva autorizzazione scritta IG / Reproduction of this document is forbidden without prior written permission of IG

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

LAVORO: RIO MAZZENO - 2° LOTTO
OPERA: MURO IN C.A.

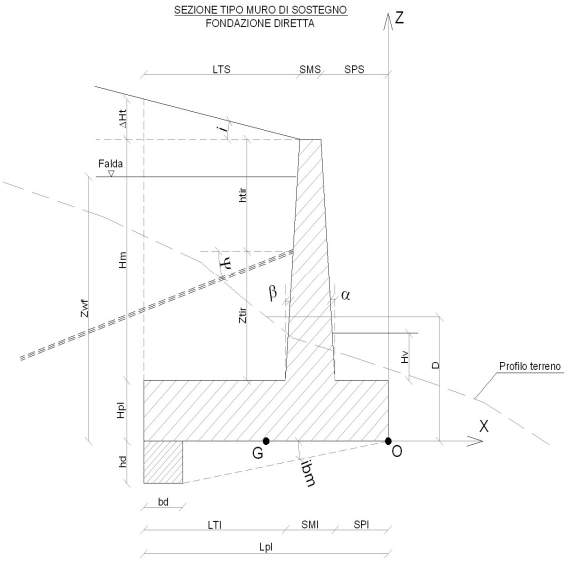
DATI GEOMETRICI:

Tipologia di fondazione:		Indiretta su pali	
Lunghezza platea:	Lpl =	3.00	m
Spessore platea:	Hpl =	0.80	m
Altezza paramento muro:	Hm =	2.70	m
Spessore superiore paramento muro:	SMS =	0.50	m
Spessore inferiore paramento muro:	SMI =	1.04	m
Inclinazione interna paramento muro:	β =	5.711	° (>=0)
Inclinazione esterna paramento muro:	α =	5.711	° (>=0)
Inclinazione terrapieno a monte:	i =	0.000	° (>=0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	0.98	m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	0.50	m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	0.98	m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	1.25	m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	1.25	m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	3.50	m
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	1.00	m
Diametro del palo:	Dp =	0.22	m
Classe di resistenza del palo:	Rck =	C25/30	
Modulo di Young del palo:	Ep =	30500	Mpa
Numero di pali in direzione X:	N° pali =	2	
Lunghezza tratto non reagente:	Lnr =	0.00	m
Interasse trasversale:	i_{trasv} =	2.00	m
Interasse longitudinale:	i_{long} =	1.50	m
Distanza bordo fondazione e asse palo:	s =	0.50	m

INPUT DI CALCOLO

Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	γ_t =	18.00	kN/m^3
Coesione terreno:	c_t =	0.00	kN/m^2
Angolo di attrito interno:	ϕ' =	30.00	°
Rapporto δ/ϕ:	δ/ϕ =	0.667	
Angolo di attrito terra-muro:	δ =	20.010	°
Posizione della falda da intradosso platea:	zwf =	-2.00	m
Sottospinta idraulica:	ADM =	0	(1= si, 0= no)
Peso specifico cls:	γ_{cls} =	25	kN/m^3
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000	
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:			



Dati di carico

Sovraccarico a monte:	qm =	0.00	kN/m^2
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	0	(0 -100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	0.00	kN/m^2
Volume di terreno a monte:	VTM =	0.00	m^3

Azione in testa muro

Forza verticale in testa paramento:	Fzm =	-2.00	kN/m
Forza orizzontale in testa paramento:	Fxm =	2.52	kN/m
Momento in testa paramento	Mym =	2.52	kN/m
Braccio da estradosso paramento	ezm =	0.00	m (>0 in alto)
Braccio da filo est. sup. paramento muro:	exm =	-0.25	m (>0 a valle)

Dati sismici

Categoria di suolo:		B, C, D, E	
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	a_g/g =	0.0780	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S =	1.5000	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T =	1.2000	
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	a_{max}/g =	0.1404	
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	β_m =	1.00	
Coefficiente sismico orizzontale:	kh =	0.1404	
Considerare sisma verticale?		Si	
Coefficiente sismico verticale:	kv =	0.0702	
Angolo ϑ (+)	ϑ_A =	7.474	°
Angolo ϑ (–)	ϑ_B =	8.587	°
Acc.orizz.su terreno sopra platea (1=si;0=no):	Aot =	1	
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		0	

Coefficienti di spinta

Coefficiente di spinta a riposo:	K_0 =	0.500	
Coefficiente di spinta attiva:	K_a =	0.341	
Coefficiente di spinta passiva:	K_p =	3.586	
Considerare spinta passiva a valle?		No	
Coefficiente di spinta utilizzato	**K =**	**0.500**	

Fattore di riduzione della spinta passiva: 50 %
Considerare coesione per spinta passiva? No

Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A}$ =	0.439	
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B}$ =	0.457	
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A)	ΔK_A =	0.129	(= (1-kv)*K'a,A - Ka)
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B)	ΔK_B =	0.084	(= (1+kv)*K'a,B - Ka)

Coefficienti parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00
Scorrimento	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.15	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.15	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.25	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.50	0.00	0.00	0.40	0.00

Combinazioni di calcolo

Tipo		Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Svio (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	Statica	0	0	0
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	0	0	1
3	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	0	0	0
4	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	0	0	0
5	Freq.	Fessurazione - Frequente	0	0	0
6	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	0	0	1

SOLLECITAZIONI RISULTANTI

Combinazioni		Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
			Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m
1	A1+M1+R3.	Statica	39.90	-71.19	35.91	67.05	-216.10	-3.33
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	43.17	-73.79	47.38	70.32	-218.70	11.41
3	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	35.08	-58.02	37.14	71.42	-187.82	43.31
4	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	32.42	-65.32	33.56	66.47	-212.38	28.13
5	Freq.	Fessurazione - Frequente	29.55	-66.21	26.60	49.66	-207.73	-11.05
6	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	32.07	-68.21	35.42	52.18	-209.73	0.29

RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)	Fs,sch (U)	Lpmin (m)
1	A1+M1+R3.	Statica	-	-	-	-	4.00
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	-	-	-	-	4.00
3	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	-	-	-	-	4.00
4	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	-	-	-	-	4.50
5	Freq.	Fessurazione - Frequente	-	-	-	-	3.00
6	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	-	-	-	-	3.50

Legenda:
Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento
Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento
Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate
Fs,sch (U) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Non Drenate
Lpmin = Lunghezza minima di progetto dei di fondazione

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 2

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	K_S =	0.500	
Peso di volume terreno:	Pt =	18.0	kN/m³
Peso di volume calcestruzzo:	Pcls =	25.0	kN/m³
Inclinazione spinta su paramento muro:	ism =	25.721	°
Angolo di attrito terreno di base:	ϕ't =	30.0	°
Angolo di attrito platea-terreno:	δt =	30.0	°
Coesione non drenata:	cu =	0.00	kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	Aso =	0.00	g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	Asv =	0.00	g
Incremento sismico spinta:	ΔKS =	0.00	
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	Aot =	1	(1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	Qsm =	0	kPa
Percentuale sovr. su platea:	SSP =	0	(0 -100%)
Carico terreno a monte:	Qtm =	0.00	kPa
Sovraccarico variabile a valle:	Qsv =	0.00	kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	hwf =	-2.80	m
Press. idrostatica dietro paramento muro:	ADM =	0	(1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	2.70	50.00	0.25	0.00	-12.50	-2.60	3.28	2.63
1	0.27	2.43	55.40	0.28	2.96	-15.27	-6.35	3.67	3.55
2	0.54	2.16	60.80	0.30	5.91	-18.05	-10.85	4.87	4.68
3	0.81	1.89	66.20	0.33	8.87	-20.82	-16.10	6.87	6.25
4	1.08	1.62	71.60	0.36	11.82	-23.59	-22.09	9.66	8.46
5	1.35	1.35	77.00	0.39	14.78	-26.37	-28.84	13.25	11.54
6	1.62	1.08	82.40	0.41	17.73	-29.14	-36.33	17.64	15.69
7	1.89	0.81	87.80	0.44	20.69	-31.92	-44.57	22.83	21.13

8	2.16	0.54	93.20	0.47	23.64	-34.69	-53.56	28.81	28.09
9	2.43	0.27	98.60	0.49	26.60	-37.46	-63.31	35.59	36.76
10	2.70	0.00	104.00	0.52	29.55	-40.24	-73.79	43.17	47.38

Legenda:

Z da PS quota sezione da estradosso platea
Z da MS quota sezione da estradosso muro
S = spessore sezione
Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea
qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)
qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)
Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)
Vk = sforzo di taglio caratt.
Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	1.35	1.50	2.15	0.00	-33.75	-50.63	0.00	0.00
Paramento triang.m	0.36	1.84	1.70	0.00	-9.11	-16.77	0.00	-3.10
Paramento triang.v	0.36	1.16	1.70	0.00	-9.11	-10.57	0.00	3.10
Platea	2.40	1.50	0.40	0.00	-60.00	-90.00	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	2.65	2.51	2.15	0.00	-47.63	-119.55	0.00	-48.10
Terrapieno monte 2	0.36	1.93	2.60	0.00	-6.56	-12.66	0.00	-2.82
Terrapieno valle	0.49	0.49	1.05	0.00	-8.82	-4.32	0.00	8.91

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	2.38	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovracc. su platea a valle	0.49	0.80	0.00	-8.82	-4.32	0.00	8.91
Spinta sovr. monte	3.00	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno su muro	3.00	1.17	67.05	-32.30	0.00	-18.67	29.77
Increm sismico spinta terr.	3.00	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	1.50	3.50	3.28	-2.60	0.00	10.84	14.74
Spinta dell'acqua	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sottospinta idraulica	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	0.98	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	0.98	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-111.98	-167.96	0.00	0.00
Terrapieno	0.00	-63.01	-136.53	0.00	-42.02
Sollecitazioni esterne	70.32	-43.72	-4.32	-7.83	53.43
TOTALE:	70.32	-218.70	-308.82	-7.83	11.41

Legenda:
X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro
Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro
Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante
Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	45 MPa	fctm =	3.35 MPa	
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	21.17 MPa	f'cd =	10.58 MPa	
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.56 MPa			
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 MPa	cotθ =	2	(1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 MPa			
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	7.70 cm			

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	As_{nec} (cm²/m)	As_{min} (cm²/m)	As_{prog} (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.30	-2.60	2.63	0.00	0.00	0.12	8.19	19.01	2.70
1.00	55.40	47.70	-6.35	3.55	0.00	0.00	0.10	9.24	19.01	2.43
2.00	60.80	53.10	-10.85	4.68	0.00	0.00	0.07	10.28	19.01	2.16
3.00	66.20	58.50	-16.10	6.25	0.00	0.00	0.04	11.33	19.01	1.89
4.00	71.60	63.90	-22.09	8.46	0.00	0.00	0.02	12.38	19.01	1.62
5.00	77.00	69.30	-28.84	11.54	0.00	0.00	0.02	13.42	19.01	1.35
6.00	82.40	74.70	-36.33	15.69	0.00	0.00	0.03	14.47	19.01	1.08
7.00	87.80	80.10	-44.57	21.13	0.00	0.00	0.05	15.51	19.01	0.81
8.00	93.20	85.50	-53.56	28.09	0.00	0.00	0.10	16.56	19.01	0.54
9.00	98.60	90.90	-63.31	36.76	0.00	0.00	0.16	17.61	19.01	0.27
10.00	104.00	96.30	-73.79	47.38	0.00	0.00	0.25	18.65	19.01	0.00

Legenda
N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
M_{Ed} = Momento flettente ultimo
As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto
μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
As_{min} = Area di armatura tesa minima
θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm²/m)	Asw/s_{nec} (cm²/m)	Asw/s_{prog} (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.30	3.28	219.32	4028.76	6.52	0.00	8.38	2.70
1.00	55.40	47.70	3.67	231.97	4543.07	6.52	0.00	8.38	2.43
2.00	60.80	53.10	4.87	244.05	5057.38	6.52	0.00	8.38	2.16
3.00	66.20	58.50	6.87	255.64	5571.69	6.52	0.00	8.38	1.89
4.00	71.60	63.90	9.66	266.82	6085.99	6.52	0.00	8.38	1.62
5.00	77.00	69.30	13.25	282.52	6600.30	6.52	0.00	8.38	1.35
6.00	82.40	74.70	17.64	298.68	7114.61	6.52	0.00	8.38	1.08
7.00	87.80	80.10	22.83	314.66	7628.92	6.52	0.00	8.38	0.81
8.00	93.20	85.50	28.81	330.51	8143.23	6.52	0.00	8.38	0.54
9.00	98.60	90.90	35.59	346.21	8657.54	6.52	0.00	8.38	0.27
10.00	104.00	96.30	43.17	361.79	9171.85	6.52	0.00	8.38	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa
Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 6

Caratteristiche materiali: paramento

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:	R_{ck} =	45.00	MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:	f_{ck} =	37.35	MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	f_{cm} =	45.35	MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	f_{ctm} =	3.35	MPa
Valore medio del modulo secante	E_{cm} =	34625	MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione	E_s =	200000	MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t =	0.60
Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre	k_1 =	0.80
Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni	k_2 =	0.50
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	k_3 =	3.40
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	k_4 =	0.43

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ 0.3mm	ap. fessure	≤ 0.4mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso	$w_{k,s}$ =	0.20	mm
Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso	$w_{k,i}$ =	0.20	mm

Tabelle di calcolo della fessurazione paramento muro

		Sollecitazioni			*Caratteristiche geometriche*			*Armatura tesa*		
Elemento	Sez.	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A_s [cm²]	(c+ϕ/2) [cm]	ϕ [mm]
Paramento	0	-2.00	2.02	148.24	100.00	50.00	41.20	19.01	8.80	22.00
Paramento	1	-5.70	2.73	182.56	100.00	55.40	46.60	19.01	8.80	22.00
Paramento	2	-10.05	3.59	220.34	100.00	60.80	52.00	19.01	8.80	22.00
Paramento	3	-15.05	4.78	261.58	100.00	66.20	57.40	19.01	8.80	22.00
Paramento	4	-20.69	6.44	306.30	100.00	71.60	62.80	19.01	8.80	22.00
Paramento	5	-26.99	8.75	354.50	100.00	77.00	68.20	19.01	8.80	22.00
Paramento	6	-33.94	11.85	406.19	100.00	82.40	73.60	19.01	8.80	22.00
Paramento	7	-41.53	15.91	461.39	100.00	87.80	79.00	19.01	8.80	22.00
Paramento	8	-49.78	21.08	520.11	100.00	93.20	84.40	19.01	8.80	22.00
Paramento	9	-58.67	27.53	582.36	100.00	98.60	89.80	19.01	8.80	22.00
Paramento	10	-68.21	35.42	648.16	100.00	104.00	95.20	19.01	8.80	22.00

		Arm. compressa		*Ampiezza delle fessure*							
Elemento	Sez.	A_s [cm²]	(c+ϕ/2) [cm]	x [cm]	$A_{c,eff}$ [cm²]	s_s [N/mm²]	s_{sr} [N/mm²]	r_r	e_{sm} - e_{cm} ‰	s_{rm} [mm]	w_k [mm]
Paramento	0	4.75	8.80	14.55	2200.00	2.35	211.06	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	1	4.75	8.80	19.34	2200.00	2.00	227.45	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	2	4.75	8.80	24.95	2200.00	1.66	243.70	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	3	4.75	8.80	30.63	2200.00	1.48	259.81	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	4	4.75	8.80	35.38	2200.00	1.50	275.77	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	5	4.75	8.80	38.80	2200.00	1.72	291.61	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	6	4.75	8.80	41.00	2200.00	2.15	307.31	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	7	4.75	8.80	42.30	2200.00	2.81	322.87	0.01	0.00	462.82	0.00
Paramento	8	4.75	8.80	43.02	2200.00	3.71	338.31	0.01	0.00	462.82	0.01
Paramento	9	4.75	8.80	43.41	2200.00	4.89	353.63	0.01	0.00	462.82	0.01
Paramento	10	4.75	8.80	43.62	2200.00	6.36	368.82	0.01	0.00	462.82	0.01

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Dati di input della fondazione

Diametro del palo	Dp =	0.22	m
Modulo di Young del palo	Ep =	30500	MPa
Momento di inerzia del palo	Ip =	1.15E-04	m^4
Numero di pali in direzione X	N° pali =	2	(1-6)

Lunghezza tratto non reagente	Lnr =	0.00	m
Matloock&Reeese?		Si	
Larghezza della platea	B_{platea} =	3.00	m
Interasse trasversale	i_{trasv} =	2.00	m
Interasse longitudinale	i_{long} =	1.50	m
Numero di strati di base	ns =	2	
Profondità della falda dal p.p.	Zw =	2.00	m
Distanza bordo platea e asse palo	s =	0.50	m
Altezza di scavo dal p.c.	D =	1.00	m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	Zl (m)	ZF (m)	γ (kN/m³)	γsat (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kN/m²)	cu (kN/m²)	ks (kN/m³)	Es (kN/m²)
1	Copertura (D)	Ghiaia	Drenate	0.00	2.00	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	-	30000
2	Quarzite degr. (Qud')	Ghiaia	Drenate	2.00	20.00	20.00	20.00	35.00	10.00	0.00	-	30000

Legenda:

Zl = Profondità iniziale strato dal p.c.
ZF = Profondità finale strato dal p.c.
γ = peso specifico strato
γsat = peso specifico strato
ϕ' = Angolo di attrito efficace
cu = Coesione non drenata
c' = Coesione drenata
α = Parametro di calcolo per terreni coesivi
β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti
Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno
ks = Coefficiente direazione orizzontale del terreno

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Valore scelto di ξ = **1.70**

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche con i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	Approccio 1					Fesssurazione	
	A1+M1+R3.	GEO	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Freq.	Q. Perm.
Resistenza laterale:	1.96	2.47	1.70	1.96	1.96	1.70	1.70
Resistenza alla punta:	2.30	2.89	1.70	2.30	2.30	1.70	1.70
Resistenza laterale in trazione:	2.13	2.72	1.70	2.13	2.13	1.70	1.70
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella riassuntiva azioni in testa palo

Combinazioni			Vp	Mp	Qp1	Qp2	Qp3	Qp4	Qp5	Qp6
N°	Tipo	Descr.	(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	kN
1	A1+M1+R3.	Statica	50.28	-13.85	-180.36	-143.79	0.00	0.00	0.00	0.00
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	52.74	-14.53	-194.38	-133.67	0.00	0.00	0.00	0.00
3	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	53.57	-14.76	-195.49	-86.24	0.00	0.00	0.00	0.00
4	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	49.85	-13.74	-200.99	-117.58	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Freq.	Fessurazione - Frequente	37.25	-10.26	-162.90	-148.69	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	39.14	-10.78	-173.69	-140.91	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella di calcolo lunghezza pali

Combinazioni			Lp,max	Lp1	Lp2	Lp3	Lp4	Lp5	Lp6
N°	Tipo	Descr.		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	A1+M1+R3.	Statica	4.00	4.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	4.00	4.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	4.00	4.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	4.50	4.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Freq.	Fessurazione - Frequente	3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	3.50	3.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo

N° Concio	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m³)	σ'v0 (kN/m²)	cu (kN/m²)	α	β	τks (kN/m²)	ΔQks (kN)
1	0.25	0.13	1	18.00	20.25	0.00	0.00	0.23	80.00	13.82
2	0.50	0.38	1	18.00	24.75	0.00	0.00	0.23	80.00	13.82
3	0.75	0.63	1	18.00	29.25	0.00	0.00	0.23	80.00	13.82
4	1.00	0.88	1	18.00	33.75	0.00	0.00	0.23	80.00	13.82
5	1.25	1.13	2	20.00	38.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
6	1.50	1.38	2	20.00	43.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
7	1.75	1.63	2	20.00	48.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
8	2.00	1.88	2	20.00	53.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
9	2.25	2.13	2	10.00	56.25	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
10	2.50	2.38	2	10.00	58.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
11	2.75	2.63	2	10.00	61.25	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
12	3.00	2.88	2	10.00	63.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
13	3.25	3.13	2	10.00	66.25	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
14	3.50	3.38	2	10.00	68.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
15	3.75	3.63	2	10.00	71.25	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
16	4.00	3.88	2	10.00	73.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
17	4.25	4.13	2	10.00	76.25	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
18	4.50	4.38	2	10.00	78.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
19	4.75	4.63	2	10.00	81.25	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
20	5.00	4.88	2	10.00	83.75	0.00	0.00	0.24	150.00	25.92
									Qs =	**469.98**

Legenda:

zfin conc = profondità finale del concio dal piano di posa
zm conc = profondità media del concio dal piano di posa
γ' = peso specifico efficace dello strato
σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota zm
α = Parametro di calcolo per terreni coesivi
β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti
τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratterisitca sul palo
ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

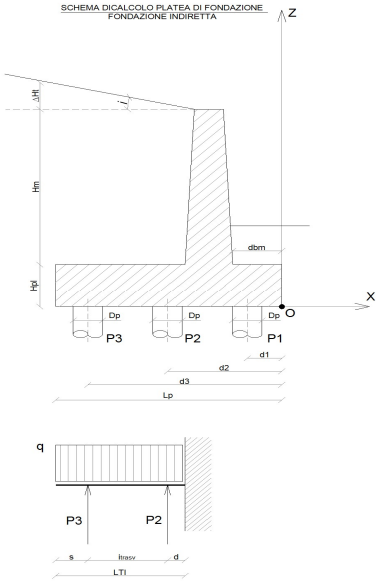
cu = Coesione non drenata

Calcolo della capacità portante del palo

Resistenza laterale caratteristica:	**Qk,s =**	**469.98 kN**	
Resistenza alla punta caratteristica:	**Qk,b =**	**47.00 kN**	
Peso caratteristico del palo:	**Wp,k =**	**-4.75 kN**	
Combinazione più gravosa:		**4**	**SISMA X+ Z -**
Lunghezza palo di progetto:	**Lp =**	**5.00 m**	
Carico resistente ultimo a compr.:	**$Q_{Rd,compr}$ =**	**-256.13 kN**	
Carico resistente ultimo a traz.:	**$Q_{Rd,traz}$ =**	**225.92 kN**	

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO INFERIRORE

Combinazione di verifica: 5



Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte	LTI =	0.98	m
Lunghezza mensola a valle	SPI =	0.98	m
Interasse longitudinale	ilong =	1.50	m

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione	Rck =	45	MPa
	fcd =	24.90	MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio	fyk =	450	MPa
	fyd =	391.30	MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1	P1 =	-162.90	kN
Sollecitazione palo P2	P2 =	-148.69	kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea	υ =	45	°
Larghezza collaborante palo P1	b1 =	1.22	m
Larghezza collaborante palo P2	b2 =	1.50	m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

Sollecitazione per metro lineare P1	P1 =	-133.52	kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2	P2 =	-99.13	kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1	d1 =	0.50	m
Distanza bordo platea e asse palo P2	d2 =	2.50	m
Distanza bordo platea - lato interno muro	dbm =	2.02	m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte	qt =	68.60	KN/m/m
Carico stradale di monte	qstr =	0.00	KN/m/m
Carico totale su platea di monte	q =	68.60	KN/m/m

Diagrammi delle sollecitazioni

x (m)	Mtot (kNm/m)	Vtot (kN/m)
0.00	14.64	-31.90
0.10	11.18	-38.62
0.20	7.07	-45.35
0.29	2.30	-52.07
0.39	-3.14	-58.79
0.49	-8.24	33.61
0.59	-5.27	26.89
0.69	-2.96	20.17
0.78	-1.32	13.45
0.88	-0.33	6.72
0.98	0.00	0.00

$Mmax^+$ = 14.64 kNm/m *(lato inferiore platea di monte)*
Vmax = 33.61 kN/m

PLATEA LATO MONTE

Verifiche a Presso-flessione

Descriz.	HP (m)	c (m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$As_{long,nec}$ (cm^2/m)	$As_{long,min}$ (cm^2/m)	$As_{long,prog}$ (cm^2/m)	$As_{trasv,prog}$ (cm^2/m)
Mmax+	0.80	0.050	14.64	0.001	0.001	0.50	11.26	19.01	10.05

Verifica a Taglio

Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.00	MPa
	k =	1.516	
Area delle armature longitudinale	Asl =	3142	mm^2/m
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0.0042	
Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento	v_{min} =	0.40	MPa

Descriz.	HP (m)	c (m)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	cotθ (1-2,5)	Asw/s_{min} (cm^2/m)	Asw/s_{nec} (cm^2/m)	Asw/s_{prog} (cm^2/m)
Vmax	0.80	0.05	33.61	341.34	3361.50	2.00	6.52	-	8.38

HP = Spessore della fondazione
c = Copriferro
$As_{long,min}$ = Area armatura longitudinale minima di normativa
$As_{long,nec}$ = Area armatura longitudinale necessaria

M_{Ed} = Momento ultimo del palo
V_{Ed} = Taglio ultimo agente sul palo
V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura
V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse
μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato
ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

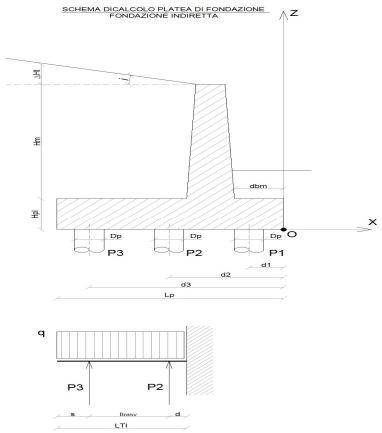
$As_{long,prog}$ = Area armatura longitudinale di progetto
$As_{trasv,prog}$ = Area armatura trasversale di progetto
Asw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa
Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria
Asw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO SUPERIORE

Combinazione di verifica: 3

Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte	LTI =	0.98	m
Lunghezza mensola a valle	SPI =	0.98	m
Interasse longitudinale	ilong =	1.50	m



Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione	Rck =	45	MPa
	fcd =	24.90	MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio	fyk =	450	MPa
	fyd =	391.30	MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1	P1 =	-195.49	kN
Sollecitazione palo P2	P2 =	-86.24	kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea	υ =	45	°
Larghezza collaborante palo P1	b1 =	1.22	m
Larghezza collaborante palo P2	b2 =	1.50	m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

Sollecitazione per metro lineare P1	P1 =	-160.23	kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2	P2 =	-57.49	kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1	d1 =	0.50	m
Distanza bordo platea e asse palo P2	d2 =	2.50	m
Distanza bordo platea - lato interno muro	dbm =	2.02	m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte	qt =	68.60	KN/m/m
Carico stradale di monte	qstr =	0.00	KN/m/m
Carico totale su platea di monte	q =	68.60	KN/m/m

Diagrammi delle sollecitazioni

x (m)	Mtot (kNm/m)	Vtot (kN/m)
0.00	-5.35	9.74
0.10	-4.72	3.01
0.20	-4.76	-3.71
0.29	-5.45	-10.43
0.39	-6.80	-17.15
0.49	-8.24	33.61
0.59	-5.27	26.89
0.69	-2.96	20.17
0.78	-1.32	13.45
0.88	-0.33	6.72
0.98	0.00	0.00

Mmax⁻ = -8.24 kNm/m *(lato superiore platea di monte)*
Vmax = 33.61 kN/m

PLATEA LATO MONTE

Verifiche a Presso-flessione

Descriz.	HP (m)	c (m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$As_{long,nec}$ (cm^2/m)	$As_{long,min}$ (cm^2/m)	$As_{long,prog}$ (cm^2/m)	$As_{trasv,prog}$ (cm^2/m)
Mmax-	0.80	0.070	8.24	0.0006	0.0006	0.29	14.14	19.01	10.05

Verifica a Taglio

Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.00	MPa
	k =	1.513	
Area delle armature longitudinale	Asl =	3141.59	mm^2/m
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0.0041	
Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento	v_{min} =	0.40	MPa

Descriz.	HP (m)	c (m)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	cotθ (1-2,5)	Asw/s_{min} (cm^2/m)	Asw/s_{nec} (cm^2/m)	Asw/s_{prog} (cm^2/m)
Vmax	0.80	0.040	33.61	343.59	3406.32	2	6.52	-	8.38

HP = Spessore della fondazione
c = Copriferro
M_{Ed} = Momento ultimo agente
V_{Ed} = Taglio ultimo agente
V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura
V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse
μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato
ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

$As_{long,min}$ = Area armatura longitudinale minima di normativa
$As_{long,nec}$ = Area armatura longitudinale necessaria
$As_{long,prog}$ = Area armatura longitudinale di progetto
$As_{trasv,prog}$ = Area armatura trasversale di progetto
Asw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa
Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria
Asw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

MENSOLA LATO VALLE (MODELLO STRUCT AND TIES)

Combinazione di verifica: 4

Sforzo normale del palo	Qp1 =	-200.99	kN	
Sforzo normale per metro lineare di palo, in valore ass.	Qp1 =	133.99	kN/m	
Sforzo normale base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass.	N_{muro} =	73.79	kN/m	
Momento base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass.	M_{muro} =	47.38	kNm/m	
Momento all'incastro, adimensionalizzato	μ =	0.004		
Non è necessaria armatura a compressione	**μ_{lim} =**	0.252		
Asse neutro adimensionalizzato	ξ =	0.00		
Asse neutro	xc =	0.10	m	
Distanza asse palo-asse muro	a =	0.52	m	

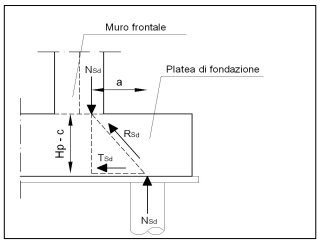
Verifica biella compressa

Azione di compressione:	R_{Ed} =	164.51	kN/m	
Area resistente di cls	A_{Cd} =	0.031	m^2	
Forza max a compressione assorbili dal cls:	R_{Rd} =	661.18	kN/m	**Verifica**

Calcola armatura a trazione

Trazione nell'acciaio	T =	95.45	kN/m	
Armatura necessaria per metro lineare	As =	2.439	cm^2/m	
Armatura necessaria totale per verifica a Struct end Ties	As =	2.976	cm^2	

Armatura aggiuntava sul palo **As,agg. =** 0.000 **cm^2/palo**



Armatura aggiuntiva palo disposta		
n	Ø (mm)	Aspalo,prog (cm²)
0	0	0.00

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

LAVORO: RIO MAZZENO - 2° LOTTO
OPERA: CANALE: MANUFATTO AD U

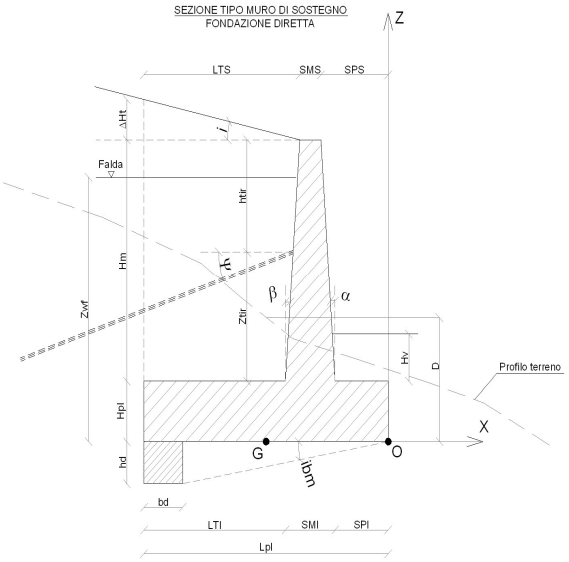
DATI GEOMETRICI:

Tipologia di fondazione:		Diretta	
Lunghezza platea:	Lpl =	7.00	m
Spessore platea:	Hpl =	1.00	m
Altezza paramento muro:	Hm =	5.00	m
Spessore superiore paramento muro:	SMS =	0.50	m
Spessore inferiore paramento muro:	SMI =	1.00	m
Inclinazione interna paramento muro:	β =	0.000	° (>=0)
Inclinazione esterna paramento muro:	α =	0.000	° (>=0)
Inclinazione terrapieno a monte:	i =	0.000	° (>=0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	0.00	m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	0.00	m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	6.00	m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	0.00	m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	6.00	m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	6.00	m
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	1.00	m
Altezza dente di fondazione:	hd =	0.00	m
Larghezza dente di fondazione:	bd =	0.00	m
Inclinazione piano di posa:	ibm =	0.000	° (>=0)
Inclinazione piano campagna:	β_{pc} =	0.000	° (>=0)

INPUT DI CALCOLO

Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	γ_t =	20.00	kN/m^3
Coesione terreno:	c_t =	0.00	kN/m^2
Angolo di attrito interno:	ϕ' =	35.00	°
Rapporto δ/ϕ:	δ/ϕ =	0.667	
Angolo di attrito terra-muro:	δ =	23.345	°
Posizione della falda da intradosso platea:	zwf =	1.00	m
Sottospinta idraulica:	ADM =	0	(1= si, 0= no)
Peso specifico cls:	γ_{cls} =	25	kN/m^3
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000	
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:			



Dati di carico

Sovraccarico a monte:	qm =	0.00	kN/m^2
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	0	(0 -100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	30.00	kN/m^2
Volume di terreno a monte:	VTM =	0.00	m^3

Azione in testa muro

Forza verticale in testa paramento:	Fzm =	-2.00	kN/m
Forza orizzontale in testa paramento:	Fxm =	2.52	kN/m
Momento in testa paramento	Mym =	0.00	kN/m
Braccio da estradosso paramento	ezm =	0.00	m (>0 in alto)
Braccio da filo est. sup. paramento muro:	exm =	-0.25	m (>0 a valle)

Dati sismici

Categoria di suolo:		B, C, D, E	
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	a_g/g =	0.0780	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S =	1.5000	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T =	1.2000	
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	a_{max}/g =	0.1404	
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	β_m =	0.38	
Coefficiente sismico orizzontale:	kh =	0.0534	
Considerare sisma verticale?		Si	
Coefficiente sismico verticale:	kv =	0.0267	
Angolo ϑ (+)	ϑ_A =	2.975	°
Angolo ϑ (–)	ϑ_B =	3.137	°
Acc.orizz.su terreno sopra platea (1=si;0=no):	Aot =	1	
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		1	

Coefficienti di spinta

Coefficiente di spinta a riposo:	K_0 =	0.426	
Coefficiente di spinta attiva:	K_a =	0.244	
Coefficiente di spinta passiva:	K_p =	3.586	
Considerare spinta passiva a valle?		No	
Coefficiente di spinta utilizzato	**K =**	**0.244**	
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A}$ =	0.275	
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B}$ =	0.276	
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A)	ΔK_A =	0.038	(= (1-kv)*K'a,A - Ka)
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B)	ΔK_B =	0.025	(= (1+kv)*K'a,B - Ka)

Fattore di riduzione della spinta passiva:	50	%
Considerare coesione per spinta passiva?	No	

Coefficienti parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00

Scorrimento	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.15	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.15	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.25	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.50	0.00	0.00	0.40	0.00

Combinazioni di calcolo

Tipo		Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Svio (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	Statica	0	0	0
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	0	0	1
3	A1+M1+R3.	Statica + Acqua	1	0	0
4	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	0	0	0
5	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	0	0	0
6	Freq.	Fessurazione - Frequente	0	0	0
7	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	0	0	0

SOLLECITAZIONI RISULTANTI

Combinazioni		Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
			Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m
1	A1+M1+R3.	Statica	75.74	-126.44	126.23	114.06	-284.57	-116.83
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	79.01	-129.04	141.96	117.33	-287.17	-104.33
3	A1+M1+R3.	Statica + Acqua	75.74	-126.44	126.23	114.06	-284.57	-656.83
4	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	69.74	-115.46	126.22	112.01	-266.03	-69.80
5	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	66.77	-120.46	118.79	107.35	-278.70	-92.95
6	Freq.	Fessurazione - Frequente	56.10	-117.96	93.50	85.78	-272.37	-130.67
7	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	56.10	-117.96	93.50	85.78	-272.37	-130.67

RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)	Fs,sch (U)	Lpmin (m)
1	A1+M1+R3.	Statica	1.310	7.951	6.650	-	-
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	1.285	8.206	6.757	-	-
3	A1+M1+R3.	Statica + Acqua	1.310	12.232	1.216	-	-
4	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	1.371	453.099	8.984	-	-
5	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	1.499	15.367	8.350	-	-
6	Freq.	Fessurazione - Frequente	1.833	12.410	9.702	-	-
7	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	1.833	12.410	9.702	-	-

Legenda:
Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento
Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento
Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate
Fs,sch (U) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Non Drenate
Lpmin = Lunghezza minima di progetto dei di fondazione

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 2

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	K_S =	0.244	
Peso di volume terreno:	Pt =	20.0	kN/m³
Peso di volume calcestruzzo:	Pcls =	25.0	kN/m³
Inclinazione spinta su paramento muro:	ism =	23.345	°
Angolo di attrito terreno di base:	ϕt =	30.0	°
Angolo di attrito platea-terreno:	δt =	30.0	°
Coesione non drenata:	cu =	0.00	kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	Aso =	0.00	g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	Asv =	0.00	g
Incremento sismico spinta:	ΔKS =	0.00	
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	Aot =	1	(1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	Qsm =	0	kPa
Percentuale sovr. su platea:	SSP =	0	(0 -100%)
Carico terreno a monte:	Qtm =	0.00	kPa
Sovraccarico variabile a valle:	Qsv =	0.00	kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	hwf =	0.00	m
Press. idrostatica dietro paramento muro:	ADM =	0	(1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	5.00	50.00	0.25	0.00	-12.50	-2.60	3.28	-0.65
1	0.50	4.50	55.00	0.28	3.03	-15.06	-9.49	4.03	1.11
2	1.00	4.00	60.00	0.30	6.06	-17.61	-17.66	6.31	3.64
3	1.50	3.50	65.00	0.33	9.09	-20.17	-27.10	10.09	7.67
4	2.00	3.00	70.00	0.35	12.12	-22.73	-37.83	15.39	13.98
5	2.50	2.50	75.00	0.38	15.15	-25.29	-49.83	22.21	23.32
6	3.00	2.00	80.00	0.40	18.18	-27.84	-63.12	30.54	36.44
7	3.50	1.50	85.00	0.43	21.21	-30.40	-77.68	40.39	54.11
8	4.00	1.00	90.00	0.45	24.24	-32.96	-93.52	51.75	77.08
9	4.50	0.50	95.00	0.48	27.26	-35.52	-110.64	64.62	106.11
10	5.00	0.00	100.00	0.50	30.29	-38.07	-129.04	79.01	141.96

Legenda:

Z da PS quota sezione da estradosso platea
Z da MS quota sezione da estradosso muro
S = spessore sezione
Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea
qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)
qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)
Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)
Vk = sforzo di taglio caratt.
Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	2.50	6.25	3.50	0.00	-62.50	-390.63	0.00	-171.88
Paramento triang.m	0.00	6.50	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Paramento triang.v	0.00	6.00	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	7.00	3.50	0.50	0.00	-175.00	-612.50	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	0.00	7.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Terrapieno monte 2	0.00	6.50	4.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Terrapieno valle	0.00	3.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovracc. su platea a valle	3.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sovr. monte	7.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno su muro	7.00	2.00	109.06	-47.07	0.00	-111.37	53.37
Increm sismico spinta terr.	7.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	6.25	6.00	3.28	-2.60	0.00	3.41	12.51
Spinta dell'acqua	7.00	0.33	5.00	0.00	0.00	1.67	1.67
Sottospinta idraulica	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	6.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	6.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-237.50	-1003.13	0.00	-171.88
Terrapieno	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sollecitazioni esterne	117.33	-49.67	0.00	-106.30	67.55
TOTALE:	117.33	-287.17	-1003.13	-106.30	-104.33

Legenda:
X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro
Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro
Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante
Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

Tensioni risultanti sul terreno di fondazione

SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE:
Tensione anteriore = -28.25 kPa
Tensione posteriore = -53.80 kPa

SEZIONE PARZIALIZZATA:
Lungh. carico triang. = 9.41 m (risultante dentro la platea)
Tensione anteriore = -61.03 kPa

Tensione min = -28.25 kPa
Tensione max = -53.80 kPa

Sollecitazioni sulla zattera di fondazione

MENSOLA	SEZIONE	X (m)	ΔX (m)	qz,inf (kN/m²)	qz,sup (kN/m²)	Vk,inf (kN/m)	Vk,sup (kN/m)	Mk,inf (kNm/m)	Mk,sup (kNm/m)	Vk,tot (kN/m)	Mk,tot (kNm/m)
Anteriore	0	0.00	0.00	28.25	-25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Anteriore	1	-1.50	1.50	33.72	-25.00	46.48	-37.50	33.83	-28.13	8.98	5.71
Anteriore	2	-3.00	3.00	39.20	-25.00	101.17	-75.00	143.55	-112.50	26.17	31.05
Anteriore	3	-4.50	4.50	44.67	-25.00	164.08	-112.50	341.46	-253.13	51.58	88.33
Anteriore	4	-6.00	6.00	50.15	-25.00	235.20	-150.00	639.89	-450.00	85.20	189.89
Posteriore	5	-7.00	0.00	53.80	-125.00	0.00	-2.60	0.00	0.00	-2.60	0.00
Posteriore	6	-7.00	0.00	53.80	-125.00	0.00	-2.60	0.00	0.00	-2.60	0.00
Posteriore	7	-7.00	0.00	53.80	-125.00	0.00	-2.60	0.00	0.00	-2.60	0.00
Posteriore	8	-7.00	0.00	53.80	-125.00	0.00	-2.60	0.00	0.00	-2.60	0.00
Posteriore	9	-7.00	0.00	53.80	-125.00	0.00	-2.60	0.00	0.00	-2.60	0.00
Posteriore	10	-7.00	0.00	53.80	-125.00	0.00	-2.60	0.00	0.00	-2.60	0.00

Legenda:
X = ascissa sezione platea
DX = distanza sezione da lembo estremo
qz, inf = carico distribuito dal basso (tensione del terreno)
qz, sup = carico distribuito dall'alto
Vk = sforzo di taglio caratteristico
Mk = momento flettente caratteristico (positivo per trazione a intradosso platea)

Verifica di corpo rigido

Verifica a scorrimento

Inclinazione piano di scorrimento:	ibm =	0.000	°	
Totale forze verticali:	Fz,tot =	-287.17	kN/m	
Totale forze orizzontali:	Fx,tot =	117.33	kN/m	
Forza normale al piano:	Fn =	-287.17	kN/m	
Forza tangente al piano:	Ft,ag =	117.33	kN/m	
Forza resistente:	Ft,res =	165.80	kN/m	
Spinta passiva sul dente:	Spx =	0.00	kN/m	
Coeff. di sicurezza:	Fs =	1.28		VERIFICATO

Verifica a ribaltamento

Tot. momenti stabilizzanti:	Mstab =	-1003.13	kNm/m	
Tot. momenti ribaltanti:	Mrib =	-106.30	kNm/m	
Coeff. di sicurezza:	Fs =	8.21		VERIFICATO

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	45	MPa	fctm =	3.35	MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	21.17	MPa	f'cd =	10.58	MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.56	MPa			
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30	MPa	cotθ =	2	(1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30	MPa			
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	7.70	cm			

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	As_{nec} (cm²/m)	As_{min} (cm²/m)	As_{proq} (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.30	-2.60	-0.65	0.00	0.00	0.00	8.19	15.71	5.00
1.00	55.00	47.30	-9.49	1.11	0.00	0.00	0.00	9.16	15.71	4.50
2.00	60.00	52.30	-17.66	3.64	0.00	0.00	0.00	10.13	15.71	4.00
3.00	65.00	57.30	-27.10	7.67	0.00	0.00	0.00	11.10	15.71	3.50
4.00	70.00	62.30	-37.83	13.98	0.00	0.00	0.03	12.07	15.71	3.00
5.00	75.00	67.30	-49.83	23.32	0.00	0.00	0.18	13.03	15.71	2.50
6.00	80.00	72.30	-63.12	36.44	0.01	0.01	0.41	14.00	15.71	2.00
7.00	85.00	77.30	-77.68	54.11	0.01	0.01	0.71	14.97	15.71	1.50
8.00	90.00	82.30	-93.52	77.08	0.01	0.01	1.11	15.94	20.73	1.00
9.00	95.00	87.30	-110.64	106.11	0.01	0.01	1.61	16.91	20.73	0.50
10.00	100.00	92.30	-129.04	141.96	0.01	0.01	2.20	17.88	20.73	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
M_{Ed} = Momento flettente ultimo
As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto
μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
As_{min} = Area di armatura tesa minima
θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm²/m)	Asw/s_{nec} (cm²/m)	Asw/s_{prog} (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.30	3.28	205.82	4028.76	6.52	0.00	8.38	5.00
1.00	55.00	47.30	4.03	216.83	4504.97	6.52	0.00	8.38	4.50
2.00	60.00	52.30	6.31	230.33	4981.18	6.52	0.00	8.38	4.00
3.00	65.00	57.30	10.09	245.92	5457.39	6.52	0.00	8.38	3.50
4.00	70.00	62.30	15.39	261.30	5933.61	6.52	0.00	8.38	3.00
5.00	75.00	67.30	22.21	276.49	6409.82	6.52	0.00	8.38	2.50
6.00	80.00	72.30	30.54	291.52	6886.03	6.52	0.00	8.38	2.00
7.00	85.00	77.30	40.39	306.39	7362.24	6.52	0.00	8.38	1.50
8.00	90.00	82.30	51.75	321.14	7838.45	6.52	0.00	8.38	1.00
9.00	95.00	87.30	64.62	335.76	8314.67	6.52	0.00	8.38	0.50
10.00	100.00	92.30	79.01	350.26	8790.88	6.52	0.00	8.38	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa
Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	45.00	Mpa	fctm =	3.35	MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	24.90	Mpa	f'cd =	12.45	Mpa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	3.42	Mpa			
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30	Mpa	cotθ =	2	(1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30	Mpa			
Distanza asse armatura:da filo muro:	c =	7.10	cm			

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	As_{nec} (cm²/m)	As_{min} (cm²/m)	As_{prog} (cm²/m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	0.00
1	100	92.9	0.00	5.71	0.0003	0.0003	0.16	17.99	19.01	1.50
2	100	92.9	0.00	31.05	0.0014	0.0014	0.86	17.99	19.01	3.00
3	100	92.9	0.00	88.33	0.0041	0.0041	2.44	17.99	19.01	4.50
4	100	92.9	0.00	189.89	0.0088	0.0089	5.27	17.99	19.01	6.00

Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
6	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
7	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
8	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
9	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00
10	100	92.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	17.99	19.01	7.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
M_{Ed} = Momento flettente ultimo
As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto
μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
As_{min} = Area di armatura tesa minima
θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm^2/m)	Asw/s_{nec} (cm^2/m)	Asw/s_{prog} (cm^2/m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	100	92.3	0.00	350.26	4136.89	6.52	0.00	8.38	0.00
1	100	92.9	8.98	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	1.50
2	100	92.9	26.17	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	3.00
3	100	92.9	51.58	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	4.50
4	100	92.9	85.20	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	6.00
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
6	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
7	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
8	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
9	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00
10	100	92.9	-2.60	421.39	4163.78	6.52	0.00	8.38	7.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa
Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 6

Caratteristiche materiali: paramento

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:	R_{ck} =	45.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:	f_{ck} =	37.35 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	f_{cm} =	45.35 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	f_{ctm} =	3.35 MPa
Valore medio del modulo secante	E_{cm} =	34625 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione	E_s =	200000 MPa

Caratteristiche materiali: zattera di fondazione

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:	R_{ck} =	45.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:	f_{ck} =	37.35 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	f_{cm} =	45.35 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	f_{ctm} =	3.35 MPa
Valore medio del modulo secante	E_{cm} =	34625 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione	E_s =	200000 MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t =	0.60
Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre	k_1 =	0.80
Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni	k_2 =	0.50
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	k_3 =	3.40
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	k_4 =	0.43

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ 0.3mm	ap. fessure	≤ 0.4mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso	$w_{k,s}$ =	0.20 mm
Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso	$w_{k,i}$ =	0.20 mm

Tabelle di calcolo della fessurazione paramento muro

Elemento	Sez.	*Sollecitazioni*			*Caratteristiche geometriche*			*Armatura tesa*		
		N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A_s [cm^2]	(c+ϕ/2) [cm]	ϕ [mm]
Paramento	0	0.00	0.00	153.29	100.00	50.00	41.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	1	-6.80	0.09	178.37	100.00	55.00	46.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	2	-14.72	0.75	213.06	100.00	60.00	51.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	3	-23.74	2.52	250.84	100.00	65.00	56.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	4	-33.87	5.98	291.73	100.00	70.00	61.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	5	-45.12	11.69	335.75	100.00	75.00	66.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	6	-57.47	20.20	382.93	100.00	80.00	71.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	7	-70.93	32.07	433.28	100.00	85.00	76.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	8	-85.50	47.87	493.77	100.00	90.00	81.42	20.73	8.58	17.54
Paramento	9	-101.17	68.16	551.17	100.00	95.00	86.42	20.73	8.58	17.54
Paramento	10	-117.96	93.50	611.84	100.00	100.00	91.42	20.73	8.58	17.54

		Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
Elemento	Sez.	A_s [cm²]	(c+ϕ/2) [cm]	x [cm]	$A_{c,eff}$ [cm²]	s_s [N/mm²]	s_{sr} [N/mm²]	r_r	$e_{sm}-e_{cm}$ °/₀₀	s_{rm} [mm]	w_k [mm]
Paramento	0	3.93	8.70	11.67	2175.00	0.00	261.69	0.01	0.00	500.36	0.00
Paramento	1	3.93	8.70	55.00	2175.00	-0.15	268.01	0.01	0.00	500.36	0.00
Paramento	2	3.93	8.70	60.00	2175.00	-0.22	285.27	0.01	0.00	500.36	0.00
Paramento	3	3.93	8.70	65.00	2175.00	-0.15	302.31	0.01	0.00	500.36	0.00
Paramento	4	3.93	8.70	54.03	2175.00	0.25	319.13	0.01	0.00	500.36	0.00
Paramento	5	3.93	8.70	43.93	2175.00	1.62	335.72	0.01	0.00	500.36	0.00
Paramento	6	3.93	8.70	37.28	2175.00	4.64	352.10	0.01	0.00	500.36	0.01
Paramento	7	3.93	8.70	33.51	2175.00	9.58	368.24	0.01	0.00	500.36	0.01
Paramento	8	5.18	8.58	34.27	2144.23	13.13	298.28	0.01	0.00	337.49	0.01
Paramento	9	5.18	8.58	33.20	2144.23	19.96	310.41	0.01	0.00	337.49	0.02
Paramento	10	5.18	8.58	32.63	2144.23	28.27	322.36	0.01	0.00	337.49	0.03

Tabelle di calcolo della fessurazione zattera di fondazione

		Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
Platea	Sez.	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A_s [cm²]	(c+ϕ/2) [cm]	ϕ [mm]
Anteriore	0	0.00	0.00	610.45	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Anteriore	1	0.00	0.22	589.73	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Anteriore	2	0.00	11.16	589.73	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Anteriore	3	0.00	48.26	589.73	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Anteriore	4	0.00	126.94	589.73	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Posteriore	5	0.00	0.00	610.45	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Posteriore	6	0.00	0.00	610.45	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Posteriore	7	0.00	0.00	610.45	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Posteriore	8	0.00	0.00	610.45	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Posteriore	9	0.00	0.00	610.45	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00
Posteriore	10	0.00	0.00	610.45	100.00	100.00	91.80	19.01	8.20	22.00

		Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
Elemento	Sez.	A_s [cm²]	(c+ϕ/2) [cm]	x [cm]	$A_{c,eff}$ [cm²]	s_s [N/mm²]	s_{sr} [N/mm²]	r_r	$e_{sm}-e_{cm}$ °/₀₀	s_{rm} [mm]	w_k [mm]
Anteriore	0	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.00	377.31	0.01	0.00	431.27	0.00
Anteriore	1	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.14	364.51	0.01	0.00	431.27	0.00
Anteriore	2	4.75	8.20	19.84	2050.00	6.90	364.51	0.01	0.00	431.27	0.01
Anteriore	3	4.75	8.20	19.84	2050.00	29.83	364.51	0.01	0.00	431.27	0.04
Anteriore	4	4.75	8.20	19.84	2050.00	78.46	364.51	0.01	0.00	431.27	0.10
Posteriore	5	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.00	377.31	0.01	0.00	431.27	0.00
Posteriore	6	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.00	377.31	0.01	0.00	431.27	0.00
Posteriore	7	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.00	377.31	0.01	0.00	431.27	0.00
Posteriore	8	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.00	377.31	0.01	0.00	431.27	0.00
Posteriore	9	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.00	377.31	0.01	0.00	431.27	0.00
Posteriore	10	4.75	8.20	19.84	2050.00	0.00	377.31	0.01	0.00	431.27	0.00

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Dati di Input

Larghezza fondazione	B =	7.00	m
Larghezza equivalente fondazione	Be =	6.27	m
Inclinazione piano di posa	α =	0.000	°
Inclinazione p.c.	β_{pc} =	0.000	°
Eccentricità	e =	0.36	m
Altezza di scavo	D =	1.00	m
Profondità della falda dal p.p.	Zf =	-1.00	m
Profondità di influenza fondazione dal p.p.	Z_I =	8.00	m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kN/m²)	cu (kN/m²)
1	Copertura (D)	Ghiaia	Drenate	0.00	2.00	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00
2	Quarzite degr. (Qud')	Ghiaia	Drenate	2.00	20.00	20.00	20.00	35.00	10.00	0.00

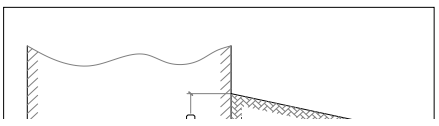
Legenda:
ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.
ZF = Profondità finale strato dal p.c.
γ = Peso specifico strato
γ_{sat} = Peso specifico strato
ϕ' = Angolo di attrito efficace
c' = Coesione drenata
cu = Coesione non drenata

Parametri geotecnici dello strato di fondazione

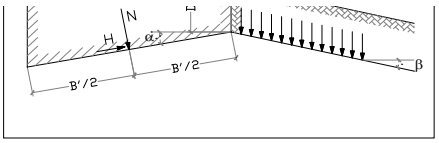
N° strato terreno di fondazione:		1	
Tipo di verifica:		Drenate	
Peso specifico:	γ =	18.00	kN/m³
Peso specifico saturo:	γ_{sat} =	18.00	kN/m³
Peso specifico efficace:	γ' =	8.00	kN/m³
Angolo di attrito efficace:	ϕ' =	30.000	°
Coesione drenata:	c' =	0.00	kN/m²
Coesione non drenata:	cu =	0.00	kN/m²
Angolo di attrito efficace ridotto:	**ϕ'_{rid} =**	**30.000**	**°**
Coesione drenata ridotta:	**c'_{rid} =**	**0.00**	**kN/m²**
Coesione non drenata ridotta:	**cu_{rid} =**	**0.00**	**kN/m²**

Fattori di capacità portante

Nc =	30.14	*Condizioni drenate*
Nc =	5.14	*Condizioni non drenate*
Nq =	18.40	



N_γ = 15.07



Fattori correttivi

Condizioni drenate	s_q =	1.00	*Fattori di forma*
	s_γ =	1.00	
	s_c =	1.00	
	d_q =	1.05	*Fattori di profondità*
	d_c =	1.05	
	i_q =	0.35	*Fattori di inclinazione di carico*
	i_γ =	1.00	
	i_c =	0.31	
	b_q =	1.00	*Fattori di inclinazione della fondazione*
	b_c =	1.00	
	b_γ =	1.00	
	g_q =	1.00	*Fattori di inclinazione piano di posa*
	g_c =	1.00	
	g_γ =	1.00	
Condizioni non drenate	s_{c0} =	1.00	*Fattori di forma*
	d_{c0} =	1.06	*Fattori di profondità*
	i_{c0} =	#DIV/0!	*Fattori di inclinazione di carico*
	b_{c0} =	1.00	*Fattori di inclinazione della fondazione*
	g_{c0} =	1.00	*Fattori di inclinazione piano di posa*
	m =	1.99	

Coefficienti parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00

Tabella di verifica della capacità portante

Combinazioni			Fx	Fz	My	q_{Ed}	FS	q_{Rd} (D)	q_{Rd} (U)	FS_{eff}
N°	Tipo	Descr.	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)		(kPa)	(kPa)	
1	A1+M1+R3.	Statica	114.06	-284.57	-116.83	-46.06	1.40	306.25	0.00	6.65
2	A1+M1+R3.	Statica + Vento	117.33	-287.17	-104.33	-45.78	1.40	309.29	0.00	6.76
3	A1+M1+R3.	Statica + Acqua	114.06	-284.57	-656.83	-119.38	1.40	145.11	0.00	1.22
4	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	112.01	-266.03	-69.80	-41.08	1.20	369.09	0.00	8.98
5	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	107.35	-278.70	-92.95	-44.01	1.20	367.46	0.00	8.35
6	Freq.	Fessurazione - Frequente	85.78	-272.37	-130.67	-45.09	1.00	437.46	0.00	9.70
7	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	85.78	-272.37	-130.67	-45.09	1.00	437.46	0.00	9.70