0	11/2017	PRIMA EMISSIONE	TRESSO	BERTERO	CASSANI
Revisione	**Data**	**Oggetto revisione**	**Redatto**	**Verificato**	**Approvato**

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario
Dott. Giovanni TOTI

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO

Ing. Paolo GALLO

Ing. Francesco DE SANCTIS

Dott.ssa Francesca GIOMI

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE: **Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO: **Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997



Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Hydrodata S.p.A.
Ing. Roberto Bertero
Ord. Ingg. Torino N° 7570L



Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr.: ----

Codice elaborato: BIS2E - H - PRS01 - RE01 - 0

Oggetto della tavola

OPERE DI PRESA RIO SCIORBA

Relazione di calcolo

Scala

Data: NOVEMBRE 2017

Codice FILE: BIS2E-H-PRS01-RE01-0.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

1 GENERALITA' 2
2 NORMATIVA VIGENTE 3
3 MATERIALI STRUTTURALI PREVISTI IN PROGETTO 3
3.1 Acciaio per micropali 3
3.2 Acciaio per barre di armatura 3
3.3 Calcestruzzo opere di fondazione 3
3.4 Calcestruzzo opere in elevazione 4
4 PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE 5
5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI 6
6 PARAMETRI SISMICI 7
7 METODO DI CALCOLO OPERA DI PRESA SULLO SCIORBA 8
8 METODO DI CALCOLO PARATIA DI MICROPALI 10
9 ALLEGATO 1 12
Opera di presa su Torrente Sciorba 12
10 ALLEGATO 2 38
Paratia micropali 38

1 GENERALITA'

La presente relazione di calcolo strutturale e geotecnica è relativa alla realizzazione dell'**Opera di presa sul torrente Sciorba** nell'ambito del progetto esecutivo "Secondo lotto dei lavori relativi alla realizzazione della galleria scolmatrice del torrente Bisagno in Comune di Genova".

Nello specifico vengono riportate nel seguito le analisi e le verifiche dei seguenti manufatti facenti parte dell'opera sopraccitata, in condizioni statiche e sismiche, in accordo alle vigenti normative NTC 2008:

- **Opera di presa in alveo torrente Sciorba –** in cemento armato ordinario gettato in opera, costiuita da canali aperti e chiusi, con pareti laterali di spessore 40 cm, solette di copertura di spessore 20 cm, dalle di copertura appoggiate di spessore 20 cm e solette di base di spessore 40 cm.
  Si riportano in allegato le analisi e le verifiche di una sezione tipologica (Sez. A-A) costituita da pareti laterali di spessore 40 cm, di altezza 3.30 m
  (Allegato 1)

- **Paratia di micropali per realizzazione oper di presa** con armature tubolari in acciaio di lunghezza 10.0 m e diametro Φ168.3 mm e spessore 10 mm, poste in opera con interasse 50 cm e diametro di perforazione Φ220 mm.;
  (Allegato 2)

Nel seguito si riportano le analisi e le verifiche, eseguite con il metodo degli stati limite, in condizioni statiche e dinamiche delle opere in oggetto, delle opere provvisionali nelle diverse fasi realizzative, attraverso la modellazione agli elementi finiti, e le verifiche locali a campione degli elementi in condizione di criticità.

I manufatti non riportati in relazione sono stati analizzati e verificati in maniera analoga.

Il Comune di Genova dove è localizzato l'intervento, è sismico di tipo 3.

2 NORMATIVA VIGENTE

• D.M. 14 gennaio 2008 – "Nuove Norma Tecniche per le costruzioni"

• Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – "Istruzioni per l'applicazione delle " Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

• UNI EN 1992 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo armato

• UNI EN 1997 - Progettazione geotecnica

• UNI EN 1998 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3 MATERIALI STRUTTURALI PREVISTI IN PROGETTO

3.1 Acciaio per micropali

Acciaio tipo S355:

- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento = 355 N/mm^2
- f_{tk} = tensione caratteristica di rottura = 490 N/mm^2
- E = modulo elastico = 210000 MPa
- G = modulo di elasticità trasversale = 80769.23 MPa
- v = coefficiente di Poisson = 0.3
- α = coefficiente di espansione termica lineare = 12 x 10^{-6} per °C^{-1}
- γ = peso specifico = 78.50 kN/m^3

3.2 Acciaio per barre di armatura

- Tipo B450C
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm^2
- f_{yt} = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm^2
- $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$ e < 1.35
- $(f_t/f_{ynom})_k \leq 1.25$
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
- γ_s = coefficiente di sicurezza dell'acciaio per c.a. = 1.15
- f_{yd} = resistenza di calcolo = 450 : 1.15 = 391.30 N/mm^2
- f_{bd} = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo = f_{bk}:γ_c = 5.755 : 1.5 = 3.837 N/mm^2
- f_{bk} = resistenza tangenziale caratteristica = 2.25 x η x f_{ctk} = 2.25 x 1.0 x 2.558 = 5.755 N/mm^2

3.3 Calcestruzzo opere di fondazione

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 25/30
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 30 N/mm^2
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = 0.83 R_{ck} = 24.9 N/mm^2
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = f_{ck} + 8 = 32.9 N/mm^2

- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30 $f_{ck}^{2/3}$ = 2.55 N/mm^2
- f_{cfm} = resistenza a trazione per flessione = 1.2 f_{ctm} = 3.07 N/mm^2
- E_{cm} = modulo elastico = 22000 $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31447.16 N/mm^2
- v = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4
- Classe d'esposizione ambientale : XC2
- Copriferro ≥ 50 mm

3.4 Calcestruzzo opere in elevazione

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 32/40
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 40 N/mm^2
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = 0.83 R_{ck} = 33.2 N/mm^2
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = f_{ck} + 8 = 41.2 N/mm^2
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30 $f_{ck}^{2/3}$ = 3.09 N/mm^2
- f_{cfm} = resistenza a trazione per flessione = 1.2 f_{ctm} = 3.72 N/mm^2
- E_{cm} = modulo elastico = 22000 $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33642.78 N/mm^2
- v = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4
- Classe d'esposizione ambientale : XC4
- Copriferro ≥ 50 mm

4 PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE

Le opere in progetto risultano essere di classe d'uso IV

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 D.M. 5 novembre 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.

ed è di tipo 3 *(grandi opere)*

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

con vita nominale ≥ 100 anni, C_U = coefficiente d'uso = 2.0, V_R = vita di riferimento = C_U x V_N = 200 anni.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

I terreni caratterizzanti le opere in oggetto, riportati all'interno della relazione geotecnica BIS2E-R-SDB02-RE01-0, sono caratterizzati cautelativamente dai seguenti parametri geotecnici:

- **Riporto antropico**
  $\gamma = 19.0$ kN/m^3
  $\Phi_{res} = 27°$
  c = 0.0 kPa
  E = 40 MPa

- **Argilla con limo**
  $\gamma = 19.5$ kN/m^3
  $\Phi_{res} = 25°$
  c = 30.0 kPa
  E = 50 MPa

- **Detrito in matrice fine**
  $\gamma = 20.0$ kN/m^3
  $\Phi_{res} = 35°$
  c = 0.0 kPa
  E = 70 MPa

- **Cappellaccio 1**
  $\gamma = 25.0$ kN/m^3
  $\Phi = 45°$
  c = 140.0 kPa
  E = 500 MPa

- **Cappellaccio 2**
  $\gamma = 25.0$ kN/m^3
  $\Phi = 45°$
  c = 170.0 kPa
  E = 800 MPa

- **Cappellaccio 3**
  $\gamma = 25.0$ kN/m^3
  $\Phi = 45°$
  c = 170.0 kPa
  E = 1000 MPa

- **Substrato**
  $\gamma = 26.0$ kN/m^3
  $\Phi = 50°$
  c = 240.0 kPa
  E = 1500 MPa

6 PARAMETRI SISMICI

L'azione dell'azione sismica di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante opportune formule spettrali variabili in relazione alla probabilità di superamento, nel periodo di riferimento adottato e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato (SLV = Stato limite di Salvaguardia della Vita).

I valori base dei parametri utili che consentono di definire le suddette azioni sismiche, per sito di riferimento rigido orizzontale sono quelli della "*Accelerazione orizzontale massima al sito"* (a_g), del *"Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione"* (F_o) e del *"Periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione"* (T_C) che, come detto sono variabili a seconda dello stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito.

L'opera strutturale in oggetto è sita nel comune di Genova è in zona sismica di tipo 3, collocata secondo i seguenti valori di posizionamento:

Latitudine : 44°.405

Longitudine : 8°.936

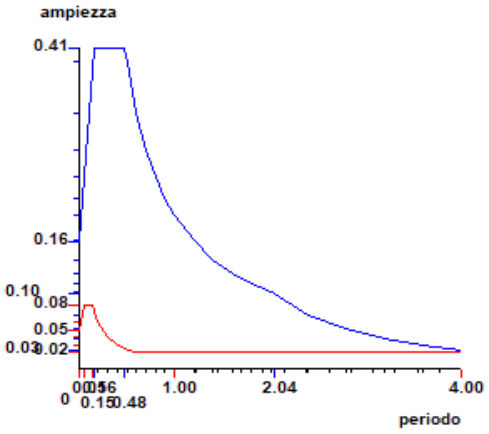
Per lo SLV si sono adottati i seguenti parametri sismici:

P_r = periodo di ritorno = 1898 anni

a_g = accelerazione massima del sito = 0.1092 g

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.52

T^*_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.31



Ai fini della definizione sismica di progetto, sulla base della caratterizzazione geotecnica dei tipo di terreno, ed eseguendo una scelta a favore di sicurezza, il terreno interessato dall'intervento può essere classificato di **tipo "B"** "*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina*).

7 METODO DI CALCOLO OPERA DI PRESA SULLO SCIORBA

Le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera di presa sul torrente sciorba sono state eseguite con il programma agli elementi finiti della AZTEC SOFTWARE srl "SCAT 11.0

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene schematizzato come una serie di elementi molle proporzionali alla costante di Winkler del terreno ed all'area di influenza della molla stessa, qualora presente.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sul manufatto.

L'interazione con il terreno di fondazione è stata modellata secondo lo schema classico di trave su suolo elastico alla Winkler.

L'analisi è condotta sia in condizioni statiche che sismiche considerando una serie di combinazioni di carico generate automaticamente.

Calcolo del carico sulla calotta (in caso di presenza di soletta di copertura)

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna se sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35.00°.

Spinta sui piedritti

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete 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, al contrario della teoria di Rankine, 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)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

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

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \Phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)]}} \right]^2}$$

dove Φ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale (α = 90° per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

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). L'espressione di K_a perde di significato per β>Φ. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di naturale declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione *c* l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità *z* vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

L'utilizzo del coefficiente di spinta attiva K_a tende talvolta a sottostimare la spinta del terreno. Infatti il valore di K_a rappresenta il limite inferiore per quanto riguarda la spinta del terreno, mentre il limite superiore è rappresentato dal coefficiente di spinta a riposo K_0

Inoltre la teoria di Coulomb risulta quella generalmente accettata ed utilizzata dai principali software ad elementi finiti, in quanto più raffinata e tende a non sovrastimare il valore della spinta delle terre, come ad esempio la teoria di Rankine.

Spinta in presenza di sisma – Metodo di Monobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

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

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

dove $\theta = \arctg (k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.

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

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

dove il coefficiente *A* vale

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma.

Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove *W* è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

8 METODO DI CALCOLO PARATIA DI MICROPALI

PARATIE è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura A. PARATIE non è quindi idoneo a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.

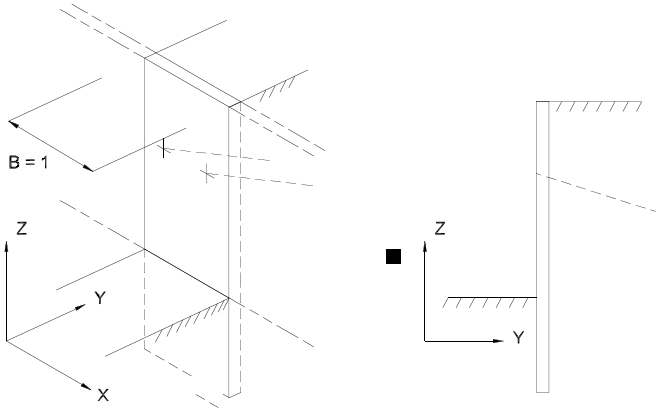


Figura A

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

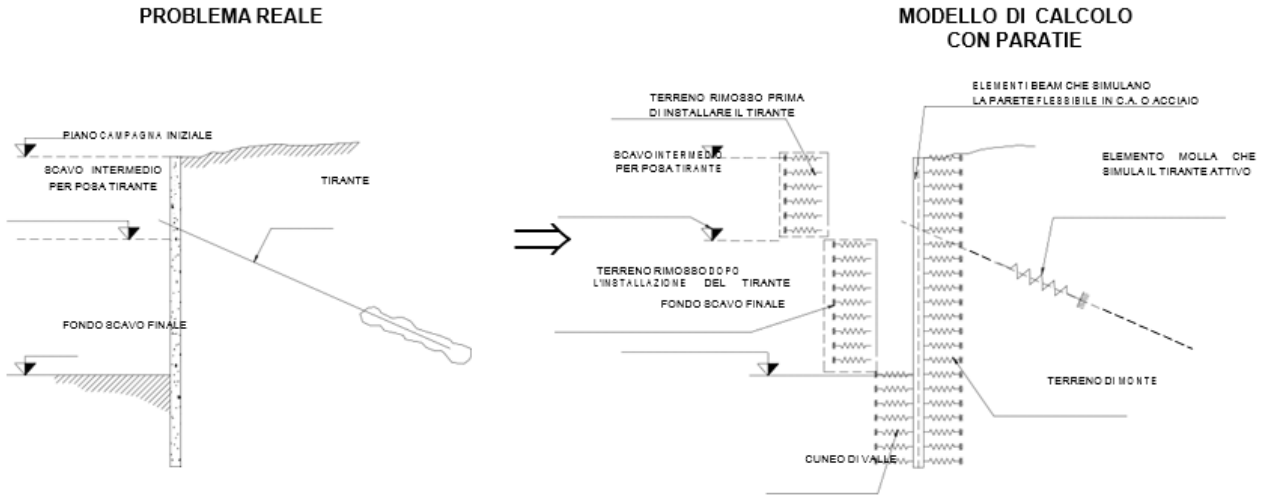


Figura B

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidezza flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, 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))

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria)
L'analisi sismica è affrontata con il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe.
Si riportano le analisi e verifiche in condizioni statiche e sismiche della paratia di pali affiancati intirantati come previsto in normativa.

9 ALLEGATO 1

Opera di presa su Torrente Sciorba

Si riportano nel seguito le analisi e le verifiche di una sezione tipologica dell'opera di presa sul torrente Sciorba.

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	3.70	[m]
Larghezza esterna	4.80	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.40	[m]
Spessore piedritto destro	0.40	[m]
Spessore fondazione	0.40	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	27.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	18.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	0	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]

Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	27.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	18.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	490	[kPa/cm]
Tensione limite	196	[kPa]

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Distr Terreno X_i= 4.80 X_f= 8.50 V_{ni}= 5.00 V_{nf}= 5.00

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$V_{Rd}=[0.18*k*(100.0*\rho_l*fck)^{1/3}/\gamma_c+0.15*\sigma_{cp}]*bw*d>(vmin+0.15*\sigma_{cp})*b_w*d$

$V_{Rsd}=0.9*d*A_{sw}/s*fyd*(ctg\alpha+ctg\theta)*sin\alpha$

$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*fcd'*(ctg(\theta)+ctg(\alpha)/(1.0+ctg\theta^2)$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mmq]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatuta trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$fcd'=0.5*fcd$

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

$vmin=0.035*k^{3/2}*fck^{1/2}$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 f_{ck}
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 f_{ck}
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure w1=0.20 w2=0.30 w3=0.40

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali

γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali

γ_{Q} Coefficiente parziale sulle azioni variabili

$\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

$\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata

γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata

γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00

Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Condizione 1	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X	ascisse (espresse in m) positive verso destra
Y	ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M	momento espresso in kNm
V	taglio espresso in kN
SN	sforzo normale espresso in kN
ux	spostamento direzione X espresso in cm
uy	spostamento direzione Y espresso in cm
σ_t	pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta — Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Spinta sui piedritti

Attiva [combinazione 1]
Attiva [combinazione 2]
Attiva [combinazione 3]
Attiva [combinazione 4]
Attiva [combinazione 5]
Attiva [combinazione 6]
Attiva [combinazione 7]
Attiva [combinazione 8]
Attiva [combinazione 9]
Attiva [combinazione 10]

Attiva	[combinazione 11]
Attiva	[combinazione 12]
Attiva	[combinazione 13]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	44.407062
Longitudine	8.933989
Comune	Genova
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Punti di interpolazione del reticolo	16918 - 16696 - 16695 - 16917

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso industrie molto pericolose	IV - Opere strategiche ed
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g =	1.07 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 3.15$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.57$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g =	0.50 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 1.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.55$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Mononobe-Okabe
Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.334	0.000
2	0.334	0.000
3	0.334	0.361
4	0.334	0.350
5	0.334	0.361
6	0.334	0.350
7	0.334	0.361
8	0.334	0.350
9	0.334	0.361

10	0.334	0.350
11	0.334	0.000
12	0.334	0.000
13	0.334	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	47
Numero elementi piedritto sinistro	36
Numero elementi piedritto destro	36
Numero molle piedritto sinistro	37
Numero molle piedritto destro	37

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 29.0273 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 29.0273 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	6.7500
8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 29.0273 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 2.1439 [kPa]	Pressione inf. 31.1712 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.8847 [kPa] Pressione inf. 0.8847 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.5340 [kPa] Pressione inf. 0.5340 [kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	5.0000

8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 1.5881 [kPa] Pressione inf. 23.9168 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.8847 [kPa] Pressione inf. 0.8847 [kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	5.0000
8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 1.5881 [kPa] Pressione inf. 23.9168 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.5340 [kPa] Pressione inf. 0.5340 [kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0.8847 [kPa]	Pressione inf. 0.8847 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0.5340 [kPa] Pressione inf. 0.5340 [kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	5.0000
8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 1.5881 [kPa] Pressione inf. 23.9168 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 1.0105 [kPa] Pressione inf. 1.0105 [kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	5.0000

8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 1.5881 [kPa] Pressione inf. 23.9168 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0.6100 [kPa] Pressione inf. 0.6100 [kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	5.0000
8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.0000 [kPa] Pressione inf. 22.3287 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 1.5881 [kPa] Pressione inf. 23.9168 [kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	5.0000
8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 1.5881 [kPa]	Pressione inf. 23.9168 [kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12.02	4.80	0.0000
4.80	8.50	5.0000
8.50	18.50	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 22.3287 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 1.5881 [kPa]	Pressione inf. 23.9168 [kPa]

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0.20	-56.09	-41.26	-43.74	-33.00	37.15	51.71
1.26	-20.33	-13.07	-23.59	-14.42	37.47	51.71
2.40	-9.07	-3.97	-1.59	7.83	37.83	51.71
3.50	-27.55	-12.32	18.26	30.32	37.49	51.71
4.60	-69.23	-41.26	33.06	43.98	37.15	51.71

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0.20	-56.09	-41.26	35.89	48.06	33.78	44.62
1.95	-7.23	-4.93	8.70	12.02	16.89	22.31
3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0.20	-69.23	-41.26	-55.56	-35.89	33.78	44.62
1.95	-10.30	-4.93	-15.77	-8.70	16.89	22.31
3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0.20	17	29
1.26	25	36
2.40	27	36
3.50	24	34
4.60	11	26

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.20	20.11	10.05	4.29
1.26	10.05	10.05	6.65
2.40	10.05	10.05	28.50
3.50	10.05	10.05	4.60
4.60	20.11	10.05	4.29

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.20	210.18	0.00	0.00	0.00
1.26	179.00	0.00	0.00	0.00
2.40	179.00	0.00	0.00	0.00
3.50	179.00	0.00	0.00	0.00
4.60	210.18	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.20	10.05	10.05	2.75
1.95	7.70	7.70	12.75
3.70	7.70	7.70	1000.00

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.20	178.54	0.00	0.00	0.00
1.95	175.44	0.00	0.00	0.00
3.70	172.35	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.20	10.05	10.05	2.16
1.95	7.70	7.70	8.72
3.70	7.70	7.70	1000.00

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.20	178.54	0.00	0.00	0.00
1.95	175.44	0.00	0.00	0.00
3.70	172.35	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.20	20.11	10.05	1992	55710	22936
1.26	10.05	10.05	898	26497	10233
2.40	10.05	10.05	385	4660	4927
3.50	10.05	10.05	1237	42888	13577
4.60	20.11	10.05	2423	70185	27707

X	τ_c	A_{sw}
0.20	-107	0.00
1.26	-52	0.00
2.40	14	0.00
3.50	74	0.00
4.60	108	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.20	10.05	10.05	2511	25719	109697

1.95	7.70	7.70	355	4039	10465
3.70	7.70	7.70	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0.20	118	0.00
1.95	29	0.00
3.70	0	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.20	10.05	10.05	3066	31072	137970
1.95	7.70	7.70	521	5615	19362
3.70	7.70	7.70	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0.20	-135	0.00
1.95	-38	0.00
3.70	0	0.00

10 ALLEGATO 2

Paratia micropali

Si riportano nel seguito le analisi e le verifiche della paratia di micropali, sollecitati a monte da un carico uniformemente distribuito di 10.0 kN/m^2 a simulare il transito di carichi di mezzi d'opera.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE
Punti
(-25;0)
(37.2;0)
(37.2;-30)
(-25;-30)
OCR : 1

Tipo : POLYLINE
Punti
(-25;-2.3)
(37.2;-2.3)
(37.2;-30)
(-25;-30)
OCR : 1

Tipo : POLYLINE
Punti
(-25;-6)
(37.2;-6)
(37.2;-30)
(-25;-30)
OCR : 1

Tipo : POLYLINE
Punti
(-25;-7.6)
(37.2;-7.6)
(37.2;-30)
(-25;-30)
OCR : 1

Tipo : POLYLINE
Punti
(-25;-10.6)
(37.2;-10.6)
(37.2;-30)
(-25;-30)
OCR : 1

Tipo : POLYLINE
Punti
(-25;-13.6)
(37.2;-13.6)
(37.2;-30)
(-25;-30)
OCR : 1

Tipo : POLYLINE
Punti
(-25;-16.6)
(37.2;-16.6)
(37.2;-30)
(-25;-30)
OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ø'	øcv	øp	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m³	kN/m³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa			kPa	kN/m³	kN/m³	kN/m³
1	Riporto	19	19	27			0		Constant		40000	64000									
2	Argilla con limo	19.5	19.5	25			30		Constant		50000	80000									
3	Detrito in matrice fine	20	20	35			0		Constant		70000	21555									
4	Cappellaccio 1	25	25	40			140		Constant		500000	500000									
5	Cappellaccio 2	25	25	40			170		Constant		800000	800000									
6	Cappellaccio 3	25	25	40			170		Constant		100000	100000									
7	Substrato	26	26	40			240		Constant		1500000	1500000									

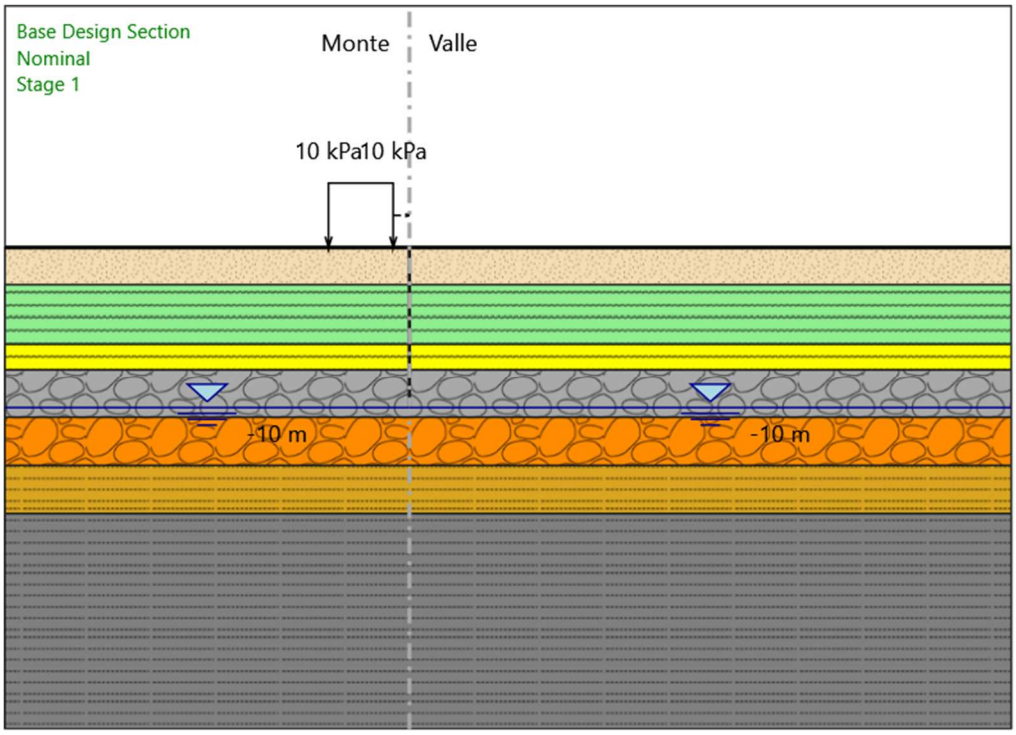
Descrizione Pareti

X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -10 m
Muro di sinistra

Sezione : Micropali
Area equivalente : 0.0193743620859937 m
Inerzia equivalente : 0.0001 m^4/m
Materiale calcestruzzo : C20/25
Tipo sezione : Tangent
Spaziatura : 0.5 m
Diametro : 0.22 m
Efficacia : 1
Materiale acciaio : S355
Sezione : 0.1683x0.01
Tipo sezione : O
Spaziatura : 0.5 m
Spessore : 0.01 m
Diametro : 0.1683 m

Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Micropali

Paratia : WallElement_New

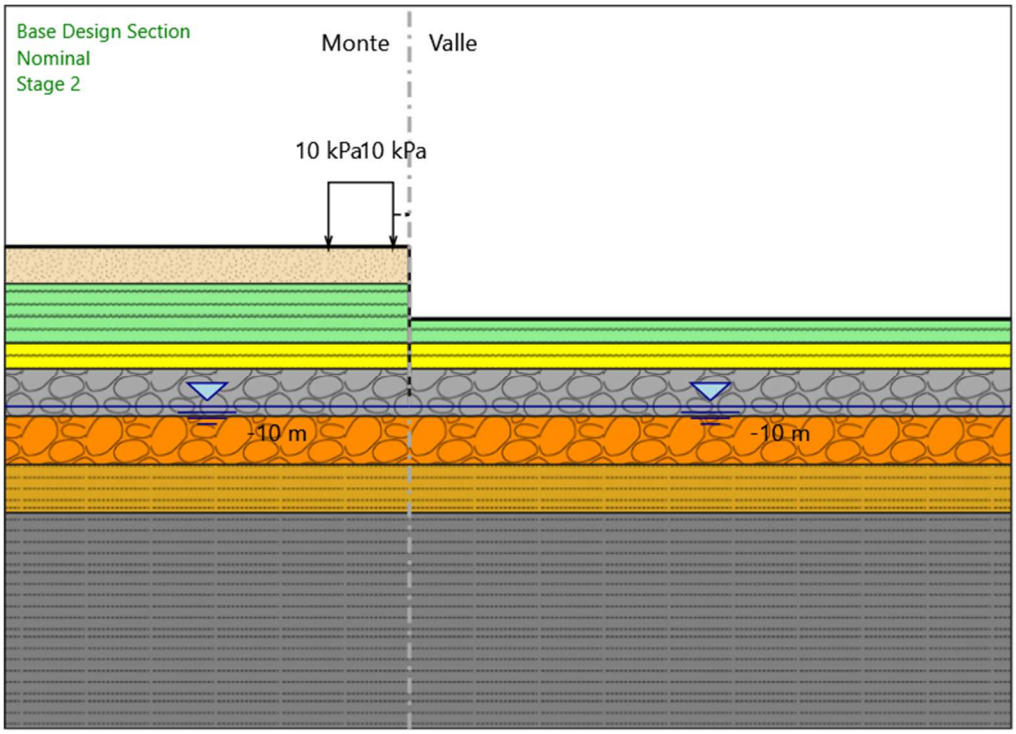
X : 12.2 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : Micropali

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

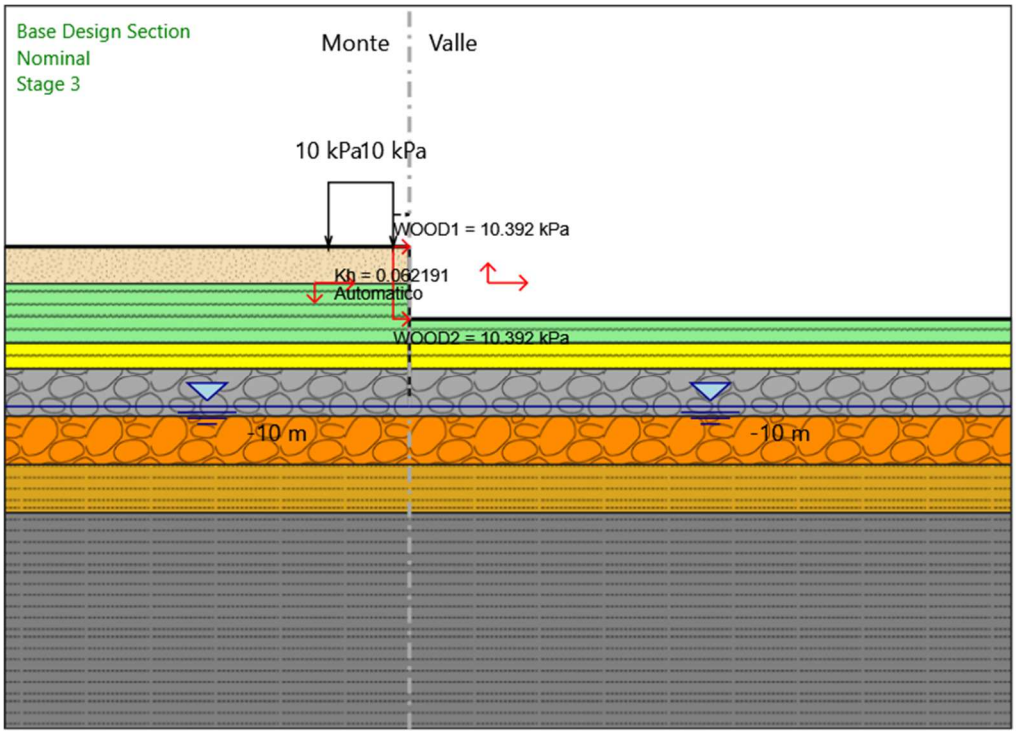
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5 m

X finale : -1 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali
Paratia : WallElement
X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -10 m
Sezione : Micropali
Paratia : WallElement_New
X : 12.2 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -20 m
Sezione : Micropali

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

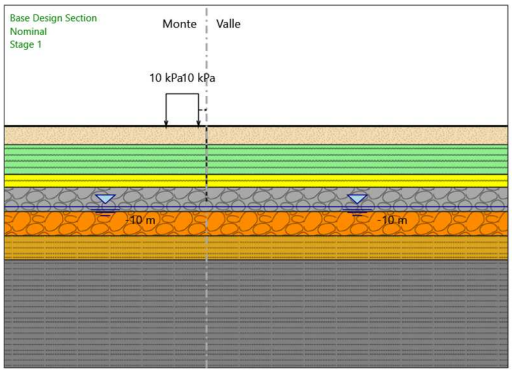
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

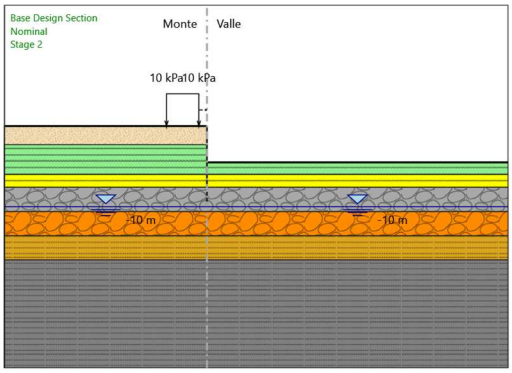
X iniziale : -5 m

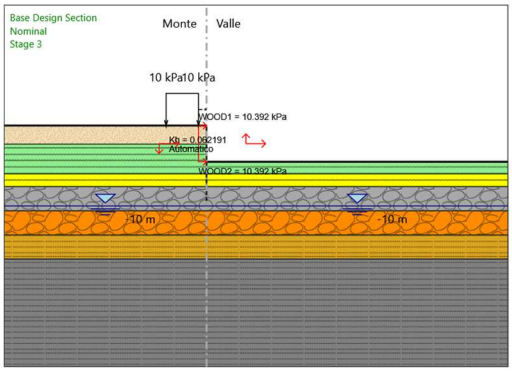
X finale : -1 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali
Paratia : WallElement
X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -10 m
Sezione : Micropali
Paratia : WallElement_New
X : 12.2 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -20 m
Sezione : Micropali

Tabella Configurazione Stage (Nominal)







Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γG	γG	γQ	γQ	γQE	γG	γG	γGdst	γGstb	γQdst	γGdst	γGstb	γQdst
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ø') (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γϕ	γc	γcu	γqu	γγ
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
SISMICA STR	1	1	1	1	1
SISMICA GEO	1.25	1.25	1.4	1	1

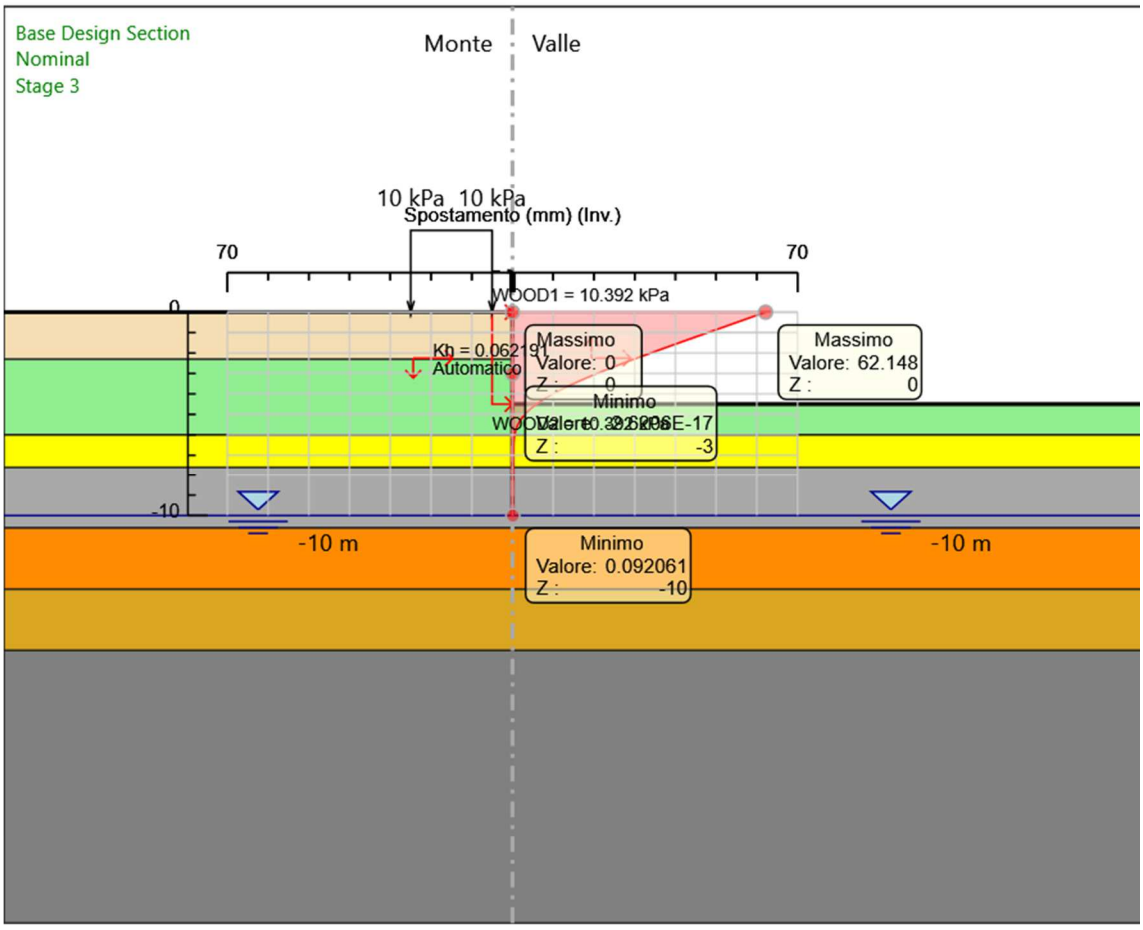
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γRe	γap	γat	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Spostamento Left Wall

Design Assumption: Nominal	Inviluppi: Spostamento	Muro: LEFT
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
0	0	62.148
-0.2	0	59.312
-0.4	0	56.476
-0.6	0	53.639
-0.8	0	50.804
-1	0	47.971
-1.2	0	45.141
-1.4	0	42.319
-1.6	0	39.507
-1.8	0	36.711
-2	0	33.938
-2.2	0	31.197
-2.4	0	28.499
-2.6	0	25.855
-2.8	0	23.279
-3	0	20.783
-3.2	0	18.381
-3.4	0	16.084
-3.6	0	13.906
-3.8	0	11.86
-4	0	9.958
-4.2	0	8.213
-4.4	0	6.638
-4.6	0	5.246
-4.8	0	4.047
-5	0	3.045
-5.2	0	2.233
-5.4	0	1.598
-5.6	0	1.119
-5.8	0	0.773
-6	0	0.535
-6.2	0	0.381
-6.4	0	0.289
-6.6	0	0.239
-6.8	0	0.215
-7	0	0.204
-7.2	0	0.197
-7.4	0	0.189
-7.6	0	0.176
-7.8	0	0.159
-8	0	0.142
-8.2	0	0.127
-8.4	0	0.114
-8.6	0	0.106
-8.8	0	0.1
-9	0	0.096
-9.2	0	0.094
-9.4	0	0.093
-9.6	0	0.092
-9.8	0	0.092
-10	0	0.092

Grafico Inviluppi Spostamento

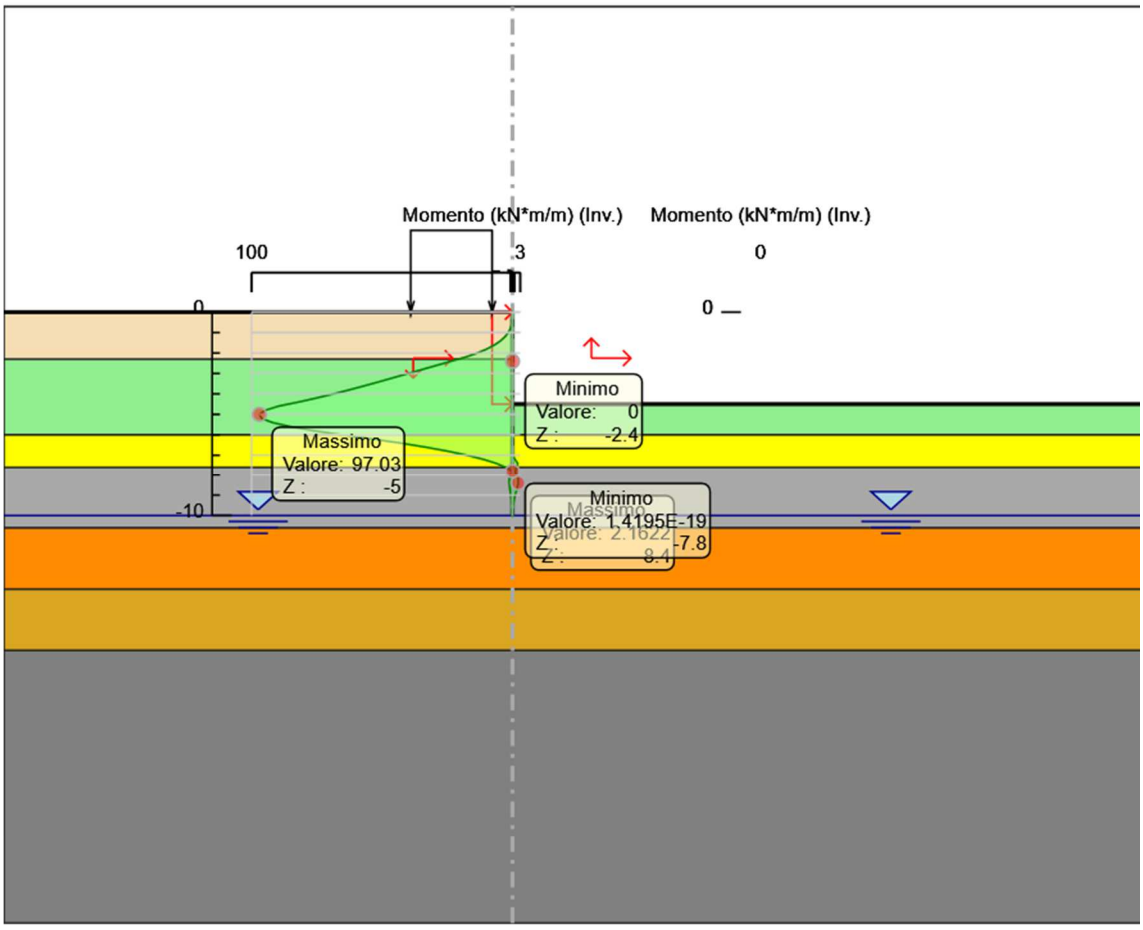


Spostamento

Tabella Inviluppi Momento WallElement

Design Assumption: Nominal	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0.002	0
-0.4	0.085	0
-0.6	0.33	0
-0.8	0.818	0
-1	1.631	0
-1.2	2.855	0
-1.4	4.572	0
-1.6	6.867	0
-1.8	9.829	0
-2	13.544	0
-2.2	18.097	0
-2.4	23.571	0
-2.6	29.049	0
-2.8	34.531	0
-3	40.017	0
-3.2	45.507	0
-3.4	51.03	0
-3.6	56.675	0
-3.8	62.529	0
-4	68.679	0
-4.2	75.211	0
-4.4	82.212	0
-4.6	89.768	0
-4.8	94.8	0
-5	97.03	0
-5.2	96.18	0
-5.4	91.967	0
-5.6	85.082	0
-5.8	76.105	0
-6	65.496	0
-6.2	53.952	0
-6.4	43.243	0
-6.6	33.525	0
-6.8	24.895	0
-7	17.435	0
-7.2	11.206	0.937
-7.4	6.214	2.015
-7.6	2.438	1.728
-7.8	0	1.062
-8	0.832	1.573
-8.2	1.222	2.138
-8.4	1.272	2.162
-8.6	1.126	1.884
-8.8	0.892	1.475
-9	0.64	1.047
-9.2	0.412	0.666
-9.4	0.229	0.366
-9.6	0.1	0.157
-9.8	0.024	0.037
-10	0	0

Grafico Inviluppi Momento



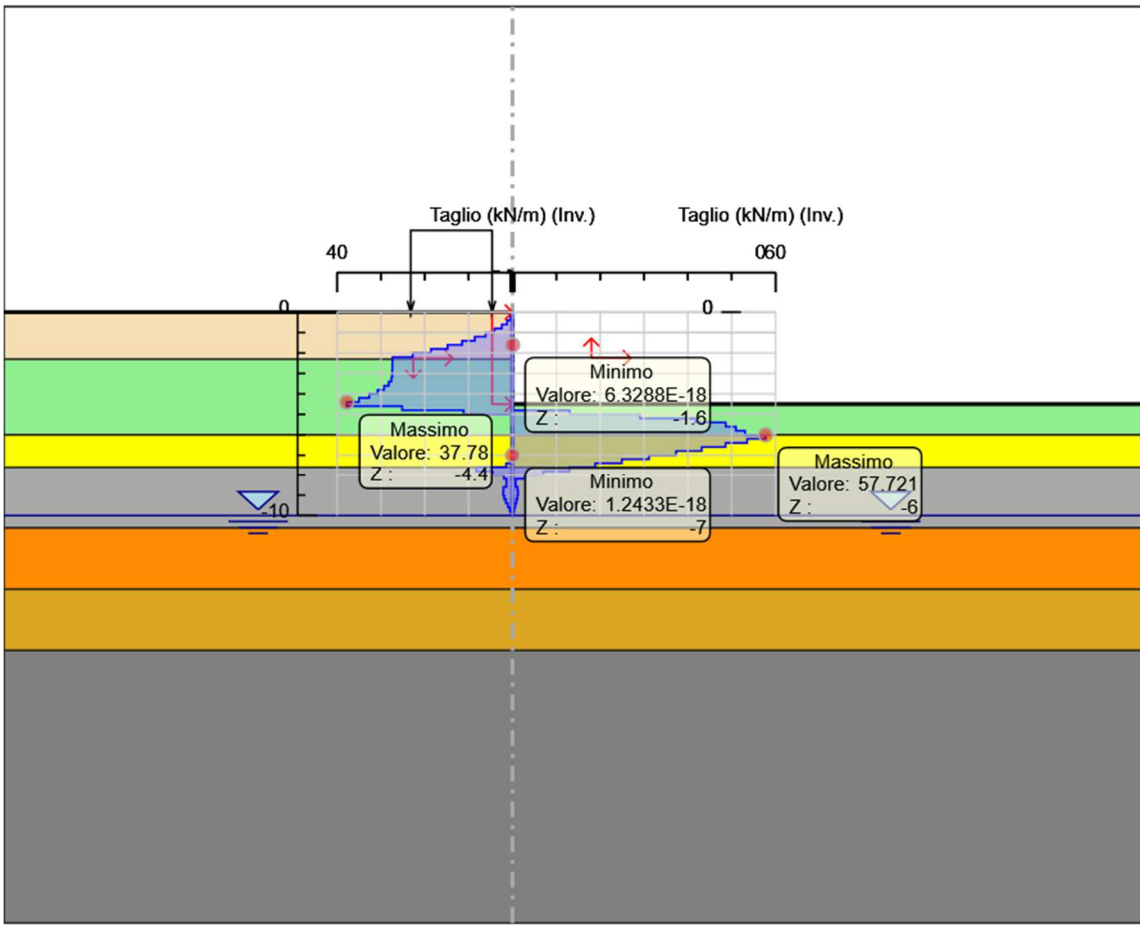
Momento

Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Design Assumption: Nominal	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0.009	0
-0.2	0.418	0
-0.4	1.224	0
-0.6	2.438	0
-0.8	4.068	0
-1	6.118	0
-1.2	8.586	0
-1.4	11.476	0
-1.6	14.809	0
-1.8	18.574	0
-2	22.763	0
-2.2	27.372	0
-2.4	27.391	0
-2.6	27.41	0
-2.8	27.429	0
-3	27.447	0
-3.2	27.616	0
-3.4	28.224	0
-3.6	29.269	0
-3.8	30.751	0
-4	32.662	0
-4.2	35.007	0
-4.4	37.78	0
-4.6	37.78	0
-4.8	25.159	13.061
-5	11.149	29.039
-5.2	0	41.734
-5.4	0	48.627
-5.6	0	50.955
-5.8	0	53.044
-6	0	57.721
-6.2	0	57.721
-6.4	0	53.543
-6.6	0	48.594
-6.8	0	43.15
-7	0	37.297
-7.2	0	31.149
-7.4	1.432	24.957
-7.6	8.228	18.882
-7.8	8.228	13.007
-8	4.573	7.045
-8.2	1.951	2.826
-8.4	1.391	0.727
-8.6	2.047	1.17
-8.8	2.14	1.26
-9	2.14	1.26
-9.2	1.902	1.141
-9.4	1.502	0.914
-9.6	1.047	0.648
-9.8	0.598	0.378
-10	0.185	0.121

Grafico Inviluppi Taglio

Valore:
Z :



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
A2+M2+R1	Stage 1	Left Wall	LEFT	9.34
SISMICA GEO	Stage 3	Left Wall	RIGHT	13.49

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
SISMICA GEO	Stage 3	Left Wall	LEFT	228.05
SISMICA GEO	Stage 1	Left Wall	RIGHT	421.89

Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche	
Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti	
GEO FS	1
ξa3	1.8
γs	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

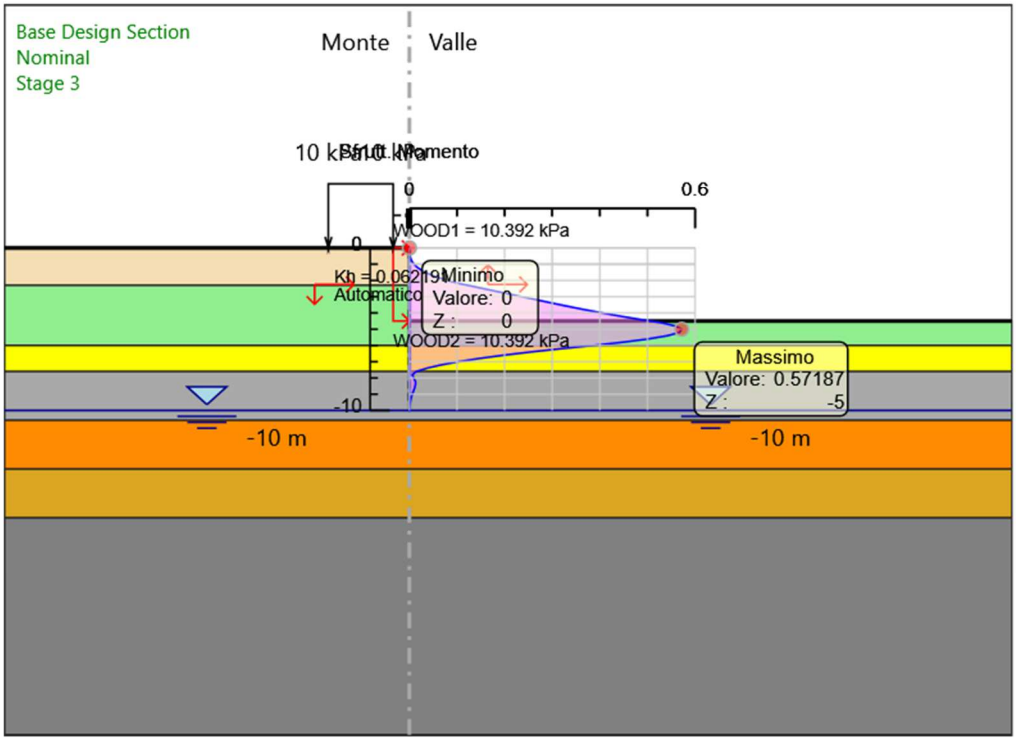
Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3
SLE (Rara)	V	V	V
A1+M1+R1	V	V	V
A2+M2+R1	V	V	V
SISMICA STR	V	V	V
SISMICA GEO	V	V	V

Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0.001
-0.6	0.002
-0.8	0.005
-1	0.01
-1.2	0.017
-1.4	0.027
-1.6	0.04
-1.8	0.058
-2	0.08
-2.2	0.107
-2.4	0.139
-2.6	0.171
-2.8	0.204
-3	0.236
-3.2	0.268
-3.4	0.301
-3.6	0.334
-3.8	0.369
-4	0.405
-4.2	0.443
-4.4	0.485
-4.6	0.529
-4.8	0.559
-5	0.572
-5.2	0.567
-5.4	0.542
-5.6	0.501
-5.8	0.449
-6	0.386
-6.2	0.318
-6.4	0.255
-6.6	0.198
-6.8	0.147
-7	0.103
-7.2	0.066
-7.4	0.037
-7.6	0.014
-7.8	0.006
-8	0.009
-8.2	0.013
-8.4	0.013
-8.6	0.011
-8.8	0.009
-9	0.006
-9.2	0.004
-9.4	0.002
-9.6	0.001
-9.8	0
-10	0

Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

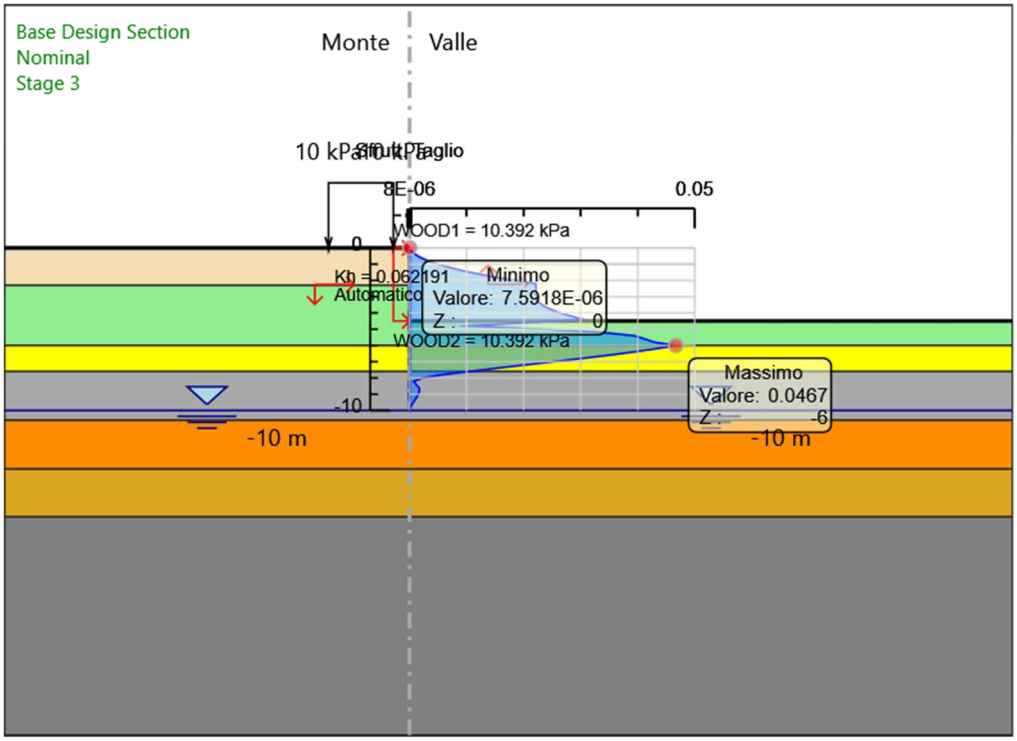


Inviluppi
Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0.001
-0.6	0.002
-0.8	0.003
-1	0.005
-1.2	0.007
-1.4	0.009
-1.6	0.012
-1.8	0.015
-2	0.018
-2.2	0.022
-2.4	0.022
-2.6	0.022
-2.8	0.022
-3	0.022
-3.2	0.022
-3.4	0.023
-3.6	0.024
-3.8	0.025
-4	0.026
-4.2	0.028
-4.4	0.031
-4.6	0.02
-4.8	0.011
-5	0.023
-5.2	0.034
-5.4	0.039
-5.6	0.041
-5.8	0.043
-6	0.047
-6.2	0.043
-6.4	0.039
-6.6	0.035
-6.8	0.03
-7	0.025
-7.2	0.02
-7.4	0.015
-7.6	0.011
-7.8	0.006
-8	0.002
-8.2	0.001
-8.4	0.001
-8.6	0.002
-8.8	0.002
-9	0.002
-9.2	0.001
-9.4	0.001
-9.6	0
-9.8	0
-10	0

Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Inviluppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld