Firmato digitalmente da:
PAOLO NOCE
10/03/2025 11:39

STUDIO MARTIGNONE ASSOCIATI
Ing. Federico Martignone
Ing. Emanuela Timossi
Ing. Luca Molisani
Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

rev.	data	
rev. 00	data febbraio 2025	

richiedente

COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE - GE
Piazza Mazzini 46 - 16038 Santa Margherita Ligure
c.f. 00854480100 - p.iva 00172160996

oggetto dell'intervento

REGIMENTAZIONE IDRAULICA DEL TORRENTE NOZAREGO - SECONDO LOTTO. CUP G58B21000120001

Progetto di fattibilità tecnica ed economica

localizzazione dell'intervento

Comune di Santa Margherita Ligure - GE

oggetto della tavola

Relazione di calcolo delle strutture
Relazione tecnica illustrativa
Relazione sui materiali
Relazione geotecnica e sule fondazioni

tavola

R8

codice elaborato .....

scala ...

progettazione idraulica e coordinamento RTP

IDROING - Ingegneria Idraulica e Ambientale
Dott. Ing. Paolo Noce
Via Fieschi 3/3 - 16121 Genova - tel. +39.329.9273739 - ing.paolonoce@gmail.com - paolo.noce@ingpec.eu

progettazione architettonica

castaldi e **poggi** • *studio di architettura*
via g. galilei 24/3 - 16010 sant'olcese genova - +39.349.6781722 - +39.349.6775465 - p.i. 01691650996
fmcastaldi@libero.it - francesco.castaldi@archiworldpec.it - monica.poggi@archiworldpec.it
architetti

progettazione strutturale

STUDIO MARTIGNONE ASSOCIATI
Ing. Federico Martignone – Albo Ingegneri provincia di Genova N°6166
Ing. Emanuela Timossi – Albo Ingegneri provincia di Genova N°8431A
Ing. Luca Molisani – Albo Ingegneri provincia di Genova N°8880A
Via Palestro 25/3 16122 Genova – Telefono 010.876287
E–mail: studio@martignoneassociati.it P.Iva / C.F. 01787210994

indagini geologiche

Dott. Geol. Ruggero DAMERI
via Vesuvio 52r - 16134 Genova - +39.338.1900629 - p.iva 03149990107 - rogeolog@libero.it - ruggerodameri@pec.epap.it

progettazione architettonica - giovane professionista

MARTINA CASTALDI • ARCHITETTO
Via G. Galilei 24/3 - 16010 Sant'Olcese - GE - p.i. 02819570991- +39.3492689302 - castaldi.marti@gmail.com - martina.castaldi@archiworldpec.it

consulenti

Dott.ssa Valentina BRODASCA - Archeologa
via Borgo degli Incrociati 3/7 - 16137 Genova - +39.349.3101063 - p.iva 02322480993 - vbrodasca@gmail.com - vbrodasca@pec.it

Agr. Dott. Fabrizio ONETO - Naturalista
via Cesare Viazzi - 16142 Genova - +39.340.6298028 - p.iva 01616340996 - info@cesbin.it

Studio Tecnico Topografico Geometra Fabio Crovetto
via Redipuglia 87/2 - 16147 Genova - +39.3289186370 - fabio@studiocrovetto.it

La proprietà di questo elaborato appartiene ai progettisti e pertanto è vietato riprodurlo o renderlo noto a terzi, in tutto od in parte, senza specifica autorizzazione scritta da parte dei progettisti stessi.

Ing. Federico Martignone
Ing. Emanuela Timossi
Ing. Luca Molisani

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

SOMMARIO

1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA 4

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO 4

3. METODO DI VERIFICA 5

3.1. Metodo di verifica 5

4. RELAZIONE SUI MATERIALI 6

4.1. Caratteristiche dei materiali utilizzati 6

4.2. Condizioni ambientali 7

5. DATI STRUTTURA 7

5.1. Individuazione della zona sismica di appartenenza 7

6. RELAZIONE GEOTECNICA 9

6.1. Premessa 9

6.2. Descrizione del programma di indagini e delle prove geotecniche 9

6.3. Modello geotecnico del sottosuolo 11

6.4. Valutazione dell'aderenza caratteristica tra tiranti e substrato roccioso 12

6.5. Approcci progettuali e valori di progetto 13

6.6. Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici 14

6.7. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche 15

7. CARICHI E AZIONI DI PROGETTO 16

7.1. Pesi propri elementi strutturali 16

7.2. Azione sismica 16

8. BRIGLIA 17

8.1. Verifica del muro 17

8.2. Verifica dei pali 23

8.3. Verifica dei profili HEB100 ..... *25*

9. MURO BACINO DI DECANTAZIONE **26**

10. PARATIA A **35**

10.1. Verifica dei micropali *36*

10.2. Verifica della controparete in cemento armato *38*

10.3. Verifica della trave testa pali *41*

10.4. Verifica dei tiranti *43*

11. PARATIA B **45**

11.1. Verifica della paratia e dei micropali *46*

11.2. Verifica della controparete in cemento armato *48*

11.3. Verifica della trave testa pali *51*

11.4. Verifica dei tiranti *54*

12. DOCUMENTAZIONE SUL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO AI SENSI DEL §10.2 NTC2008 ..... **56**

Ing. Federico Martignone
Ing. Emanuela Timossi
Ing. Luca Molisani
Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

La presente relazione riguarda le opere strutturali inerenti il progetto di "Regimentazione idraulica del torrente Nozarego – Secondo Lotto - CUP G58B21000120001" nel Comune di Santa Margherita Ligure (GE).

Gli interventi strutturali riguarderanno:

- la realizzazione di una briglia selettiva in cemento armato, fondata su micropali, che chiuderà l'intera sezione di deflusso dell'alveo e sarà dotata in sommità di profili in acciaio, disposti a pettine, a contenimento del materiale trascinato dalla corrente;
- la realizzazione di un bacino di decantazione, a monte della briglia, mediante un muro in cemento armato;
- la realizzazione di due paratie di micropali tirantate, a contenimento del versante sulla sponda destra e sulla sponda sinistra.

Per il dettaglio delle lavorazioni si rimanda alle tavole allegate.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

La presente Relazione di Calcolo è svolta nel pieno rispetto della Normativa vigente, e in particolare di:

- L. 05.11.1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.

- D.P.R. 380/01 – Testo unico per l'edilizia

- D.M. 17.01.2018 – Nuove norme tecniche per le costruzioni.

- Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP**:** Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

3. METODO DI VERIFICA

3.1. Metodo di verifica

Nelle verifiche è stato impiegato il **METODO DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE**, con riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. 17/01/2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite il D.M. definisce le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

[1] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

4. RELAZIONE SUI MATERIALI

4.1. Caratteristiche dei materiali utilizzati

- Calcestruzzo magro C12/15

- Calcestruzzo C25/30

Classe di lavorabilità: S3

Classe di esposizione: XC2

Rapporto max a/c=0.6

Contenuto minimo di cemento 280 kg/mc

Diametro massimo degli inerti 25 mm

- Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata B450C saldabile

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} > 4500 daN/cm^2

Tensione caratteristica di rottura f_{tk} > 5400 daN/cm^2

- Acciaio per carpenteria metallica S275

Tensione nominale di snervamento fyk>2750 daN/cm²

Tensione nominale di rottura ftk>4300 daN/cm²

(ft/fy)k>1,2

Allungamento a rottura >20%

- Micropali

Diametro di perforazione Ø140 mm

Tubo di armatura Ø88.9-Sp.8 mm - Acciaio ***S355***

Malta di intasamento Rck 250 - iniezione in risalita a bassa pressione

- Tiranti in acciaio armonico

Diametro di perforazione Ø140 mm

Trefoli da 0,6" (A=139 mm²)

Tensione di snervamento fp(1)k=16600 daN/cm²

Tensione di rottura fptk=18600 daN/cm²

Malta di intasamento Rck350 - iniezione in risalita a pressione reale > 8 bar

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

4.2. Condizioni ambientali

Il D.M. 17/01/2018 prevede le seguenti condizioni ambientali:

Tab. 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nell'intervento in esame le condizioni ambientali sono **Ordinarie**.

Più precisamente le opere previste sono in classe di esposizione **XC2.**

5. DATI STRUTTURA

5.1. Individuazione della zona sismica di appartenenza

Il sito ricade nel Comune di S. Margherita Ligure, classificato **Zona 3** ai sensi della attuale classificazione sismica della Regione Liguria approvata con D.G.R. N°216 del 17/03/2017

Vita Nominale della costruzione

In via cautelativa si assume **tipo di costruzione 2** ai sensi del §2.4.1 del D.M. 17/01/2018,

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

per la quale è prevista $\mathbf{V_N \geq 50}$ **anni**

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

Classe d'uso

Le opere a progetto rientrano nella **Classe d'uso II** ai sensi del §2.4.2 del D.M. 17/01/2018:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento per l'azione sismica $\mathbf{V_R}$ (§2.4.3 del D.M. 17/01/2018) vale:

$$\mathbf{V_R = V_N \cdot Cu}$$

Nel caso in esame Cu = 1.0 si veda tab. 2.4.II del D.M. 17/01/2018 qui di seguito riportata

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

per cui si ottiene:

$$\mathbf{V_R = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}}$$

Ing. Federico Martignone
Ing. Emanuela Timossi
Ing. Luca Molisani
Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

6. RELAZIONE GEOTECNICA

6.1. Premessa

Per le caratteristiche del terreno si fa riferimento ai contenuti della "RELAZIONE GEOLOGICA - Progetto di Fattibilità Tecnico Economica - Regimentazione idraulica del torrente Nozarego – Secondo Lotto" a firma del Dott. Geol. Ruggero Dameri datata febbraio 2025.

Dalla sopracitata relazione si evince che il tratto interessato dall'intervento risulta stretto ed incassato tra muri d'argine prevalentemente in pietra a secco e di altezze mediamente comprese tra 2.00 m e 3.50 m.

In sponda destra i terreni risultano a medio / elevata acclività con coperture di 2.00-3.00 m circa sovrapposte al substrato roccioso affiorante in maniera diffusa lungo il fondo dell'alveo ed al piede dei muri.
In sponda sinistra il versante presenta acclività minori sempre raccordate da muri in pietra.

Il substrato lapideo presente lungo l'intera area indagata è rappresentato dalla Formazione dei Calcari di Monte Antola. Si tratta di marne e marno-scisti alternati a calcari marnosi compatti e calcareniti molto consistenti; sono spesso presenti interstrati argillitici a minore competenza.

Le coltri sciolte che interessano la zone di sponda sono costituite da matrici medio fini, limoso sabbiose, inglobanti scheletro grossolano di medio piccola pezzatura.

6.2. Descrizione del programma di indagini e delle prove geotecniche

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata desunta dall'elaborazione dei dati reperiti nella campagna di indagine che ha compreso l'esecuzione di:

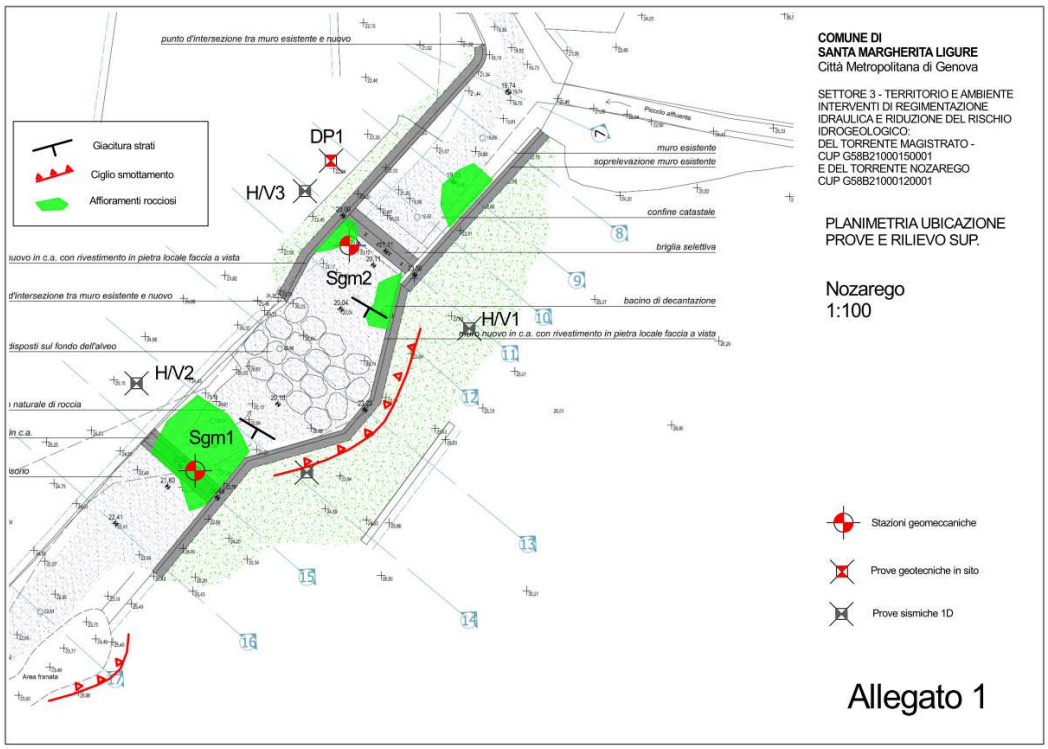
- n.3 prove sismiche Hvsr – tromografie verticali per definire l'assetto sismo – stratigrafico della zona;
- n.2 stazioni di misura geomeccanica per definire la struttura dell'ammasso roccioso in funzione della frequenza e della natura dei giunti di strato e di frattura, la loro persistenza ed il loro stato di

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

conservazione; per la definizione della resistenza a compressione monoassiale sono state utilizzate diverse serie di prove mediante sclerometro da rocce (Martello di Schmidt).

- n.1 prova penetrometrica dinamica per definire gli spessori delle coperture sciolte sulle sponde.

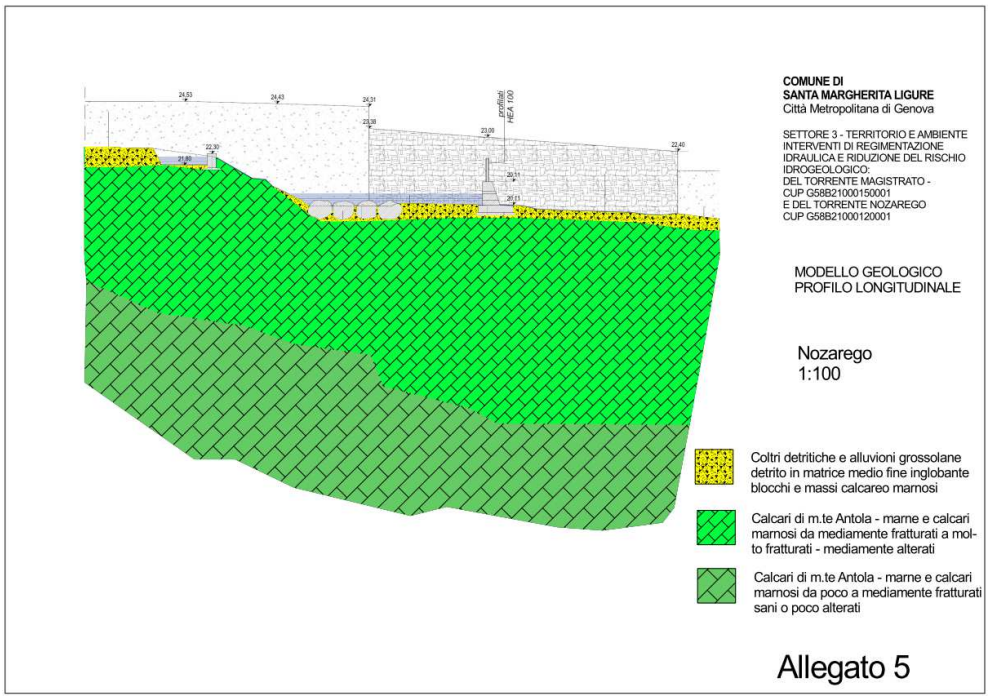
Nella figura seguente si riporta l'ubicazione delle prove eseguite.



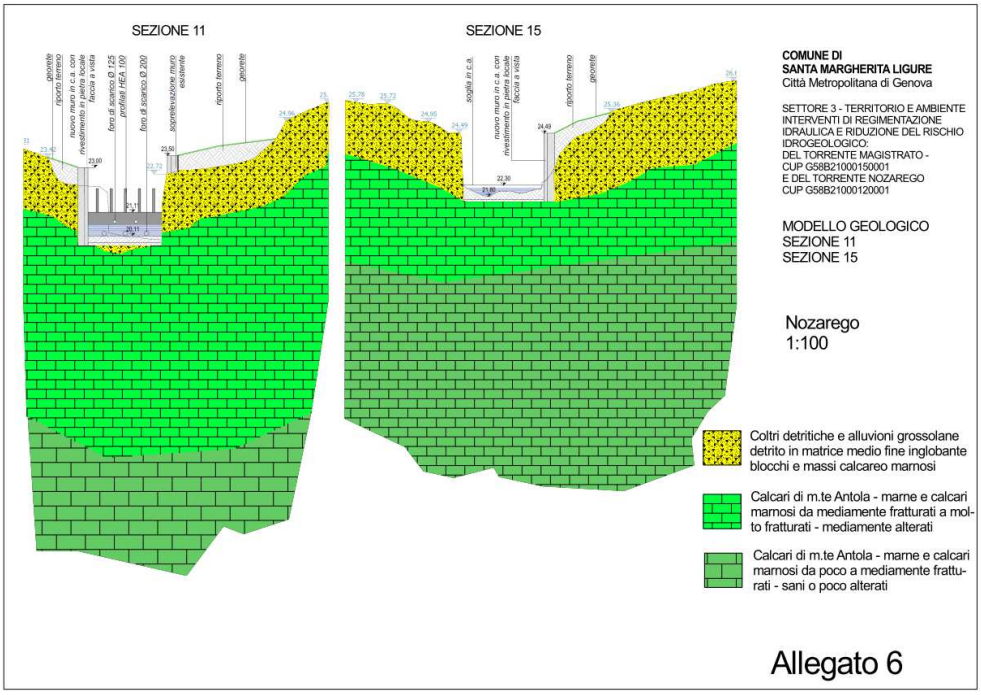
Planimetria con ubicazione delle prove eseguite desunta dalla relazione geologica.

6.3. Modello geotecnico del sottosuolo

Nelle figure seguenti si riportano le sezioni stratigrafiche interpretative desunte dalla relazione geologica.



Sezione stratigrafica desunta dalla relazione geologica



Sezione stratigrafica desunta dalla relazione geologica

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

Dal punto di vista stratigrafico, partendo dal p.c. è possibile quindi individuare i seguenti orizzonti:

Detriti e coltri eluvio colluviali *– Spessore da 2.00 a 3.50 m circa*

Peso di volume	γ = 1800 - 1900 daN/m^3
Coesione	c' = 0 daN/cm^2
Angolo di attrito	ϕ = 29° - 31°

Ammasso roccioso fratturato e mediamente alterato

Peso di volume	γ = 2500 - 2600 daN/m^3
Coesione	c' = 0.185 MPa = 1.85 daN/cm^2
Angolo di attrito	ϕ = 44°
Resistenza alla compressione monoassiale	C_0 = 40 MPa = 400 daN/cm^2

Ammasso roccioso sano

Peso di volume	γ = 2500 - 2600 daN/m^3
Coesione	c' = 0.228 MPa = 2.28 daN/cm^2
Angolo di attrito	ϕ = 47°
Resistenza alla compressione monoassiale	C_0 = 40 MPa = 400 daN/cm^2

6.4. Valutazione dell'aderenza caratteristica tra tiranti e substrato roccioso

Come riportato nelle tavole progettuali, tutti i tiranti saranno ancorati nel substrato roccioso.

Le lunghezze dei tiranti saranno definite in base al risultato delle prova di resistenza allo sfilamento effettuata sugli ancoraggi di progetto; si è comunque provveduto a una valutazione preventiva delle lunghezze dei bulbi, sulla base delle caratteristiche del terreno, desunte dalla relazione geologica. Tali lunghezze saranno confermate o meno in funzione dei risultati della sopradetta prova di sfilamento.

Nella relazione geologica non è riportato un valore della resistenza a compressione monoassiale della roccia, si assume quindi in via cautelativa un valore pari a c_0 = 40 daN/cm^2.

L'aderenza tirante-substrato roccioso viene valutato della resistenza a compressione monoassiale della roccia integra secondo la seguente relazione (Horvath e Kenney 1989):

$\tau_l = 6.656 \times \sqrt{q_u}$. (kPa)

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

L'aderenza limite tirante-substrato vale quindi: $\tau_{lim,Sc}$ = 6,656 x √4000 = **421 kPa = 0,421 Mpa**

I valori minimo e medio dell'aderenza limite valgono quindi:

$\tau_{lim,min} = \tau_{lim,med}$ = **4.21 daN/cm²**

Cautelativamente, ai sopradetti valori si applicano i fattori di correlazione della tabella 6.6.III delle NTC18 per un profilo di indagine:

Tab. 6.6.III - *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine*

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

ξ_{a3}=1.80

ξ_{a4}=1.80

L'adesione caratteristica si ricava applicando la relazione [6.6.2] delle NTC18:

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\} \qquad [6.6.2]$$

Si ottiene quindi:

$\tau_{lim,k}$ = 4.21 / 1.80 **=2.33 daN/cm²**

6.5. Approcci progettuali e valori di progetto

Paratie di micropali

Il progetto delle paratie è stato sviluppato procedendo all'analisi dell'opera di sostegno in tutte la fasi di scavo e del riempimento a tergo.

Nel dimensionamento dell'opera sono stati presi in considerazione i seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera;
- Collasso per carico limite verticale;
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;
- Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza strutturale dei pali del palccaggio;

:

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

Muri a mensola di cemento armato

Nel dimensionamento dell'opera, effttuato con analisi pseudostatica sono stati presi in considerazione i seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- Collasso per ribaltamento
- Collasso per scorrimento
- Collasso per carico limite sul terreno di fondazione;

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza strutturale delle sezioni di c.a.

6.6. Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici

Verifica allo SLU in condizioni statiche e sismiche delle paratie

Gli stati limite di tipo geotecnico delle pratie sono stati sviluppati ai sensi delle NTC18 secondo la combinazione 2: (A2+M2+R1), gli stati limite ultimi per il raggiungimento delle resistenze degli elementi strutturali sono sviluppati utilizzando la combinazione 1: (A1+M1+R1) tenendo conto i valori dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari a 1,00.

I valori di progetto dei parametri geotecnici considerati nelle verifiche del placcaggio nella combinazione 1 sono equivalenti a quelli caratteristici, mentre i valori di progetto considerati nella combinazione 2 sono ricavati da quelli caratteristici applicando i coefficienti M2 della tabella 6.2.II.

La verifica degli stati limite di tipo geotecnico per i tiranti di ancoraggio viene sviluppata a sensi del §6.6.2 delle NTC18 mediante la combinazione A1+M1+R3, dove i coefficienti γ_R sono quelli riportati nella tabella 6.6.I.

Tab. 6.6.I - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

Verifica allo SLU in condizioni statiche e sismiche dei muri

Gli stati limite di tipo geotecnico e strutturale dei muri sono stati sviluppati ai sensi delle NTC18 secondo l'approccio 2 combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto i valori dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari a 1,00 e i coeff. R3 secondo tabella 6.5.I.

6.7. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Categoria di sottosuolo

Sulla base della stratigrafia del terreno il sottosuolo viene classificato **Categoria di sottosuolo B** si veda tab. 3.2.II , §3.2.2. del D.M. 17/01/18 qui di seguito riportata.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Condizioni topografiche

Il sito è classificato **categoria topografica T2** si veda tab. 3.2.II, §3.2.2. del D.M. 17/01/2018 qui di seguito riportata.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

7. CARICHI E AZIONI DI PROGETTO

7.1. Pesi propri elementi strutturali

Nelle verifiche sono stati assunti i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

- Peso proprio del calcestruzzo: **2.500 daN/m^3**

7.2. Azione sismica

Ai fini dell'azione sismica si considera costruzione di **Tipo 2 e Classe d'uso II.**

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito dalle Norme Tecniche 17 gennaio 2018. Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche, i parametri necessari a tracciare lo spettro.

I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

-a_g: accelerazione orizzontale massima del terreno;

-F_0:valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

-T^*_C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La norma prevede che i valori delle tre grandezze siano calcolati per un periodo di ritorno assegnato (T_R), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite e al periodo di riferimento per l'azione simica (V_R), definito al precedente cap.6, in funzione del tipo di costruzione e della classe d'uso.

Tab. 3.2.I – *Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato*

Stati Limite	P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{V_R}) \qquad [3.2.0]$$

I periodi che definiscono lo spettro sono determinati a seconda della **categoria di sottosuolo** (Tabella 3.2.II delle norme tecniche) che, nel caso in oggetto, risulta di **tipo B**, come riportato al precedente capitolo 6.

Sulla base della categoria di sottosuolo e della categoria topografica vengono definiti rispettivamente il **Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S** e il **Coefficiente di amplificazione topografica S_T** che nel caso in oggetto valgono rispettivamente:

S_S = 1.20 **S_T = 1.20**

8. BRIGLIA

La briglia verrà realizzata in cemento armato ed il paramento avrà sezione trapezoidale, verticale a monte e inclinato a valle, ed altezza pari a 120 cm e sarà fondata su pali impostati nel substrato roccioso.

Il paramento dovrà trattenere il materiale trascinato dalla corrente per cui sulla testa verranno ancorati profilati metallici HEB100 di altezza 100 cm, disposti a pettine con interasse pari a 60 cm.

8.1. Verifica del muro

CALCOLO PER MURO DI LARGHEZZA UNITARIA

DATI

U.d.M - PESI SPECIFICI - SOVRACCARICHI A P.C. - FALDA

Unità di misura	forze	**t**		lung.	**m**	angoli	**deg**
Peso spec. cls	γc	**2.500**		Sovr.a p.c.		q	**0.000**
Peso spec. acqua	γw	**1.000**		H falda da intradosso fond.		Hw	**2.700**

~~**PARAMETRI DEL TERRENO**~~		~~Strato 2 (superiore)~~	~~Strato 1 (inferiore)~~
~~Spessore strato~~	~~H~~	~~**0.000**~~	~~0.000~~ ~~(di cui~~ ~~**0.000**~~
~~Peso spec. terreno~~	γ	~~**0.000**~~	~~**0.000**~~ ~~su suola a monte)~~
~~Peso spec. terreno immerso~~	~~γtw~~	~~**0.000**~~	~~**0.000**~~
~~angolo attrito interno~~	~~ϕ~~	~~**90.0**~~	~~**90.0**~~
~~incl. param. a monte -risp. verticale~~	~~ψ~~	~~**0**~~	~~**0**~~
~~angolo inclinazione pendio~~	~~β~~	~~**0**~~	~~**0**~~
~~angolo attrito terra-muro~~	~~δ~~	~~**0**~~ ~~60~~	~~**0**~~ ~~60~~
~~Coesione~~			~~c~~ ~~**0.00**~~ ~~**0.00**~~

DATI DEL MURO

Lsuola a valle	**0.500**	Lv	H suola	**0.500**	Hs		
spess. muro testa	**0.400**	St	H parete	**1.200**	Hp	~~*eventuale*~~	
spess. muro piede	**0.800**	Sp	~~H terreno su suola a monte~~	~~**0.000**~~	~~Htm~~	~~*ringrosso parete*~~	
L suola a monte	**0.300**	Lm (*)	~~H tot soggetto a spinta~~			~~Spess.Sr~~	~~**0.000**~~
L totale suola	**1.600**		~~Inclinaz. suola su orizzont.~~	~~**0.0**~~	~~α~~	~~Alt. Hr~~	~~**0.000**~~
(*) compreso event. ringrosso			~~H terreno su suola a valle~~	~~**0.000**~~	~~Htv~~		

PESO E MOMENTO MURO / TERRENO SU SUOLA				valore caratter.	
P.P. parete	1.800	Peso muro		Gk	3.800
P.P. fond	2.000	Peso terreno sopra suola monte		Gk	~~0.000~~
P.P. terreno suola a monte	~~0.000~~	Peso terreno sopra suola valle		Gk	~~0.000~~
P.P. terreno suola a valle	~~0.000~~	Sovraccarico a p.c.		Qk	~~0.000~~
P. sovraccarico	~~0.000~~	M+ verso valle / M rispetto centro fondazione			
Dist baric.fond - P.P. parete	-0.189	Momento del peso proprio		MGk	-0.340
Dist.baric.fond-PP terr.monte	-0.650	Momento terreno sopra suola monte		MGk	~~0.000~~

Dist.baric.fond-PP terr. valle	0.550		Momento terreno sopra suola valle	MGk	0.000
Quota baric.muro risp.terreno	0.621		Momento del sovraccarico a p.c.	MQk	0.000

CALCOLO SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE A1+M1+R3

coeff. parz. tan ϕ, coesione	1.00	M1			
γ spinta terreno e acqua =	1.30	A1	Peso spec. acqua	γw	1.300
γ spinta sovracc. a p.c. =	1.50	A1	Sovr.a p.c.	q	0.000

angolo attrito interno	ϕ	90		90		
incl. param. monte su vertic.	ψ	0		0		
angolo inclinazione pendio	β	0		0		
angolo attrito terra-muro	δ	0	60	0	60	
coesione						c
coeff. spinta attiva	Ka	0.000		0.000		
coeff. spinta passiva	Kp					
Peso specifico terreno	γ	0.000		0.000		
Peso specif. terreno immerso	γtw	0.000		0.000		

Profondità falda da p.c. = **-2.700** --> **falda nello strato** **2** **(superiore)**

prof. inizio spinta strato 2 da p.c. = **0.000**

prof. inizio spinta strato 1 da p.c. = **0.000**

CALCOLO SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE A1+M1+R3

coeff. parz. tan ϕ, coesione	1.00	M1			
γ spinta terreno e acqua =	1.30	A1	Peso spec. acqua	γw	1.300
γ spinta sovracc. a p.c. =	1.50	A1	Sovr.a p.c.	q	0.000

		Strato 2 (superiore)		Strato 1 (inferiore)	
angolo attrito interno	ϕ	90		90	
incl. param. monte su vertic.	ψ	0		0	
angolo inclinazione pendio	β	0		0	
angolo attrito terra-muro	δ	0	60	0	60
coesione	c	0.00		0.00	
coeff. spinta attiva	Ka	0.000		0.000	
coeff. spinta passiva	Kp				
Peso specifico terreno	γ	0.000		0.000	
Peso specif. terreno immerso	γtw	0.000		0.000	

Profondità falda da p.c. = **-2.700** --> **falda nello strato** **2** **(superiore)**

prof. inizio spinta strato 2 da p.c. = **0.000**

prof. inizio spinta strato 1 da p.c. = **0.000**

Pressione	**terreno+sovracc.**	**acqua**
Strato 2 - q. sup.	**0.000**	0.000

Strato 2 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 2 - q. inf.	**0.000**	3.510
Strato 1 - q. sup.	**0.000**	3.510
Strato 1 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 1 - q. inf.	**0.000**	3.510

RISULTANTI NEL BARICENTRO INTRADOSSO FONDAZIONE

	Spinta	y	Y	**M**	**Spinta**	y	Y	**M**
Strato 2-a	**0.000**	0.000	2.700	0.000	**4.739**	-0.900	-0.900	-4.265
Strato 2-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	-0.900	-0.900	0.000
Strato 1-a	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	-1.800	0.900	0.000
Strato 1-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	0.000	0.000	0.000
Risultante	**0.000**			**0.000**	**4.739**			**-4.265**

				di cui:	vertic.	orizz.
Spinta strato 2			0.000		0.000	0.000
Spinta strato 1			0.000		0.000	0.000
Spinta dell'acqua			4.739		0	4.739
Spinta totale		**Fd**	**4.739**		0.000	4.739
Momento spinta strato 2			0.000		0.000	0.000
Momento spinta strato 1			0.000		0.000	0.000
Momento per spinta acqua			4.265		0.000	4.265
M totale		**MFd**	**4.265**		0.000	4.265

MOMENTO RISULTANTE NELLA SEZIONE DI BASE DEL PARAMENTO

		cos δ	M per comp. Orizzontale
M sovraccarico strato 2	0.000	1.000	0.000
M sovraccarico strato 1	0.000	1.000	0.000
M terreno strato 2	0.000	1.000	0.000
M terreno strato 1	0.000	1.000	0.000
Macqua	2.30707	1	2.3071
M totale			**2.307**

CALCOLO SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE A1+M1+R3

	ag/g	**0.081**	ST	**1.20**	βm	**~~0.38~~**
	Fo	**2.562**	SS	**1.20**	kh	**0.044**
Cat. sottosuolo		**B**	amax	0.117	kv=kh/2	**0.022**

coeff. parz. tan f, coesione	1.00	M1			
g spinta terreno e acqua =	1.00	A1	Peso spec. acqua	gw	1.000
g spinta sovracc. a p.c. =	1.00	A1	Sovr.a p.c.	q	0.000

		~~Strato 2 (superiore)~~	~~Strato 1 (inferiore)~~
~~angolo attrito interno~~	ϕ	**~~90.0~~**	**~~90.0~~**

incl. param. monte su orizz.	ψ	90		90		
angolo inclinazione pendio	β	0		0		
angolo attrito terra-muro	δ	**60**	60	**60**	60	
coesione	c	0.00		0.00		
Coeff. di spinta attiva	**K**	**0.002**		**0.002**		
	θ	2.48		2.48		
Peso specifico terreno	γ	**0.000**		**0.000**		
Peso specif. terreno immerso	γtw	**0.000**		**0.000**		

Profondità falda da p.c. = **2.700** --> **falda nello strato** **2** **(superiore)**
prof. inizio spinta strato 2 da p.c. = **0.000**
prof. inizio spinta strato 1 da p.c. = **0.000**

Pressione	**terreno+sovracc.**	**acqua**
Strato 2 - q. sup.	**0.000**	0.000
Strato 2 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 2 - q. inf.	**0.000**	2.700
Strato 1 - q. sup.	**0.000**	2.700
Strato 1 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 1 - q. inf.	**0.000**	2.700

RISULTANTI NEL BARICENTRO INTRADOSSO FONDAZIONE

	Spinta	y	Y	**M**	**Spinta**	y	Y	**M**
Strato 2-a	**0.000**	-0.900	1.800	0.000	**3.645**	-0.900	-0.900	-3.280
Strato 2-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	-0.900	-0.900	0.000
Strato 1-a	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	-1.800	0.900	0.000
Strato 1-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	0.000	0.000	0.000
Risultante	**0.000**			**0.000**	**3.645**			**-3.281**

			di cui:	vertic.	orizz.
Spinta strato 2		0.000		0.000	0.000
Spinta strato 1		0.000		0.000	0.000
Spinta dell'acqua		3.645		0	3.645
Spinta totale	**Fd**	**3.645**		0.000	3.645
Momento spinta strato 2		0.000		0.000	0.000
Momento spinta strato 1		0.000		0.000	0.000
Momento per spinta acqua		0.000		0.000	3.281
M totale	**MFd**	**0.000**		0.000	3.281

MOMENTO RISULTANTE NELLA SEZIONE DI BASE DEL PARAMENTO

		cos δ	M per comp. Orizzontale
M sovraccarico strato 2	0.000	0.500	0.000
M sovraccarico strato 1	0.000	0.500	0.000
M terreno strato 2	0.000	0.500	0.000
M terreno strato 1	0.000	0.500	0.000
Macqua	1.775	1.000	1.775

M totale	**1.775**

Azione sismica su muro in c.a. e terreno a tergo		verticale	orizzont.	M
con sisma verso il basso	parete	0.040	0.080	0.091
	suola	0.044	0.089	0.022
	terreno 2	0.000	0.000	0.000
	terreno 1	0.000	0.000	0.000
		0.084	**0.168**	**0.113**
con sisma verso l'alto	parete	-0.040	0.080	0.085
	suola	-0.044	0.089	0.022
	terreno 2	0.000	0.000	0.000
	terreno 1	0.000	0.000	0.000
		-0.084	**0.168**	**0.107**

PALI

		passo (*) m	**passo medio m**	α deg	α rad	n pali/m	N pali/m
Pali a valle	prima serie	**1.00**		**0.0**	0	1.00	
	seconda serie	**0.00**	**1.00**	**0.0**	0	0.00	1.00
Pali a monte	prima serie	**1.00**		**0.0**	0	1.00	
	seconda serie	**0.00**	**1.00**	**0.0**	0.000	0.00	1.00

(*) fra i pali di ogni serie

α = inclinazione sulla verticale (+ rotazione antioraria)

Convenzione: terreno a destra del muro

N tot. pali per forza verticale	2.00	/m		
N tot. pali per forza orizzontale	0.00	/m		
Distanza pali valle da baric fondazione	**0.75**	m		
Distanza pali monte da baric fondazione	**0.75**	m		
Distanza baric. pali da baric fondaz	**0.00**	m	(+ se verso valle)	Jpali 1.13 m²

SOLLECITAZIONI RIFERITE A BARICENTRO INTRADOSSO SUOLA

Condizione statica		N t/m	M tm/m	H t/m	
Peso proprio	**1.30**	4.94	-0.44	0.00	
Terreno suola a monte	**1.30**	0.00	0.00	0.00	
Terreno suola a valle	**1.30**	0.00	0.00	0.00	
Sovraccarico	**1.30**	0.00	0.00	0.00	
Acqua	**1.30**	0.00	4.26	4.74	
Carico/tirante: γ =	**1.50**	0.00	0.00	0.00	
TOTALE		4.94	3.82	4.74	nel baric fondazione
		4.94	**3.82**	**4.74**	**nel baric pali**

Sollecitazioni sui pali		passo m	α rad	per M-N t palo	per H t palo	Assiale t palo	Taglio t palo
Pali a valle	1a serie	1.00	0.00	5.02	0.00	5.02	2.37

	2a serie	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pali a monte	1a serie	1.00	0.00	-0.08	0.00	-0.08	2.37
	2a serie	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Condizione sismica		N	M	H		**con sisma verso il basso**
		t	tm	t		
Peso proprio	**1.00**	3.80	-0.34	0.00		
Terreno suola a monte	**1.00**	0.00	0.00	0.00		
Terreno suola a valle	**1.00**	0.00	0.00	0.00		
Sovraccarico	**1.00**	0.00	0.00	0.00		
Acqua	**1.00**	0.00	0.00	3.65		
Carico/tirante: γ =	**1.00**	0.00	0.00	0.00		
Muro e terreno	**1.00**	0.08	0.17	0.11		
TOTALE		3.88	-0.17	3.76	nel baric fondazione	
		3.88	**-0.17**	**3.76**	**nel baric pali**	

Sollecitazioni sui pali		passo	α	per M-N	per H	Assiale	Taglio
		m	rad	t palo	t palo	t palo	t palo
Pali a valle	1a serie	1.00	0.00	1.83	0.00	1.83	1.88
	2a serie	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pali a monte	1a serie	1.00	0.00	2.06	0.00	2.06	1.88
	2a serie	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Condizione sismica		N	M	H		**con sisma verso l'alto**
		t	tm	t		
Peso proprio	1.00	3.80	-0.34	0.00		
Terreno suola a monte	1.00	0.00	0.00	0.00		
Terreno suola a valle	1.00	0.00	0.00	0.00		
Sovraccarico	1.00	0.00	0.00	0.00		
Spinte	1.00	0.00	0.00	3.65		
Carico/tirante: γ =	1.00	0.00	0.00	0.00		
Muro e terreno	1.00	-0.08	0.17	0.11		
TOTALE		3.72	-0.17	3.75	nel baric fondazione	
		3.72	**-0.17**	**3.75**	**nel baric pali**	

Sollecitazioni sui pali		passo	α	per M-N	per H	Assiale	Taglio
		m	rad	t palo	t palo	t palo	t palo
Pali a valle	1a serie	1.00	0.00	1.74	0.00	1.74	1.88
	2a serie	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pali a monte	1a serie	1.00	0.00	1.97	0.00	1.97	1.88
	2a serie	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

RIEPILOGO		**Pmax** ↓	**Pmin** ↑	**V** ←
		t	t	t
Pali a valle	1a serie	5.02	0.00	2.37

	2a serie	0.00	0.00	0.00
Pali a monte	1a serie	2.06	-0.08	2.37
	2a serie	0.00	0.00	0.00
		5.02	**-0.08**	**2.37**

VERIFICA SEZIONE C.A. BASE PARAMENTO

M condizioni statiche A1	230707				
M condizioni sismiche A1	177467	-->	Mincastro di calcolo	230707	

CALCESTRUZZO		**ACCIAIO**			
Resist. cubica Rck	**300**	fyk	4500		
Resist. cilindr. fck	249	γs	1.15		
γc	1.5	fsd'	3913		
αcc	0.85	fsd	3913		
fcd	141	Es	2.E+06	σsd'	-3913
εcu	0.0035	εsu	0.0100	σsd	3913

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

altezza H	80	
d'	**6.5**	dist. baric. arm. compr. dal lembo compr.
d''	**6.5**	dist. baricentro arm. tesa dal lembo teso
= h - d'	73.5	
largh. B	100	

Armatura compressa	N.	**5**	diam.(mm)	**10**	As'	3.93	
Armatura tesa	N.	**5**	diam.(mm)	**14**	As'	7.70	

pos. asse neutro	**3.03**		la sezione si trova nel Campo		**2**

MOMENTO RESISTENTE DI CALCOLO

Mrd	2177256	
Sfruttamento sezione	**11%**	OK

8.2. Verifica dei pali

I pali sono soggetti ai seguenti carichi:

N compressione = 5.02 t = 50.2 kN

N trazione = 0.08 t = 8.00 kN

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE A1+M1+R3

Valore di calcolo della forza applicata	Compressione	FSd	50.2	kN
	Trazione	FSd	8	kN

VERIFICA COLLASSO PER CARICO DI COMPRESSIONE - GEO

Coeff. parziale per la resistenza fondazione del palo

γs	1.15	ξa3	1.7
γb	1.35	ξa4	1.7

Resistenza caratter. a compr. non confinata della malta fc 20 N/mm²
Resistenza caratter. a compr.e monoassiale della roccia Co 40 N/mm²

Dp = diametro di perforazione del palo = 140 mm
D = diametro efficace dell'ancoraggio Dp x = 1 140 mm

Resistenza laterale Fk,l = τa • (π•D) • La / Sf
Fattore riduttivo per calcolo tensione di aderenza Ks= 30
Aderenza (valore caratt,): τa = min(Fc;Co) / Ks 0.67 N/mm²
La = lunghezza del palo in roccia = 2.50 m
Sf = coeffic. di sicurezza pari a: min(ξa3;ξa4) = 1.7
Valore caratteristico della resistenza laterale Fk,l 431 kN

Resistenza base Fk,b = σb • (π•Ab) / Sf
Fattore riduttivo per calcolo tensione base Kb = 3
Tensione (valore caratt,): σb = min(Fc;Co) / Kb 6.67 N/mm²
Ab = Area di base del palo 15394 mm²
Sf = coeffic. di sicurezza pari a: min(ξa3;ξa4) = 1.7
Valore caratteristico della resistenza alla base Fk,b 60 kN

Resistenza laterale di calcolo Fk,l/γs 375 kN
Resistenza di base di calcolo Fk,b/γb 45 kN
FRd, lat+base Fr1 420 kN

Resistenza di calcolo FRd **420** kN
Frd > FSd Verifica soddisfatta

VERIFICA COLLASSO PER CARICO DI TRAZIONE - GEO

Coeff. parziale per la resistenza fondazione del palo

γst	1.25	ξa3	1.7
		ξa4	1.7

Resistenza caratter. a compr. non confinata della malta fc 20 N/mm²
Resistenza caratter. a compr.e monoassiale della roccia Co 40 N/mm²

Dp = diametro di perforazione del palo = 140 mm
D = diametro efficace dell'ancoraggio Dp x = 1 140 mm

Resistenza laterale Fk,l = τa • (π•D) • La / Sf
Fattore riduttivo per calcolo tensione di aderenza Ks= 43 43
Aderenza (valore caratt,): τa = min(Fc;Co) / Ks 0.47 N/mm²
La = lunghezza del palo in roccia = 2.50 m
Sf = coeffic. di sicurezza pari a: min(ξa3;ξa4) = 1.7
Valore caratteristico della resistenza laterale Fk,lt 301 kN

Resistenza di calcolo Frd = Fk,lt/γst **241** kN
FRd > FSd Verifica soddisfatta

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SEZIONE METALLICA - STR				
Tensione caratterstica di snervamento		fk	355	N/mm²
Coeff. parziale sicurezza acciaio		γs	1.05	
Diametro esterno del tubo		ϕ	88.9	mm
Spessore del tubo		s	8	mm
Area sezione resistente		As	2033	mm²
Resistenza della sezione metallica		FRd	687	kN
			FRd > FSd Verifica soddisfatta	

VERIFICA ADERENZA TUBO-PLINTO TESTA PALI - STR				
Tensione caratteristica di rottura del cls		fck	30	N/mm²
Coeff. parziale sicurezza calcestruzzo		γc	1.5	
Tensione di aderenza ultima acciaio-cls		fbd	1.3	N/mm²
Lunghezza del tratto di tubo nel plinto		Lt	400	mm
Aderenza tubo-cls	Rd = fbd • (π•ϕ) • Lt		**147**	kN
			Frd > Fsd Verifica soddisfatta	

8.3. Verifica dei profili HEB100

Ciascun profilo, considerato come mensola di luce 150 cm, è soggetto alla spinta dell'acqua per un'area di influenza pari a 0.60 m:

$p_w = k_w \times \gamma_w \times h \times i = 1.00 \times 1000 \times 2.00 \times 0.60 = 600$ daN/m = 6.00 daN/cm

Verifiche a SLU

$M_{ED} = 1.3 \times 6.00 \times 150^2 / 2 = 87750$ daNcm

$V_{ED} = 1.3 \times 6.00 \times 150 = 1170$ daN

Il profilo HEB100 ha le seguenti caratteristiche:

$A_v = 6$ cm² $W_{pl} = 104$ cm³ $J = 449$ cm⁴

$M_{Rd} = 104 \times 2750 / 1.05 = 272380$ daNcm > 87750 daNcm

$V_{Rd} = 6 \times 2750 / (\sqrt{3} \times 1.05) = 9072$ daN >61170 daN

Verifiche a SLE

$f_{max} = 1/8 \times 6.0 \times 150^4 / (2100000 \times 449) = 0.40$ cm < L/250 = 0.60 cm

Le verifiche risultano soddisfatte.

9. MURO BACINO DI DECANTAZIONE

Il muro in c.a sarà dotato di una cartella in cemento armato di spessore 30 cm ed altezza 90 cm e di una suola di spessore 30 cm.

Di seguito si riportano le verifiche.

DATI

U.d.M - PESI SPECIFICI - SOVRACCARICHI A P.C. - FALDA

Unità di misura	forze	**t**	lung.	**m**	angoli	**deg**
Peso spec. cls	γc	**2.500**	Sovr.a p.c.		q	**0.000**
Peso spec. acqua	γw	**1.000**	H falda da intradosso fond.		Hw	**0.900**

PARAMETRI DEL TERRENO		Strato 2 (superiore)		Strato 1 (inferiore)	
Spessore strato	H	**0.900**		0.000	(di cui **-0.300**
Peso spec. terreno	γ	**0.000**		**0.000**	su suola a monte)
Peso spec. terreno immerso	γtw	**0.000**		**0.000**	
angolo attrito interno	ϕ	**30.0**		**30.0**	
incl. param. a monte risp. verticale	ψ	**0**		**0**	
angolo inclinazione pendio	β	**0**		**0**	
angolo attrito terra-muro	δ	**21**	20	**21**	20
Coesione	c	**0.00**		**0.00**	

DATI DEL MURO

Lsuola a valle	**0.300**	Lv	H suola	**0.300**	Hs		
spess. muro testa	**0.300**	St	H parete	**0.600**	Hp	*eventuale*	
spess. muro piede	**0.300**	Sp	H terreno su suola a monte	**0.600**	Htm	*ringrosso parete*	
L suola a monte	**0.300**	**Lm (*)**	H tot soggetto a spinta	**0.900**		Spess.Sr	**0.000**
L totale suola	**0.900**		Inclinaz. suola su orizzont.	**0.0**	α	Alt. Hr	**0.000**
(*) compreso event. ringrosso			H terreno su suola a valle	**0.000**	Htv		

PESO E MOMENTO MURO / TERRENO SU SUOLA				valore caratter.	
P.P. parete	0.450	Peso muro		Gk	1.125
P.P. fond	0.675	Peso terreno sopra suola monte		Gk	0.000
P.P. terreno suola a monte	0.000	Peso terreno sopra suola valle		Gk	0.000
P.P. terreno suola a valle	0.000	Peso acqua sopra suola monte		Gk	0.180
P. sovraccarico	0.000	Sovraccarico a p.c.		Qk	0.000
Dist baric.fond - P.P. parete	0.000	M+ verso valle / M rispetto centro fondazione			
Dist.baric.fond-PP terr.monte	-0.300	Momento del peso proprio		MGk	0.000
Dist.baric.fond-PP terr. valle	0.300	Momento terreno sopra suola monte		MGk	0.000
Quota baric.muro risp.terreno	0.330	Momento terreno sopra suola valle		MGk	0.000
		Momento acqua sopra suola monte		MGk	-0.054
TERRENO DI FONDAZIONE		Momento del sovraccarico a p.c.		MQk	0.000

Fondazione rettangolare		Terreno di fondazione	
B =	0.900	ϕ =	**30**
L =	**4.200**	c =	**0.0**
Prof. piano di posa	**0.300**	γ=	**1.850**

CALCOLO SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE A1+M1+R3

coeff. parz. tan ϕ, coesione		1.00	M1			
γ spinta terreno e acqua =		1.30	A1	Peso spec. acqua	γw	1.300
γ spinta sovracc. a p.c. =		1.50	A1	Sovr.a p.c.	q	0.000

		Strato 2 (superiore)		Strato 1 (inferiore)	
angolo attrito interno	ϕ	**30**		**30**	
incl. param. monte su vertic.	ψ	0		0	
angolo inclinazione pendio	β	0		0	
angolo attrito terra-muro	δ	**20**	20	**20**	20
coesione	c	0.00		0.00	
coeff. spinta attiva	Ka	0.29731		0.29731	
coeff. spinta passiva	Kp	3.000		3.000	
Peso specifico terreno	γ	**0.000**		**0.000**	
Peso specif. terreno immerso	γtw	**0.000**		**0.000**	

Profondità falda da p.c. = **0.000** --> **falda nello strato** **2** **(superiore)**

prof. inizio spinta strato 2 da p.c. = **0.000**

prof. inizio spinta strato 1 da p.c. = **0.900**

Pressione	**terreno+sovracc.**	**acqua**
Strato 2 - q. sup.	**0.000**	0.000
Strato 2 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 2 - q. inf.	**0.000**	1.170
Strato 1 - q. sup.	**0.000**	1.170
Strato 1 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 1 - q. inf.	**0.000**	1.170

RISULTANTI NEL BARICENTRO INTRADOSSO FONDAZIONE

	Spinta	y	Y	**M**	**Spinta**	y	Y	**M**
Strato 2-a	**0.000**	0.000	0.900	0.000	**0.527**	0.000	0.900	0.474
Strato 2-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	0.000	0.900	0.000
Strato 1-a	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	-0.600	0.300	0.000
Strato 1-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	0.000	0.000	0.000
Risultante	**0.000**			**0.000**	**0.527**			**0.474**
						di cui:	vertic.	orizz.
Spinta strato 2				0.000			0.000	0.000
Spinta strato 1				0.000			0.000	0.000
Spinta dell'acqua				0.527			0	0.527
Spinta totale			**Fd**	**0.527**			0.000	0.527
Momento spinta strato 2				0.000			0.000	0.000
Momento spinta strato 1				0.000			0.000	0.000
Momento per spinta e peso acqua				0.088			0.000	0.158
M totale			**MFd**	**0.088**			0.000	0.158

MOMENTO RISULTANTE NELLA SEZIONE DI BASE DEL PARAMENTO			
		cos δ	M per comp. Orizzontale
M sovraccarico strato 2	0.000	0.940	0.000
M sovraccarico strato 1	0.000	0.940	0.000
M terreno strato 2	0.000	0.940	0.000
M terreno strato 1	0.000	0.940	0.000
Macqua	0.047	1	0.0468
M totale			**0.047**

CALCOLO SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE A1+M1+R3

	ag/g	**0.080**	ST	**1.20**	kh	**0.036**
	Fo	**2.563**	SS	**1.00**	kv=kh/2	**0.018**
Cat. sottosuolo		**A**	βm	**0.38**		

coeff. parz. tan ϕ, coesione	1.00	M1			
γ spinta terreno e acqua =	1.00	A1	Peso spec. acqua	γw	1.000
γ spinta sovracc. a p.c. =	1.00	A1	Sovr.a p.c.	q	0.000

		Strato 2 (superiore)		Strato 1 (inferiore)	
angolo attrito interno	ϕ	**30.0**		**30**	
incl. param. monte su orizz.	ψ	90		90	
angolo inclinazione pendio	β	0		0	
angolo attrito terra-muro	δ	**20**	20	**20**	20
coesione	c	0.00		0.00	
Coeff. di spinta attiva	**K**	**0.346**		**0.346**	
	θ	2.05		2.05	
Peso specifico terreno	γ	**0.000**		**0.000**	
Peso specif. terreno immerso	γtw	**0.000**		**0.000**	

Profondità falda da p.c. = **0.000** --> **falda nello strato** **2** **(superiore)**

prof. inizio spinta strato 2 da p.c. = **0.000**

prof. inizio spinta strato 1 da p.c. = **0.900**

Pressione	**terreno+sovracc.**	**acqua**
Strato 2 - q. sup.	**0.000**	0.000
Strato 2 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 2 - q. inf.	**0.000**	0.900
Strato 1 - q. sup.	**0.000**	0.900
Strato 1 - q. falda	**0.000**	0.000
Strato 1 - q. inf.	**0.000**	0.900

RISULTANTI NEL BARICENTRO INTRADOSSO FONDAZIONE								
	Spinta	y	Y	**M**	**Spinta**	y	Y	**M**
Strato 2-a	**0.000**	0.000	0.900	0.000	**0.405**	0.000	0.900	0.365

Strato 2-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	0.000	0.900	0.000
Strato 1-a	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	-0.600	0.300	0.000
Strato 1-b	**0.000**	0.000	0.000	0.000	**0.000**	0.000	0.000	0.000
Risultante	**0.000**			**0.000**	**0.405**			**0.365**

				di cui:	vertic.	orizz.
Spinta strato 2			0.000		0.000	0.000
Spinta strato 1			0.000		0.000	0.000
Spinta dell'acqua			0.405		0	0.405
Spinta totale		**Fd**	**0.405**		0.000	0.405
Momento spinta strato 2			0.000		0.000	0.000
Momento spinta strato 1			0.000		0.000	0.000
Momento per spinta e peso acqua			0.051		0.000	0.122
M totale		**MFd**	**0.051**		0.000	0.121

MOMENTO RISULTANTE NELLA SEZIONE DI BASE DEL PARAMENTO

		cos δ	M per comp. Orizzontale
M sovraccarico strato 2	0.000	0.940	0.000
M sovraccarico strato 1	0.000	0.940	0.000
M terreno strato 2	0.000	0.940	0.000
M terreno strato 1	0.000	0.940	0.000
Macqua	-0.034	1.000	-0.034
M totale			**-0.034**

Azione sismica su muro in c.a. e terreno a tergo		verticale	orizzont.	M
con sisma verso il basso	parete	0.008	0.016	0.010
	suola	0.012	0.025	0.004
	terreno 2	0.000	0.000	0.000
	terreno 1	0.000	0.000	0.000
		0.021	**0.041**	**0.014**
con sisma verso l'alto	parete	-0.008	0.016	0.010
	suola	-0.012	0.025	0.004
	terreno 2	0.000	0.000	0.000
	terreno 1	0.000	0.000	0.000
		-0.021	**0.041**	**0.014**

VERIFICHE DI STABILITA' - CONDIZIONI STATICHE

VER. A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - COND. STATICHE - COMBINAZ. A1+M1+R3

Inclinazione suola		0.0				
Angolo su orizzontale		**0.00**	formato da eventuale dente antiscorrimento			
H spinta passiva	0.30	**0.00**		γ =	**0.8**	A1

Aliquota spinta	50% max	**50%**		Forza resistente	FRd	0.603	
Spinta passiva		0.000		Forza scorrimento	Fsd	0.527	
						>	
Coeff. di attrito		0.577	OK		**1.14**	1,10	

VERIFICA A RIBALTAMENTO - CONDIZIONI STATICHE - COMBINAZIONE A1+M1+R3					
Momento resistente (Stabilizzante)	MRd	0.513	γ =	**0.8**	A1
Momento sollecitante (Ribaltante)	MSd	0.088			
				>	
	OK		**5.85**	1,15	

VERIFICHE DI STABILITA' - CONDIZIONI SISMICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - COMBINAZIONE A1+M1+R3						
H spinta passiva	0.30	*0.00*			*γ* =	**0.8**
Aliquota spinta	50% max	50%		Forza resistente	FRd	0.603
Spinta passiva		*0.000*		Forza scorrimento	Fsd	0.405
					>	
Coeff. di attrito		*0.577*	OK		***1.49***	1,00

VERIFICA A RIBALTAMENTO - CONDIZIONI sismiche - COMBINAZIONE A1+M1+R3				
Momento resistente (Stabilizzante)	MRd	0.513	γ =	**0.8**
Momento sollecitante (Ribaltante)	MSd	0.051		
			>	
	OK		**10.00**	1,00

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO - COND. STATICHE - A1+M1+R3

γϕ =	1.00
γc =	1.00
γγ =	1.00
ϕd =	30.00
cd =	0.00
γ=	1.850

		cb1	**cb2**	**cb3**	**cb4**	**cb5**	**cb6**	**cb7**		**cb8**
γ muro		1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	
γ terreno su suola posteriore		1.0	1.0	1.3	1.3	1.0	1.0	1.3	1.3	
γ sovraccarico pc		1.5	1.5	1.5	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	
Risultante forze verticali	N	1.13	1.46	1.13	1.46	1.13	1.46	1.13	1.46	
Forze orizzontali parallele a B	H_B	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	
Forze orizzontali parallele a L	H_L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Risultante forze orizzontali	H	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	
Mom.intorno asse ortogonale a B	M_B	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	
Mom. intorno asse ortogonale a L	M_L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Larghezza fondazione	B	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	
Lunghezza fondazione	L	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	
Eccentricità del carico lungo B	e_B	0.08	0.06	0.08	0.06	0.08	0.06	0.08	0.06	
Eccentricità del carico lungo L	e_L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Larghezza della fondazione corretta	B'	0.74	0.78	0.74	0.78	0.74	0.78	0.74	0.78	
Lunghezza della fondazione corretta	L'	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	
Inclinazione del piano di fondazione	ε	0	0	0	0	0	0	0	0	

Inclinazione del terreno	ω	0	0	0	0	0	0	0	0
Fattori di capacità portante	Nq	18	18	18	18	18	18	18	18
	Nc	30	30	30	30	30	30	30	30
	Nγ	22	22	22	22	22	22	22	22
Fattori di forma	m_L	1.15	1.16	1.15	1.16	1.15	1.16	1.15	1.16
	m_B	1.85	1.84	1.85	1.84	1.85	1.84	1.85	1.84
	m	1.85	1.84	1.85	1.84	1.85	1.84	1.85	1.84
Fattori di inclinazione del carico	i_q	0.31	0.44	0.31	0.44	0.31	0.44	0.31	0.44
	i_c	0.27	0.41	0.27	0.41	0.27	0.41	0.27	0.41
	i_γ	0.17	0.28	0.17	0.28	0.17	0.28	0.17	0.28
Fattori di forma della fondazione	s_q	1.10	1.11	1.10	1.11	1.10	1.11	1.10	1.11
	s_c	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
	s_γ	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
Fattori di profondità del piano di fondazione	d_q	1.12	1.11	1.12	1.11	1.12	1.11	1.12	1.11
	d_c	1.16	1.15	1.16	1.15	1.16	1.15	1.16	1.15
	d_γ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinazione della fondazione	b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_γ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinazione del terreno	g_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_γ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Profondità del piano di posa	D	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Sovracc. sul piano di fondazione	q	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56
Angolo tra la direzione del carico	θ	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00
Coeff. parziale R3	γ_R	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**
Carico limite unitario	q_{ult}	5.92	9.19	5.92	9.19	5.92	9.19	5.92	9.19
Carico limite di progetto	Q_{ult}	3.15	5.12	3.15	5.12	3.15	5.12	3.15	5.12
Pressione max su Bridotta	σd	1.51	1.87	1.51	1.87	1.51	1.87	1.51	1.87
Rapporto Qult /N		2.80	3.50	2.80	3.50	2.80	3.50	2.80	3.50

PRESSIONI SUL TERRENO PER VERIFICHE FONDAZIONE C.A.

Per verifica sezione c.a.

Pressione per sovracc. a PC su suola a monte	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pressione per terreno su suola a monte	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pressione per p.p. suola a monte	-0.75	-0.98	-0.75	-0.98	-0.75	-0.98	-0.75	-0.98
	0.76	0.90	0.76	0.90	0.76	0.90	0.76	0.90
Pressione di calcolo su suola a monte	**0.76**	**0.90**	**0.76**	**0.90**	**0.76**	**0.90**	**0.76**	**0.90**

Pressione per terreno su suola a valle	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pressione per p.p. suola a valle	-0.75	-0.98	-0.75	-0.98	-0.75	-0.98	-0.75	-0.98
	0.76	0.90	0.76	0.90	0.76	0.90	0.76	0.90
Pressione di calcolo su suola a valle	**0.76**	**0.90**	**0.76**	**0.90**	**0.76**	**0.90**	**0.76**	**0.90**

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO - COND. SISMICHE

cb1 - SISMA VERSO L'ALTO
cb2 - SISMA VERSO IL BASSO

COMBINAZIONE A1+M1+R3

γf = 1.00
γd = 1.00
$\gamma\gamma$ = 1.00
ϕd = 30.00
cd = 0.00
γ= 1.85

		cb1	cb2	cb1	cb2
γ muro		1.0	1.0	1.0	1.0
γ terreno su suola posteriore		1.0	1.0	1.0	1.0
γ sovraccarico pc		1.00	1.00	0.00	0.00
Risultante forze verticali	N	1.10	1.15	1.10	1.15
Forze orizzontali parallele a B	H_B	0.45	0.45	0.45	0.45
Forze orizzontali parallele a L	H_L	0.00	0.00	0.00	0.00
Risultante forze orizzontali	H	0.45	0.45	0.45	0.45
Mom.intorno 'asse ortogonale a B	M_B	0.06	0.06	0.06	0.06
Mom. intorno 'asse ortogonale a L	M_L	0.00	0.00	0.00	0.00
Larghezza fondazione	B	0.90	0.90	0.90	0.90
Lunghezza fondazione	L	4.20	4.20	4.20	4.20
Eccentricità del carico lungo B	e_B	0.06	0.06	0.06	0.06
Eccentricità del carico lungo L	e_L	0.00	0.00	0.00	0.00
Larghezza della fondazione corretta	B'	0.78	0.79	0.78	0.79
Lunghezza della fondazione corretta	L'	4.20	4.20	4.20	4.20
Inclinazione del piano di fondazione	ε	0.00	0.00	0.00	0.00
Inclinazione del terreno	ω	0.00	0.000	0.000	0.000
Fattori di capacità portante	Nq	18	18	18	18
	Nc	30	30	30	30
	Nγ	22	22	22	22
	m_L	1.16	1.16	1.16	1.16
	m_B	1.84	1.84	1.84	1.84
	m	1.84	1.84	1.84	1.84
Fattori di inclinazione del carico	i_q	0.39	0.40	0.39	0.40
	i_c	0.35	0.37	0.35	0.37
	i_γ	0.23	0.25	0.23	0.25
Fattori di forma della fondazione	s_q	1.11	1.11	1.11	1.11
	s_c	1.11	1.11	1.11	1.11
	s_γ	0.93	0.93	0.93	0.93
Fattori di profondità del piano di fondazione	d_q	1.11	1.11	1.11	1.11
	d_c	1.15	1.15	1.15	1.15
	d_γ	1.00	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinazione della fondazione	b_q	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_c	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_γ	1.00	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinazione del terreno	g_q	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_c	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_γ	1.00	1.00	1.00	1.00
Profondità del piano di posa	D	0.30	0.30	0.30	0.30
Sovracc. agente sul piano di fondazione	q	0.56	0.56	0.56	0.56
Angolo tra la direzione del carico	θ	90	90	90.000	90.000

Coeff. parziale R3	γ_R	**1.2**	**1.2**	**1.2**	**1.2**
Carico limite unitario	q_{ult}	8	8	8	8
Carico limite di progetto	Q_{ult}	5	5	5	5
Pressione max su Bridotta	σd	1.411	1.456	1.411	1.456
Rapporto Qult /N		4.62	4.74	4.62	4.74
		OK	**OK**	**OK**	**OK**

PRESSIONI SUL TERRENO PER VERIFICHE FONDAZIONE C.A.

Per verifica sezione c.a.

Pressione per sovracc. a PC su suola a monte	0.00	0.00	0.00	0.00
Pressione per terreno su suola a monte	0.00	0.00	0.00	0.00
Pressione per p.p. suola a monte	-0.75	-0.75	-0.75	-0.75
Prssione di calcolo	0.66	0.71	0.66	0.71
Pressione di calcolo su suola a monte	**0.66**	**0.71**	**0.66**	**0.71**
Pressione per terreno su suola a valle	0.00	0.00	0.00	0.00
Pressione per p.p. suola a valle	-0.75	-0.75	-0.75	-0.75
	0.66	0.71	0.66	0.71
Pressione di calcolo su suola a valle	**0.66**	**0.71**	**0.66**	**0.71**

Pressione max in comb. STR	**σ t**	**0.90**	**per calcolo sezione c.a. suola monte**
Pressione max in comb. STR	**σ t**	**0.90**	**per calcolo sezione c.a. suola valle**

VERIFICA SEZIONE C.A. INCASTRO SUOLA A MONTE - UdM: daN, cm

Lsuola a monte	30.00
Mincastro	4050

CALCESTRUZZO			**ACCIAIO**			
Resist. cubica Rck	**300**		fyk	**4500**		
Resist. cilindr. fck	249		γs	**1.15**		
γc	**1.5**		fsd'	3913		
αcc	**0.85**		fsd	3913		
fcd	141		Es	2.E+06	σsd'	-3913
εcu	0.0035		εsu	0.0100	σsd	3913

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

altezza H	30						
d'	**6.2**	dist. baric. arm. compr. dal lembo compr.					
d''	**6.2**	dist. baricentro arm. tesa dal lembo teso					
= h - d'	23.8						
largh. B	100						
Armatura compressa		N.	**5.00**	diam.(mm)	**12**	As'	5.65
Armatura tesa		N.	**5.00**	diam.(mm)	**12**	As'	5.65

pos. asse neutro	**3.40**	la sezione si trova nel Campo	**2**

MOMENTO RESISTENTE DI CALCOLO

Mrd	496667	
Sfruttamento sezione	**1%**	OK

VERIFICA SEZIONE C.A. INCASTRO SUOLA A VALLE

Lsuola a valle	0.30
Mincastro	4050

CALCESTRUZZO		**ACCIAIO**			
Resist. cubica Rck	300	fyk	4500		
Resist. cilindr. fck	249	γs	1.15		
γc	1.5	fsd'	3913		
αcc	0.85	fsd	3913		
fcd	141	Es	2.E+06	σsd'	-3913
εcu	0.0035	εsu	0.0100	σsd	3913

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

altezza H	30						
d'	6.2	dist. baric. arm. compr. dal lembo compr.					
d''	6.2	dist. baricentro arm. tesa dal lembo teso					
= h - d'	23.8						
largh. B	100						
Armatura compressa		N.	**5.00**	diam.(mm)	**12**	As'	5.65
Armatura tesa		N.	**5.00**	diam.(mm)	**12**	As'	5.65

pos. asse neutro	**3.40**	la sezione si trova nel Campo	**2**

MOMENTO RESISTENTE DI CALCOLO

Mrd	496667	
Sfruttamento sezione	**1%**	OK

VERIFICA SEZIONE C.A. BASE PARAMENTO

M condizioni statiche A1	4680		
M condizioni sismiche A1	-3420	-->	Mincastro di calcolo 4680

CALCESTRUZZO		**ACCIAIO**			
Resist. cubica Rck	**300**	fyk	4500		
Resist. cilindr. fck	249	γs	1.15		
γc	1.5	fsd'	3913		
αcc	0.85	fsd	3913		
fcd	141	Es	2.E+06	σsd'	-3913
εcu	0.0035	εsu	0.0100	σsd	3913

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

altezza H	30						
d'	**7.7**	dist. baric. arm. compr. dal lembo compr.					
d''	**7.7**	dist. baricentro arm. tesa dal lembo teso					
= h - d'	22.3						
largh. B	100						
Armatura compressa		N.	**5.00**	diam.(mm)	**12**	As'	5.65
Armatura tesa		N.	**5.00**	diam.(mm)	**12**	As'	5.65

pos. asse neutro	**4.06**	la sezione si trova nel Campo	**2**

MOMENTO RESISTENTE DI CALCOLO

Mrd	457783	
Sfruttamento sezione	**1%**	OK

10. PARATIA A

A contenimento del versante sia lungo la sponda destra che lungo la sponda sinistra del torrente, verrà realizzata una paratia di micropali Φ140 mm, disposti a passo 60 cm, ed armati con tubi Φ88.9 - sp.8 mm. E' previsto un solo ordine di tiranti con passo 3.00 m e armatura costituita da n.2 trefoli da 0.6".

Sia tiranti che i micropali saranno ancorati nel substrato roccioso. In tutti i tratti della paratia si prevede una cartella in cemento armato anteriore di spessore 25 cm armata in modo da poter adeguatamente distribuire le sollecitazioni dovute alle spinte del terreno e al tiro dei tiranti.

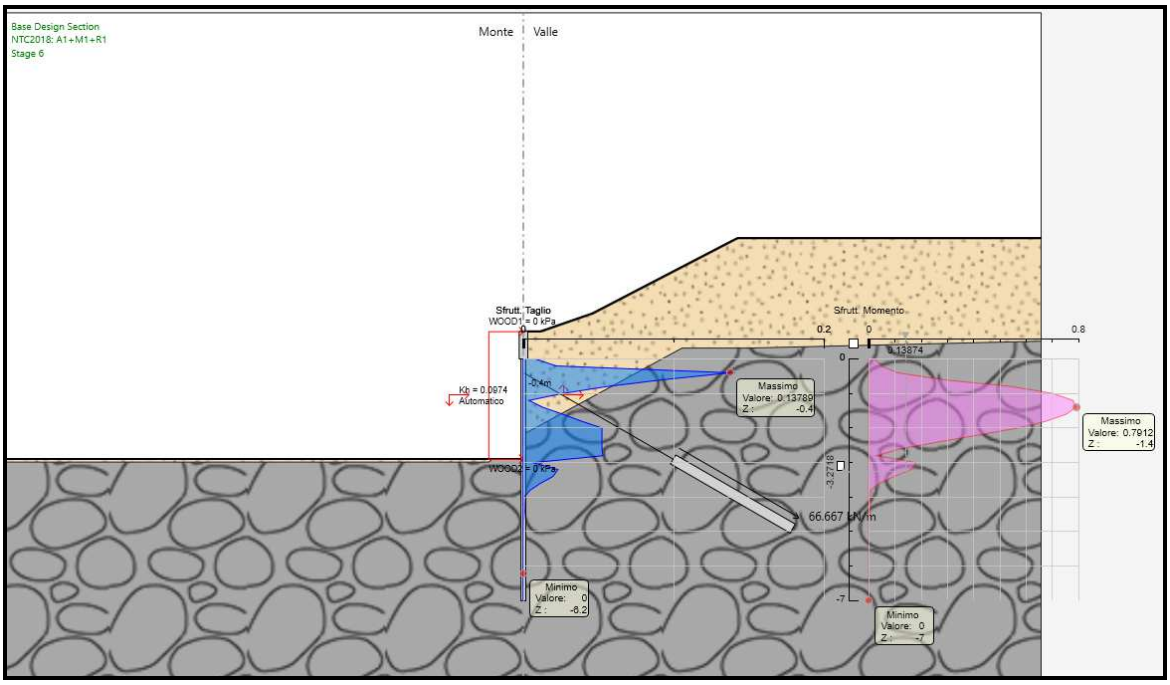
Le analisi e le verifiche delle paratie sono state effettuate con l'ausilio del software di calcolo strutturale **Paratie Plus** distribuito dalla **Harpaceas** i cui estremi e caratteristiche di validazione sono specificate nei paragrafi in coda alla presente relazione.

Le verifiche sono state sviluppate sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche; le prime riguardano tutte le fasi di scavo previste mentre le azioni sismiche vengono prese in conto solo nello stato finale.

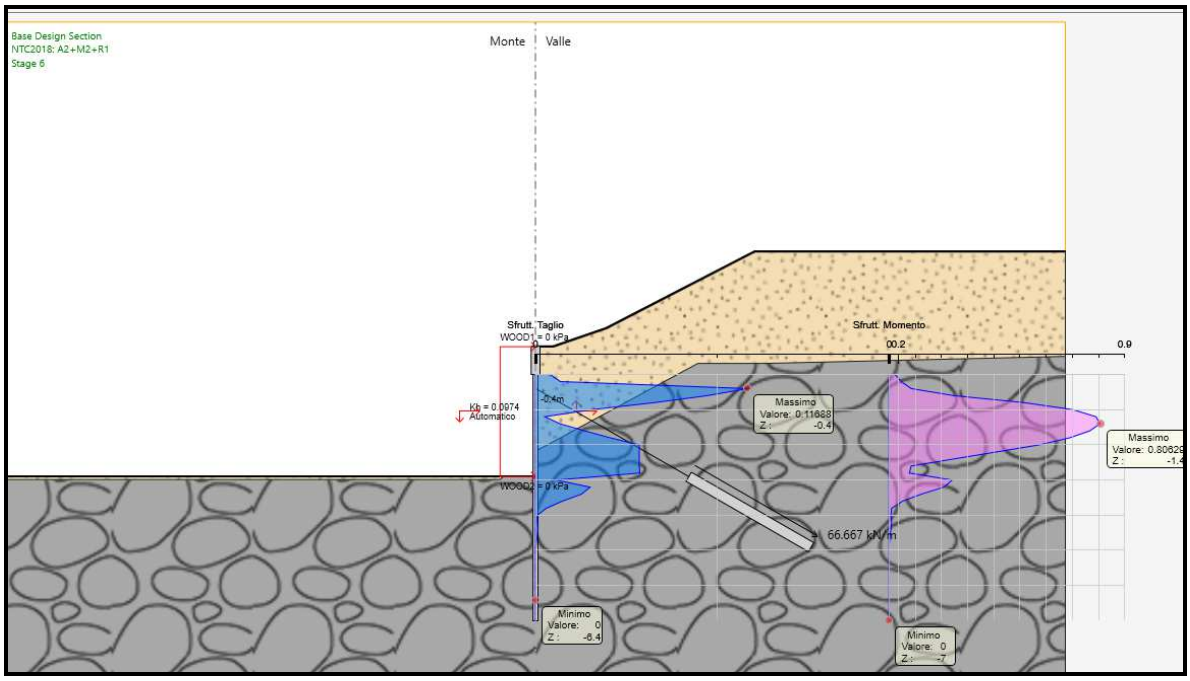
Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

10.1. Verifica dei micropali

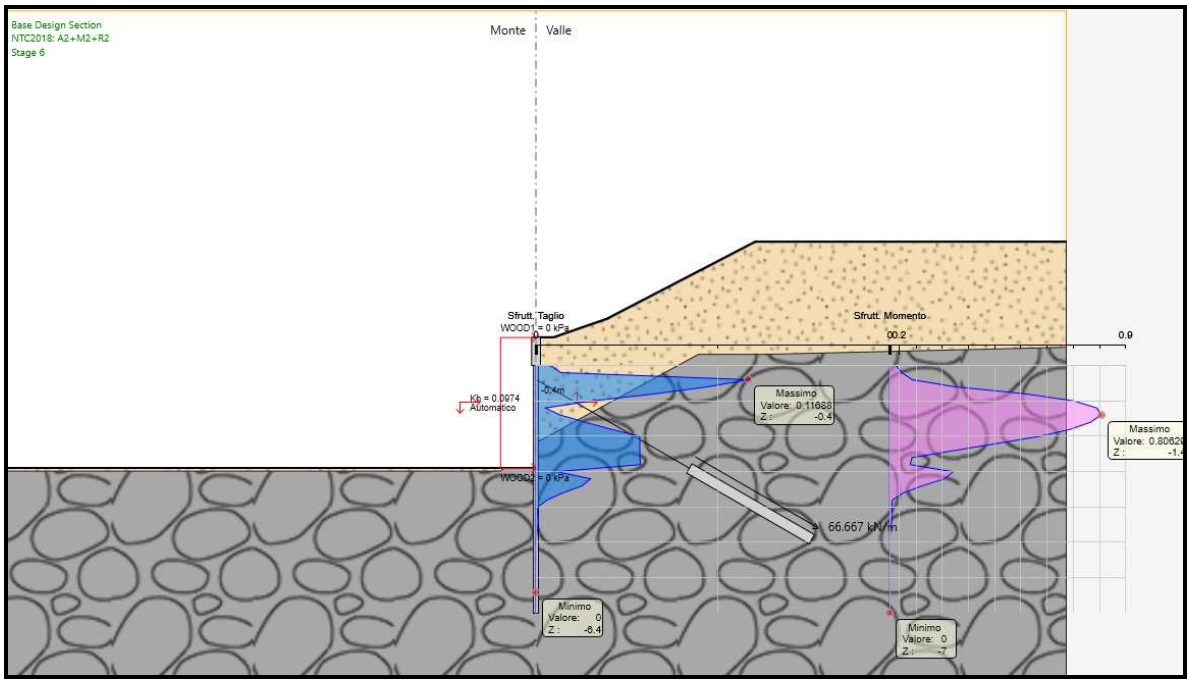
Nelle figure seguenti si riportano i tassi di sfruttamento dei micropali nei confronti del momento flettente e del taglio. Le verifiche hanno dato tutte esito positivo.



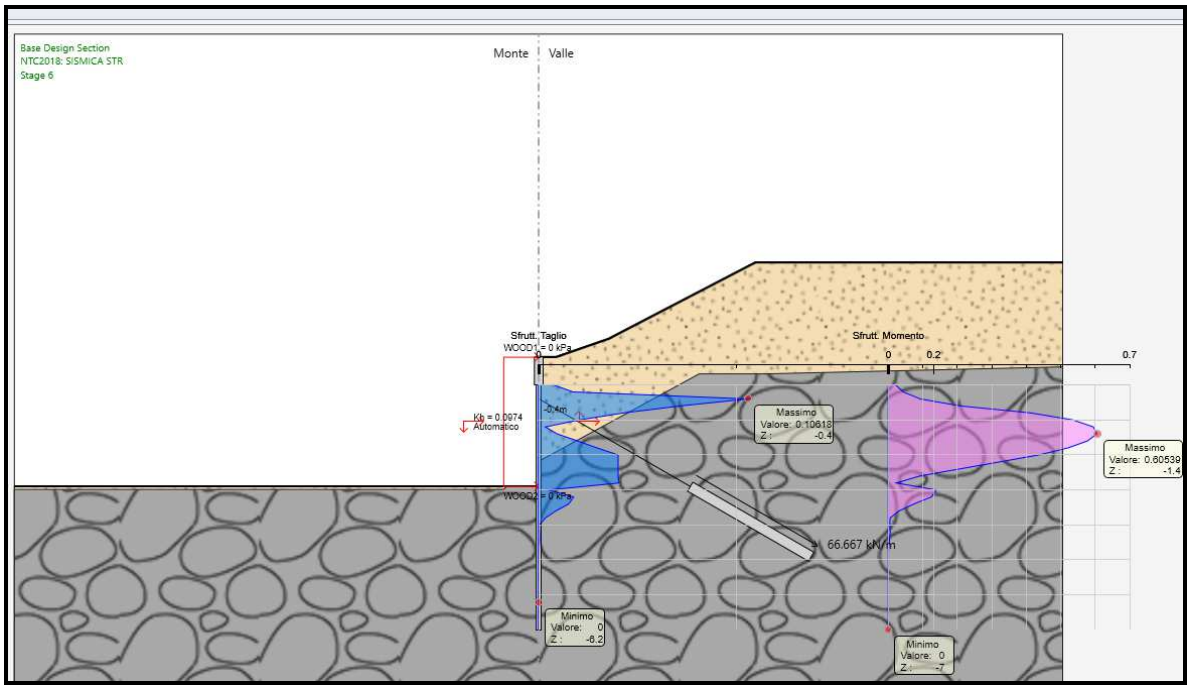
Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio nella combinazione A1+M1+R1



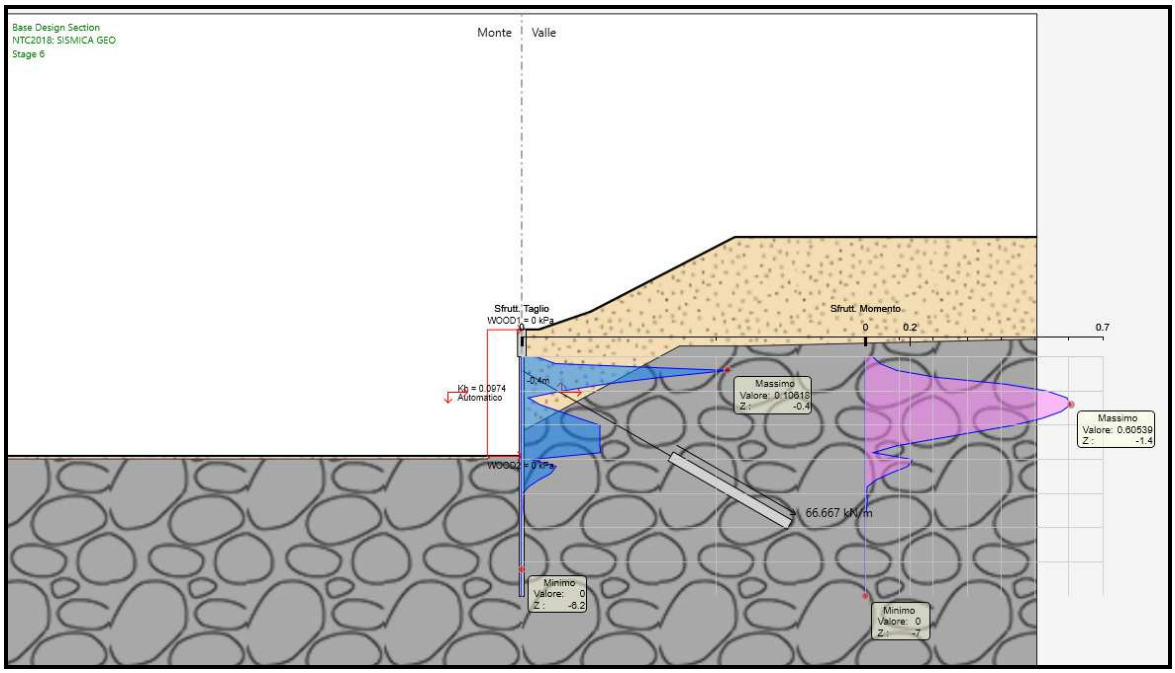
Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio nella combinazione A2+M2+R1



Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio nella combinazione A2+M2+R2



Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio combinazione Sismica STR



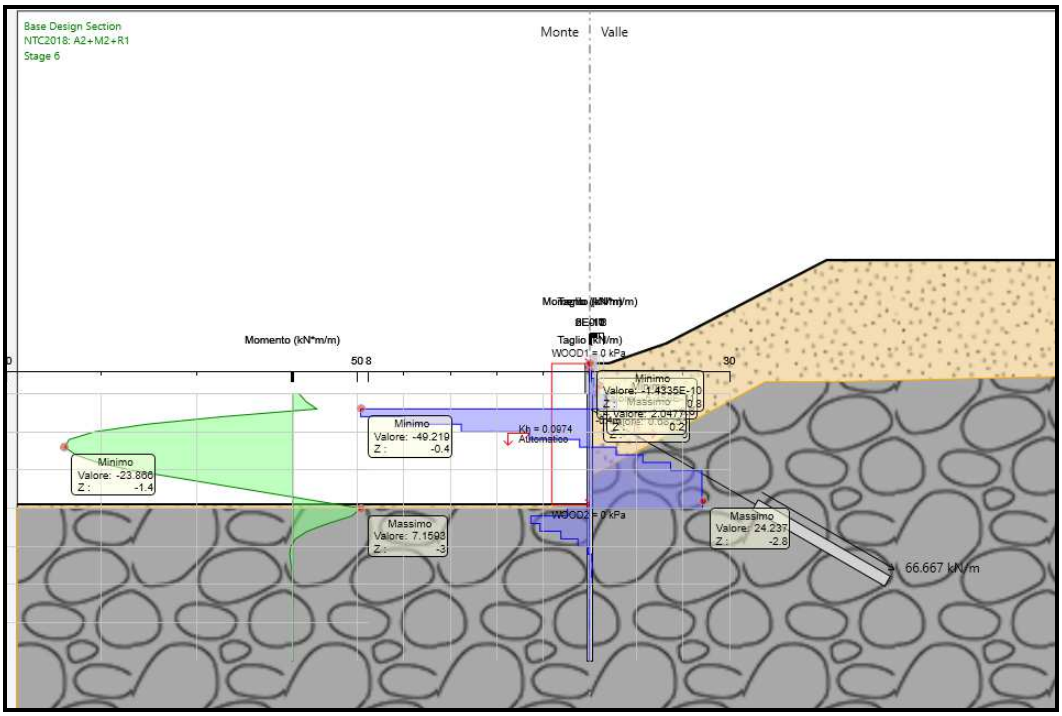
Tasso di sfruttamento del momento flettente del taglio combinazione Sismica GEO

10.2. Verifica della controparete in cemento armato

La controparete in cemento armato viene verificata, in via cautelativa, con le stesse sollecitazioni a cui sono soggetti i micropali.

Verifica allo SLU

Nella figura seguente si riportano le massime sollecitazioni flessionali e di taglio sui micropali.



Diagrammi del momento flettente e del taglio nella combinazione A2+M2+R1 per la paratia A

Il massimo valori del momento flettente e del taglio valgono:

M_{Ed} =24 kNm/m = 240000 daNcm/m

V_{Ed} =49 kN/m = 4900 daN/m

Nella cartella in cemento armato, di spessore 25 cm risultano disposti (1+1)Φ14/20, di seguito si riportano le verifiche a flessione e a taglio.

Flessione

Altezza sezione	h	**25**	[cm]
Base sezione	b	**100**	[cm]
Calcestruzzo	**R_{ck}**	**300**	[daN/cm^2]
	f_{ck}	250	[daN/cm^2]
	γ_c	1.5	[-]
	α_{cc}	0.85	[-]
	f_{cd}	141.67	[daN/cm^2]
	ε_{c2}	0.0020	[-]
	ε_{cu2}	0.0035	[-]
	β_1	0.8	[-]
	β_2	0.41	[-]
Acciaio	**B450C**		
	f_{yk}	4500	[daN/cm^2]
	γ_s	1.15	[-]
	f_{yd}	3913	[daN/cm^2]

	E	2000000	[daN/cm^2]				
	ε_{yd}	0.00196	[-]				
Armatura superiore	A'_s	7.70	[cm^2]	n	**5**	ϕ	**14**
Armatura inferiore	A_s	7.70	[cm^2]	n_1	**5**	ϕ	**14**
Distanza baricentro armatura sup. bordo sezione sup.	d'	**7**	[cm]	n_2	**0**	ϕ	**0**
Distanza baricentro armatura inf. bordo sezione inf.	c'	**7**	[cm]				
Altezza utile della sezione	d	18	[cm]				
	δ	0.389	[-]				
Rapporto geometrico armatura compressa	ρ'_s	0.0043	[-]				
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ_s	0.0043	[-]				
Campo sezione		campo 3					
Profondità dell'asse neutro adimensionale	ζ	0.267	[-]				
Profondità dell'asse neutro	x	4.81	[cm]				
Deformazione del calcestruzzo	ε_c	0.00350	[-]				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	142	[daN/cm^2]				
Deformazione armatura superiore (pos. se compr.)	ε'_s	-0.0016	[-]				
Tensione armatura superiore (pos. se compr.)	σ'_s	-3177	[daN/cm^2]				
Deformazione dell'armatura inferiore	ε_s	0.010	[-]				
Tensione nell'armatura inferiore	σ_s	3913	[daN/cm^2]				
	k	0.400	[-]				
	β	0.800	[-]				
Valore di progetto del momento resistente	$\mathbf{M_{Rd}}$	**608118**	[daNcm]				
Valore di progetto del momento sollecitante	$\mathbf{M_{Ed}}$	**240000**	[daNcm]				
Verifica	$\mathbf{F_s=M_{Ed}/M_{Rd}}$	**0.39**	<	**1**			

Taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio

Altezza sezione	h	**250**	[mm]				
Larghezza minima sezione	b_w	**1000**	[mm]				
Calcestruzzo	R_{ck}	**300**	[daN/cm^2]				
	f_{ck}	**25**	[N/mm^2]				
	γ_c	1.5	[-]				
	α_{cc}	0.85	[-]				
	f_{cd}	14	[N/mm^2]				
Acciaio	f_{yk}	**4500**	[daN/cm^2]				
	γ_s	**1.15**	[-]				
	f_{yd}	391	[N/mm^2]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	770	[mm^2]	n	**5**	ϕ	**14**
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	**70**	[mm]				
Altezza utile	d	180	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	**0**	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_1	0.0043	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	[N/mm^2]				
	k	2.0					
	ν_{min}	0.49	[N/mm^2]				

Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	**9517**	[daN]
Taglio agente	V_{Ed}	**4900**	[daN]
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	**0.51**	**< 1**

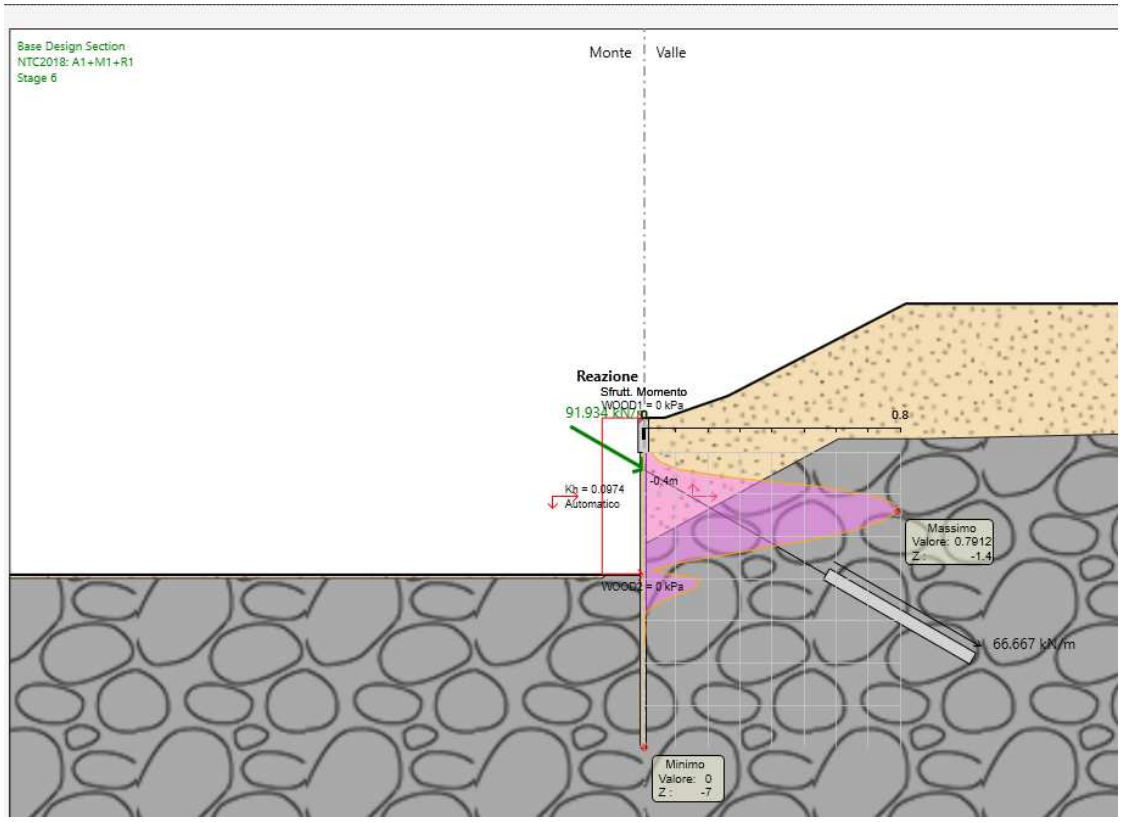
Le verifiche sono soddisfatte.

10.3. Verifica della trave testa pali

La trave testa pali è calcolata come trave continue tra i tiranti (L=3.00 m), soggetta al carico uniformemente distribuito ricavato dal massimo tiro trasmesso dai tiranti stessi.

Verifica allo SLU

La massima reazione nei tiranti si verifica nella combinazione A1+M1+R3, nella figura seguente si riportano i valori desunti dal modello di calcolo.



Reazione dei tiranti nella combinazione A1+M1+R3

Le massime sollecitazioni allo SLU valgono:

q = 91.9 x 100 x cos30° = 7960 daN/m

M_{Ed} = 7960 x 3.00^2 / 10 = 7164 daNm = 716400 daNcm

V_{Ed} = 7960 x 3.00 / 2 = 11940 daN

Nelle travi di collegamento tra i tiranti sono disposti (4+4)Φ14 correnti, di seguito si riportano le verifiche a flessione e a taglio allo SLU:

Flessione

Altezza sezione	h	**70**	[cm]				
Base sezione	b	**70**	[cm]				
Calcestruzzo	**R_{ck}**	**300**	[daN/cm^2]				
	f_{ck}	250	[daN/cm^2]				
	γ_c	1.5	[-]				
	α_{cc}	0.85	[-]				
	f_{cd}	141.67	[daN/cm^2]				
	ε_{c2}	0.0020	[-]				
	ε_{cu2}	0.0035	[-]				
	β_1	0.8	[-]				
	β_2	0.41	[-]				
Acciaio	**B450C**						
	f_{yk}	4500	[daN/cm^2]				
	γ_s	1.15	[-]				
	f_{yd}	3913	[daN/cm^2]				
	E	2000000	[daN/cm^2]				
	ε_{yd}	0.00196	[-]				
Armatura superiore	A'$_s$	6.16	[cm^2]	n	**4**	ϕ	**14**
Armatura inferiore	A_s	6.16	[cm^2]	n_1	**4**	ϕ	**14**
Distanza baricentro armatura sup. bordo sezione sup.	d'	**7**	[cm]	n_2	**0**	ϕ	**0**
Distanza baricentro armatura inf. bordo sezione inf.	c'	**7**	[cm]				
Altezza utile della sezione	d	63	[cm]				
	δ	0.111	[-]				
Rapporto geometrico armatura compressa	ρ'$_s$	0.0014	[-]				
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ_s	0.0014	[-]				
Campo sezione		campo 3					
Profondità dell'asse neutro adimensionale	ζ	0.081	[-]				
Profondità dell'asse neutro	x	5.09	[cm]				
Deformazione del calcestruzzo	ε_c	0.00350	[-]				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	142	[daN/cm^2]				
Deformazione armatura superiore (pos. se compr.)	ε'$_s$	-0.0013	[-]				
Tensione armatura superiore (pos. se compr.)	σ'$_s$	-2634	[daN/cm^2]				
Deformazione dell'armatura inferiore	ε_s	0.040	[-]				
Tensione nell'armatura inferiore	σ_s	3913	[daN/cm^2]				
	k	0.400	[-]				
	β	0.800	[-]				
Valore di progetto del momento resistente	**M_{Rd}**	**1551828**	[daNcm]				
Valore di progetto del momento sollecitante	**M_{Ed}**	**716400**	[daNcm]				

Verifica	**$F_s=M_{Ed}/M_{Rd}$**	**0.46**	<	**1**			

Taglio

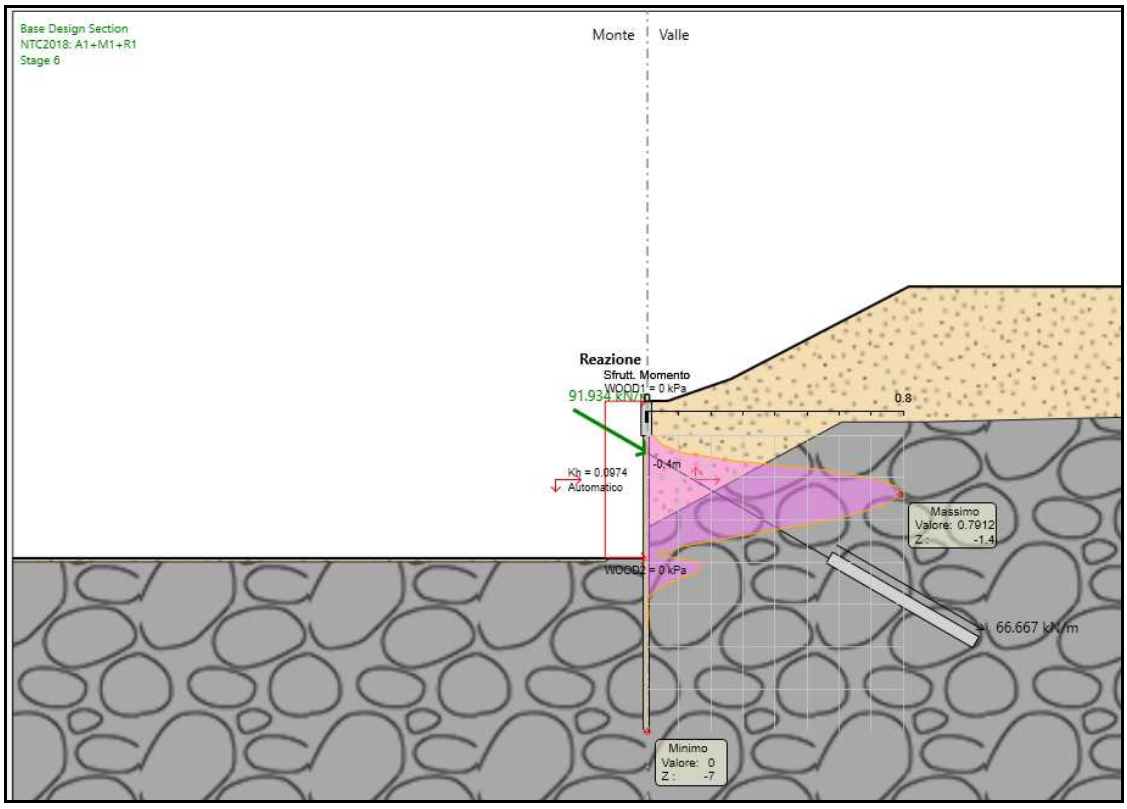
Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	**700**	[mm]				
Larghezza minima sezione	b_w	**700**	[mm]				
Calcestruzzo	R_{ck}	**300**	[daN/cm^2]				
	f_{ck}	**25**	[N/mm^2]				
	γ_c	1.5	[-]				
	α_{cc}	0.85	[-]				
	f_{cd}	14	[N/mm^2]				
Acciaio	f_{yk}	**4500**	[daN/cm^2]				
	γ_s	**1.15**	[-]				
	f_{yd}	391	[N/mm^2]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	616	[mm^2]	n	**4**	ϕ	**14**
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	**70**	[mm]				
Altezza utile	d	630	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	**0**	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_1	0.0014	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	[N/mm^2]				
	k	1.6					
	ν_{min}	0.34	[N/mm^2]				
Resistenza a taglio di calcolo	**V_{Rd}**	**15087**	[daN]				
Taglio agente	**V_{Ed}**	**4900**	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	**0.32**	**< 1**				

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4. Verifica dei tiranti

Nella figura seguente si riportano i valori desunti dal modello di calcolo nella combinazione A1+M1+R3 della massima reazione nei tiranti:

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994



Reazione dei tiranti nella combinazione A1+M1+R3

Verifica dell'armatura dei tiranti

Il massimo tiro sui tiranti vale: N_{Ed} = 91.9 x 3.00 =276 kN = 27600 daN

Il tirante viene armato con due trefoli da 0,6", la resistenza ultima dell'armatura vale quindi:

A= 2 x 1.39 = 2.78 cm^2

N_{Rd}=2.78 x 16700 / 1.15 = 40370 daN > N_{Ed}

Verifica del bulbo di ancoraggio dei tiranti

Le lunghezze dei tiranti saranno definite in base al risultato della prova di resistenza allo sfilamento effettuata su un ancoraggio di progetto; di seguito si riporta la valutazione preventiva delle lunghezze dei bulbi di ancoraggio.

La verifica del bulbo di ancoraggio viene sviluppata nella combinazione A1+M1+R3 dove i coefficienti γ_R sono riportati nella tabella 6.6.I delle NTC18.

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

Il massimo tiro sui tiranti vale: N_{Ed}=27600 daN

Come esposto nei paragrafi precedenti l'aderenza caratteristica malta terreno vale:

$\tau_{lim,k}$ = 2.33 daN/cm^2

L'aderenza di progetto malta terreno vale quindi:

τ_d = 2.33 / 1.20 = 1.94 daN/cm^2

La lunghezza minima di ancoraggio, per perforazione di diametro 14 cm con reso del 10% in più, vale quindi:

L_a = 27600 / (3.14 x 14 x 1.10 x 1.94) = 294 cm

Nel progetto si prevede una lunghezza di ancoraggio pari a 4.00 m > $L_{a,min}$

11. PARATIA B

A contenimento del versante sia lungo la sponda destra che lungo la sponda sinistra del torrente, verrà realizzata una paratia di micropali Φ140 mm, disposti a passo 60 cm, ed armati con tubi Φ88.9 - sp.8 mm. E' previsto un solo ordine di tiranti con passo 3.00 m e armatura costituita da n.2 trefoli da 0.6".

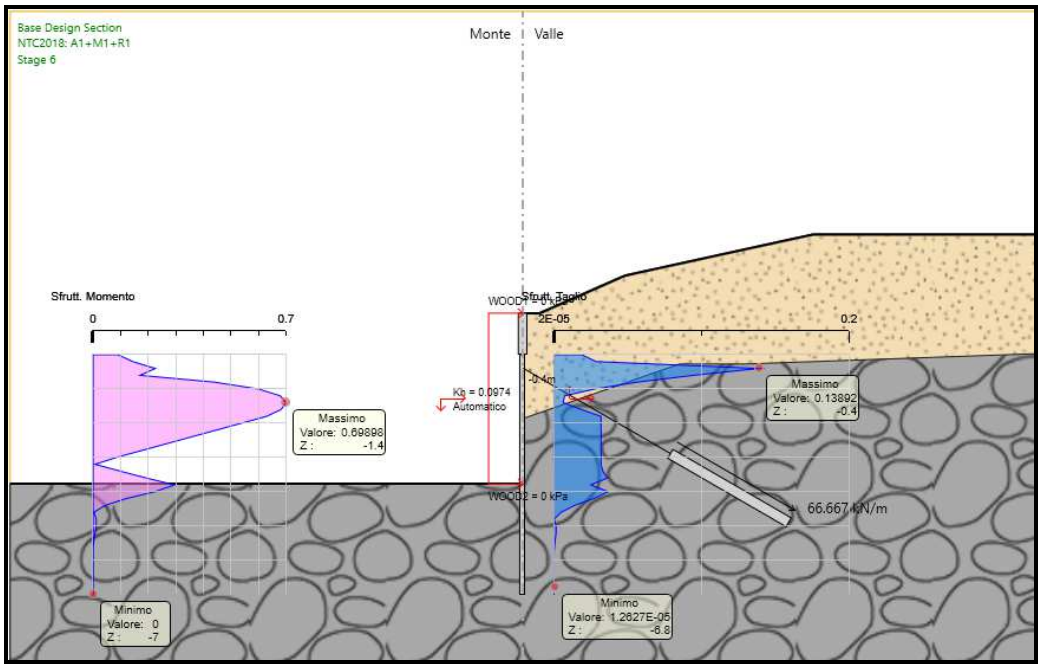
Sia tiranti che i micropali saranno ancorati nel substrato roccioso. In tutti i tratti della paratia si prevede una cartella in cemento armato anteriore di spessore 25 cm armata in modo da poter adeguatamente distribuire le sollecitazioni dovute alle spinte del terreno e al tiro dei tiranti.

Le analisi e le verifiche delle paratie sono state effettuate con l'ausilio del software di calcolo strutturale **Paratie Plus** distribuito dalla **Harpaceas** i cui estremi e caratteristiche di validazione sono specificate nei paragrafi in coda alla presente relazione.

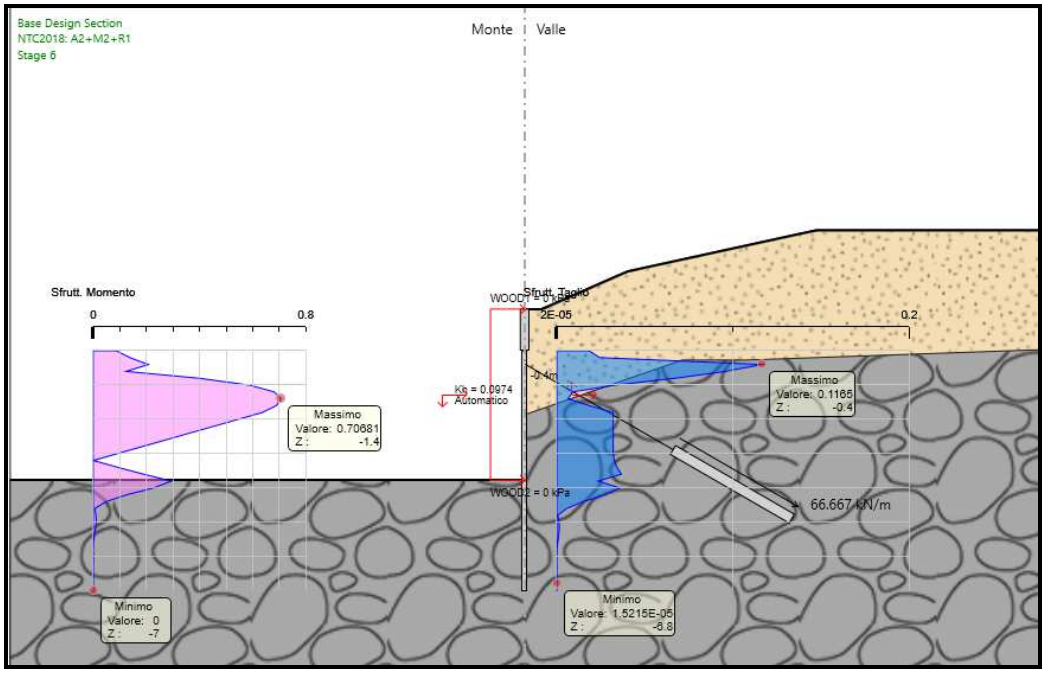
Le verifiche sono state sviluppate sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche; le prime riguardano tutte le fasi di scavo previste mentre le azioni sismiche vengono prese in conto solo nello stato finale.

11.1. Verifica della paratia e dei micropali

Nelle figure seguenti si riportano i tassi di sfruttamento dei micropali nei confronti del momento flettente e del taglio. Le verifiche hanno dato tutte esito positivo.

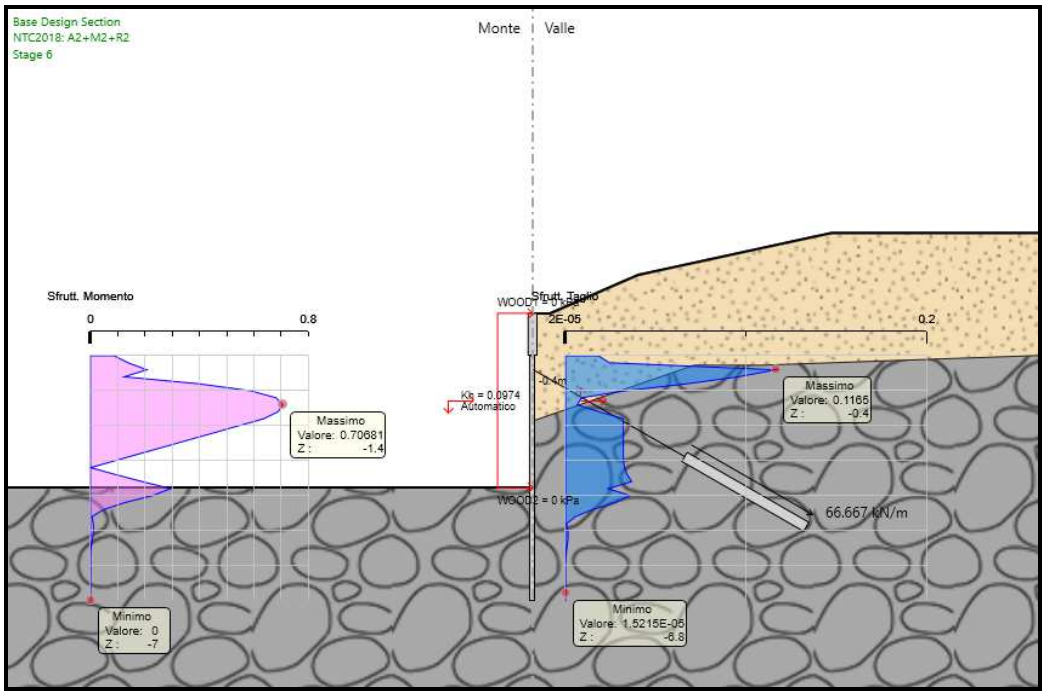


Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio nella combinazione A1+M1+R1

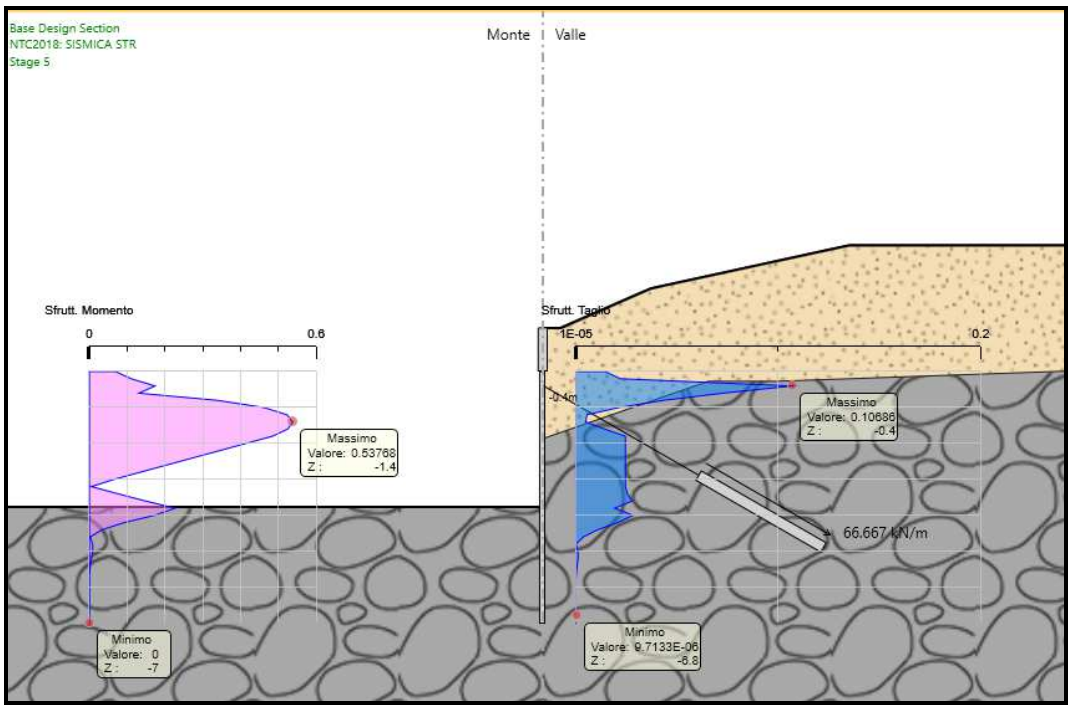


Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio nella combinazione A2+M2+R1

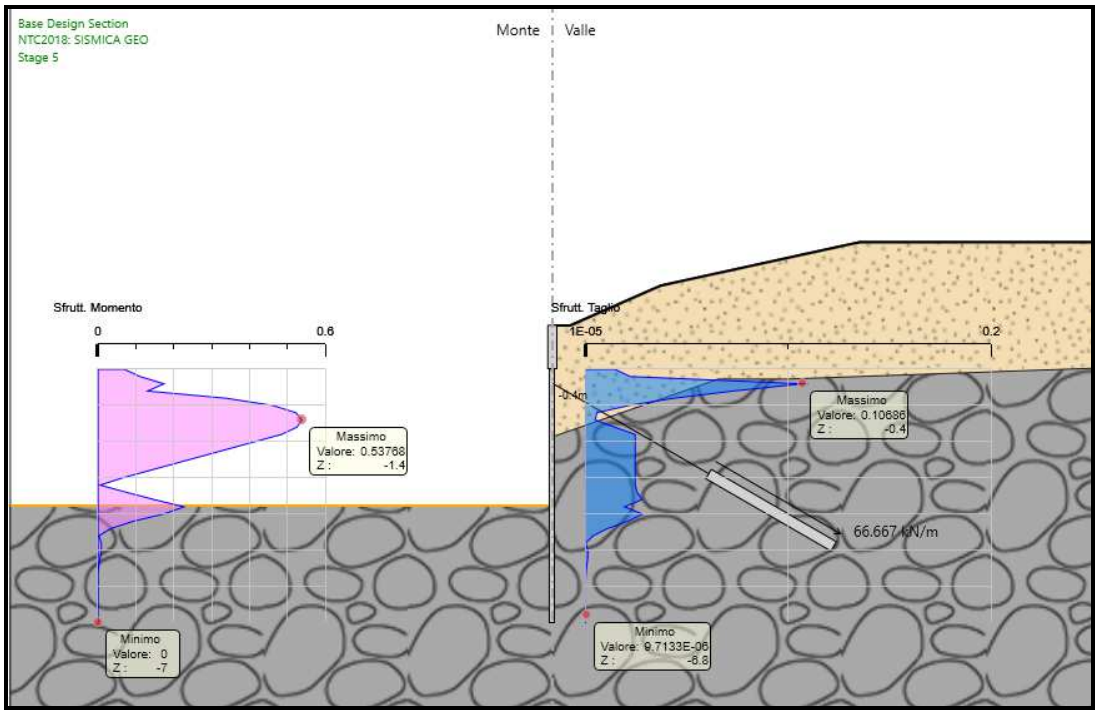
Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994



Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio nella combinazione A2+M2+R2



Tasso di sfruttamento del momento flettente e del taglio combinazione Sismica STR



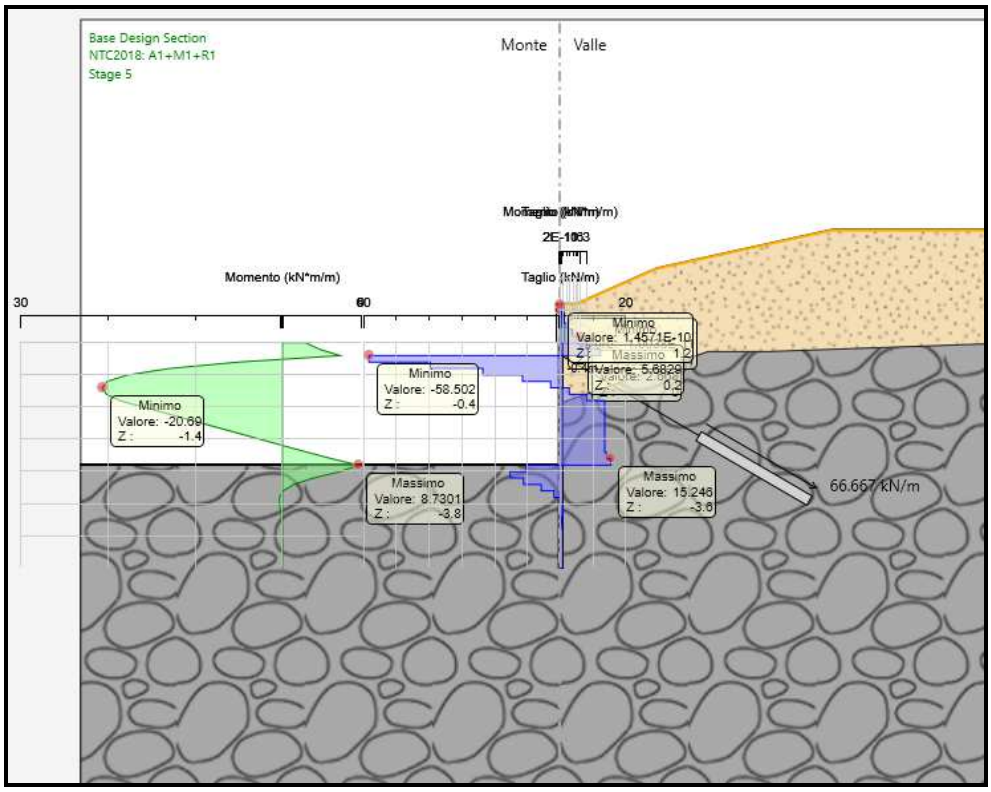
Tasso di sfruttamento del momento flettente del taglio combinazione Sismica GEO

11.2. Verifica della controparete in cemento armato

La controparete in cemento armato viene verificata, in via cautelativa, con le stesse sollecitazioni a cui sono soggetti i micropali.

Verifica allo SLU

Nella figura seguente si riportano le massime sollecitazioni flessionali e di taglio sui micropali:



Diagrammi del momento flettente e del taglio nella combinazione A1+M1+R1.

Il massimo valori del momento flettente e del taglio valgono:

M_{Ed} =20.69 kNm/m = 206900 daNcm/m

V_{Ed} =58.5 kN/m = 5850 daN/m

Nella cartella in cemento armato, di spessore 25 cm risultano disposti (1+1)Φ14/20, di seguito si riportano le verifiche a flessione e a taglio.

Flessione

Altezza sezione	h	**25**	[cm]
Base sezione	b	**100**	[cm]
Calcestruzzo	**R_{ck}**	**300**	[daN/cm^2]
	f_{ck}	250	[daN/cm^2]
	γ_c	1.5	[-]
	α_{cc}	0.85	[-]
	f_{cd}	141.67	[daN/cm^2]
	ε_{c2}	0.0020	[-]
	ε_{cu2}	0.0035	[-]
	β_1	0.8	[-]
	β_2	0.41	[-]
Acciaio	**B450C**		
	f_{yk}	4500	[daN/cm^2]

	γ_s	1.15	[-]				
	f_{yd}	3913	[daN/cm^2]				
	E	2000000	[daN/cm^2]				
	ε_{yd}	0.00196	[-]				
Armatura superiore	A'_s	7.70	[cm^2]	n	**5**	ϕ	**14**
Armatura inferiore	A_s	7.70	[cm^2]	n_1	**5**	ϕ	**14**
Distanza baricentro armatura sup. bordo sezione sup.	d'	**7**	[cm]	n_2	**0**	ϕ	**0**
Distanza baricentro armatura inf. bordo sezione inf.	c'	**7**	[cm]				
Altezza utile della sezione	d	18	[cm]				
	δ	0.389	[-]				
Rapporto geometrico armatura compressa	ρ'_s	0.0043	[-]				
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ_s	0.0043	[-]				
Campo sezione		campo 3					
Profondità dell'asse neutro adimensionale	ζ	0.267	[-]				
Profondità dell'asse neutro	x	4.81	[cm]				
Deformazione del calcestruzzo	ε_c	0.00350	[-]				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	142	[daN/cm^2]				
Deformazione armatura superiore (pos. se compr.)	ε'_s	-0.0016	[-]				
Tensione armatura superiore (pos. se compr.)	σ'_s	-3177	[daN/cm^2]				
Deformazione dell'armatura inferiore	ε_s	0.010	[-]				
Tensione nell'armatura inferiore	σ_s	3913	[daN/cm^2]				
	k	0.400	[-]				
	β	0.800	[-]				
Valore di progetto del momento resistente	**M_{Rd}**	**608118**	[daNcm]				
Valore di progetto del momento sollecitante	**M_{Ed}**	**206900**	[daNcm]				
Verifica	**$F_s=M_{Ed}/M_{Rd}$**	**0.34**	<		**1**		

Taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio

Altezza sezione	h	**250**	[mm]				
Larghezza minima sezione	b_w	**1000**	[mm]				
Calcestruzzo	R_{ck}	**300**	[daN/cm^2]				
	f_{ck}	**25**	[N/mm^2]				
	γ_c	1.5	[-]				
	α_{cc}	0.85	[-]				
	f_{cd}	14	[N/mm^2]				
Acciaio	f_{yk}	**4500**	[daN/cm^2]				
	γ_s	**1.15**	[-]				
	f_{yd}	391	[N/mm^2]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	770	[mm^2]	n	**5**	ϕ	**14**
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	**70**	[mm]				
Altezza utile	d	180	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	**0**	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_1	0.0043	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	[N/mm^2]				
	k	2.0					

	ν_{min}	0.49	[N/mm^2]
Resistenza a taglio di calcolo	$\mathbf{V_{Rd}}$	**9517**	[daN]
Taglio agente	$\mathbf{V_{Ed}}$	**5850**	[daN]
	$\mathbf{F_s = V_{Ed}/V_{Rd}}$	**0.61**	**< 1**

Le verifiche sono soddisfatte.

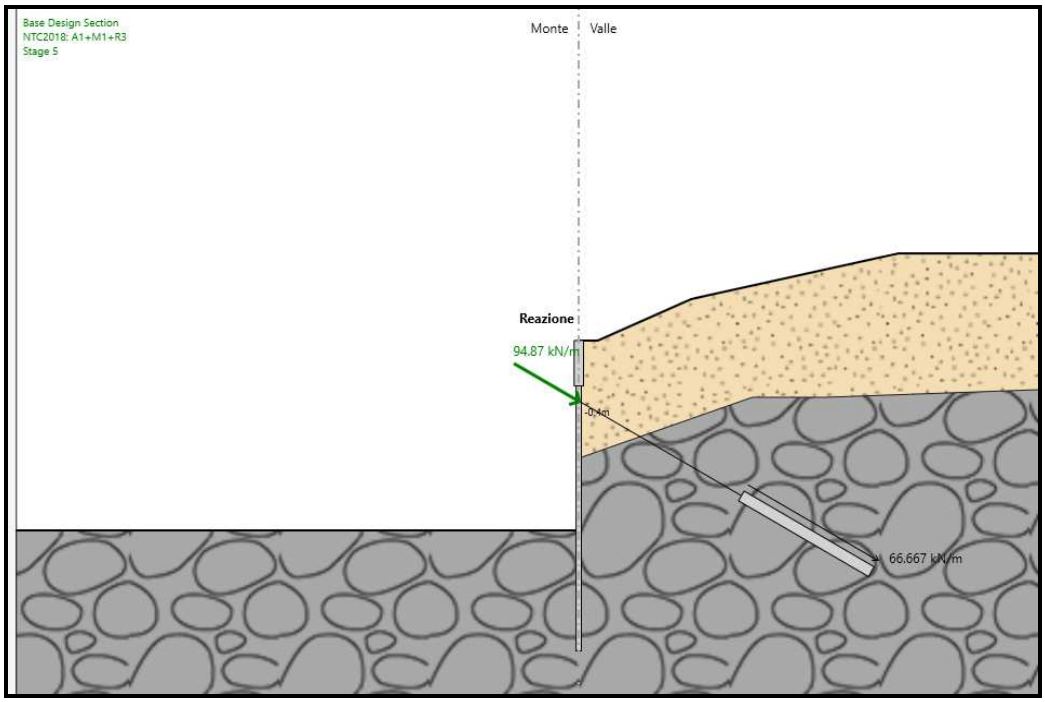
11.3. Verifica della trave testa pali

La trave testa pali è calcolata come trave continue tra i tiranti (L=3.00 m), soggetta al carico uniformemente distribuito ricavato dal massimo tiro trasmesso dai tiranti stessi.

Verifica allo SLU

La massima reazione nei tiranti si verifica nella combinazione A1+M1+R3, nella figura seguente si riportano i valori desunti dal modello di calcolo.

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994



Reazione dei tiranti nella combinazione A1+M1+R3

Le massime sollecitazioni allo SLU valgono:

q = 94.87 x100 x cos30° = 8215 daN/m

M_{Ed} = 8215 x 3.00^2 / 10 = 7394 daNm = 739400 daNcm

V_{Ed} = 8215 x 3.00 / 2 = 12322 daN

Nelle travi di collegamento tra i tiranti sono disposti (4+4)Φ14 correnti, di seguito si riportano le verifiche a flessione e a taglio allo SLU:

Flessione

Altezza sezione	h	**70**	[cm]
Base sezione	b	**70**	[cm]
Calcestruzzo	**R_{ck}**	**300**	[daN/cm^2]
	f_{ck}	250	[daN/cm^2]
	γ_c	1.5	[-]
	α_{cc}	0.85	[-]
	f_{cd}	141.67	[daN/cm^2]
	ε_{c2}	0.0020	[-]
	ε_{cu2}	0.0035	[-]
	β_1	0.8	[-]
	β_2	0.41	[-]
Acciaio	**B450C**		
	f_{yk}	4500	[daN/cm^2]

	γ_s	1.15	[-]				
	f_{yd}	3913	[daN/cm^2]				
	E	2000000	[daN/cm^2]				
	ε_{yd}	0.00196	[-]				
Armatura superiore	A'_s	6.16	[cm^2]	n	**4**	ϕ	**14**
Armatura inferiore	A_s	6.16	[cm^2]	n_1	**4**	ϕ	**14**
Distanza baricentro armatura sup. bordo sezione sup.	d'	**7**	[cm]	n_2	**0**	ϕ	**0**
Distanza baricentro armatura inf. bordo sezione inf.	c'	**7**	[cm]				
Altezza utile della sezione	d	63	[cm]				
	δ	0.111	[-]				
Rapporto geometrico armatura compressa	ρ'_s	0.0014	[-]				
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ_s	0.0014	[-]				
Campo sezione		campo 3					
Profondità dell'asse neutro adimensionale	ζ	0.081	[-]				
Profondità dell'asse neutro	x	5.09	[cm]				
Deformazione del calcestruzzo	ε_c	0.00350	[-]				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	142	[daN/cm^2]				
Deformazione armatura superiore (pos. se compr.)	ε'_s	-0.0013	[-]				
Tensione armatura superiore (pos. se compr.)	σ'_s	-2634	[daN/cm^2]				
Deformazione dell'armatura inferiore	ε_s	0.040	[-]				
Tensione nell'armatura inferiore	σ_s	3913	[daN/cm^2]				
	k	0.400	[-]				
	β	0.800	[-]				
Valore di progetto del momento resistente	**M_{Rd}**	**1551828**	[daNcm]				
Valore di progetto del momento sollecitante	**M_{Ed}**	**739400**	[daNcm]				
Verifica	**$F_s=M_{Ed}/M_{Rd}$**	**0.48**	<		**1**		

Taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio

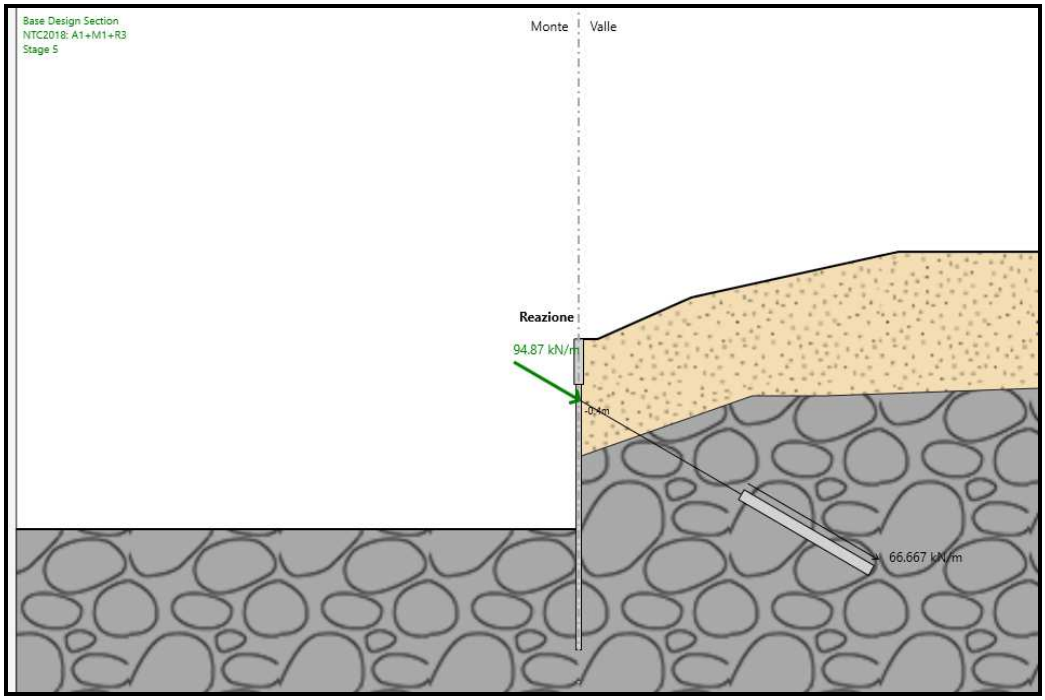
Altezza sezione	h	**700**	[mm]				
Larghezza minima sezione	b_w	**700**	[mm]				
Calcestruzzo	R_{ck}	**300**	[daN/cm^2]				
	f_{ck}	**25**	[N/mm^2]				
	γ_c	1.5	[-]				
	α_{cc}	0.85	[-]				
	f_{cd}	14	[N/mm^2]				
Acciaio	f_{yk}	**4500**	[daN/cm^2]				
	γ_s	**1.15**	[-]				
	f_{yd}	391	[N/mm^2]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	616	[mm^2]	n	**4**	ϕ	**14**
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	**70**	[mm]				
Altezza utile	d	630	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	**0**	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_1	0.0014	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	[N/mm^2]				
	k	1.6					

	ν_{min}	0.34	[N/mm^2]
Resistenza a taglio di calcolo	$\mathbf{V_{Rd}}$	**15087**	[daN]
Taglio agente	$\mathbf{V_{Ed}}$	**12322**	[daN]
	$\mathbf{F_s = V_{Ed}/V_{Rd}}$	**0.82**	**< 1**

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4. Verifica dei tiranti

Nella figura seguente si riportano i valori desunti dal modello di calcolo nella combinazione A1+M1+R3 della massima reazione nei tiranti:



Reazione dei tiranti nella combinazione A1+M1+R3

Verifica dell'armatura dei tiranti

Il massimo tiro sui tiranti vale: N_{Ed} = 94.87 x 3.00 =285 kN = 28500 daN

Il tirante viene armato con due trefoli da 0,6", la resistenza ultima dell'armatura vale quindi:

A= 2 x 1.39 = 2.78 cm^2

N_{Rd}=2.78 x 16700 / 1.15 = 40370 daN > N_{Ed}

Ing. Federico Martignone
Ing. Emanuela Timossi
Ing. Luca Molisani
Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

Verifica del bulbo di ancoraggio dei tiranti a due trefoli

Le lunghezze dei tiranti saranno definite in base al risultato della prova di resistenza allo sfilamento effettuata su un ancoraggio di progetto; di seguito si riporta la valutazione preventiva delle lunghezze dei bulbi di ancoraggio.

La verifica del bulbo di ancoraggio viene sviluppata nella combinazione A1+M1+R3 dove i coefficienti γ_R sono riportati nella tabella 6.6.I delle NTC18.

Il massimo tiro sui tiranti vale: N_{Ed} = 28500 daN

Come esposto nei paragrafi precedenti l'aderenza caratteristica malta terreno vale:

$\tau_{lim,k}$ = 2.33 daN/cm^2

L'aderenza di progetto malta terreno vale quindi:

τ_d = 2,.33 / 1.20 = 1.94 daN/cm^2

La lunghezza minima di ancoraggio, per perforazione di diametro 14 cm con reso del 10% in più, vale quindi:

L_a = 28500 / (3.14 x 14 x 1.10 x 1.94) = 304 cm

Nel progetto si prevede una lunghezza di ancoraggio pari a 4.00 m > $L_{a,min}$

Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

12. DOCUMENTAZIONE SUL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO AI SENSI DEL §10.2 NTC2008

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Di seguito si riportano ai sensi del DM 14/01/2018 (§ 10.2) l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato:

Titolo: Paratie Plus;

Autore e produttore: Ce.A.S., viale Giustiniano 10, 20129 Milano;

Distributore: Harpaceas, Viale Richiard 1, 20143 Milano;

Versione: Paratie Plus 2023.1

Numero della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso: 93085 .

AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

E' stata preliminarmente esaminata la documentazione a corredo del software utilizzato.

Software: Paratie Plus 2023.1

produttore: Ce.A.S., viale Giustiniano 10, 20129 Milano

Si riportano di seguito la documentazione sull'affidabilità del codice di calcolo fornita dal produttore:

CeAS
CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE S.R.L.

Affidabilità del codice di calcolo PARATIE PLUS

Facendo seguito a quanto previsto nel paragrafo "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" delle "Norme tecniche per le Costruzioni", si precisa che la documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei seguenti documenti in formato PDF compresi nell'installazione di PARATE PLUS:

Manuali Teorici

Manuale Teorico generale
Contiene una descrizione delle basi teoriche e tecniche delle procedure di progetto generali implementate nel codice di calcolo, con particolare riferimento alle varie Normative tecniche adottate.

Manuale Teorico analisi non lineare
Descrive in modo approfondito gli algoritmi numerici alla base della simulazione di un'opera di sostegno tramite il metodo delle molle non lineari.

Handbook sismico
Comprende una trattazione generale sui metodi di calcolo di opere di sostegno soggette ad azioni sismiche ed una guida operativa per l'utilizzo del programma in questo settore.

Criteri di valutazione dei parametri geotecnici
Contiene una guida per la determinazione dei principali parametri geomeccanici di input, alla luce delle tecnologie sperimentali più diffuse, e secondo raccomandazioni accreditate in letteratura e da standard internazionali.

d:\felotti\xfinestif\manuale\dichiarazione affidabilità paratieplus.doc

PROGETTAZIONE, DIREZIONE LAVORI, CALCOLO STRUTTURALE
E SVILUPPO SOFTWARE NELL'INGEGNERIA CIVILE E GEOTECNICA
VIALE GIUSTINIANO 10 20129 MILANO TEL. +39 02 2020221 FAX +39 02 29512533
VIA GARIBALDI 24 24100 BERGAMO TEL. +39 035 236719 FAX +39 035 4228549
C.F.-P.IVA-C.C.I.A.A. MI REG. IMPRESE SEZ.ORD.: 05961800157 R.E.A. 1052750 CAP. SOC. EURO 10.400,00=
E-MAIL: ceas@ceas.it

Documentazione d'esempio

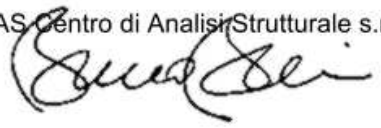
Esempi di validazione

Per tutti gli algoritmi e le diverse opzioni di modellazione implementate, sono riportati casi prova commentati con il confronto tra i risultati forniti dal programma ed i valori di riferimento, disponibili in genere da esempi teorici risolvibili con altri metodi o tramite il confronto con valori in letteratura. Tutti i file di input dei casi prova sono compresi nell'installazione del programma.

Esempi guidati

Contiene una serie di esempi tipici, per i quali vengono descritte, in modo dettagliato, le diverse fasi operative ed relativi comandi del programmi. Sono contenuti inoltre commenti sui criteri di modellazione che si rendono via via necessari; infine sono discussi i risultati. Tutti i file di input dei casi risolti sono compresi nell'installazione del programma.

CeAS Centro di Analisi Strutturale s.r.l.



Ing. Federico Martignone
Ing. Emanuela Timossi
Ing. Luca Molisani
Via Palestro 25/3 - 16122 GENOVA
Tel. 010.87.62.87
studio@ martignoneassociati.it
P.IVA/ C.F. 01787210994

VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Il software è fornito assieme ad un manuale di validazione, che può essere allegato a richiesta. Gli esempi ivi riportati sono esempi classici comunemente utilizzati a tale fine, tratti dalla letteratura specifica o da Enti impegnati in questo settore. Per ogni esempio vengono riportati i riferimenti bibliografici. I confronti sono stati eseguiti rispetto al risultato teorico.

VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA ACCETTABILITÀ

Come già detto nei paragrafi precedenti, il programma di calcolo utilizzato Paratie Plus è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni dell'ingegneria geotecnica. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità e confortati anche dalla propria esperienza.

I risultati scaturiti dall'elaborazione sono stati tutti ricontrollati ed oggetto di riflessione critica.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcoli di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Il progettista

Ing. Federico Martignone