Agenzia Regionale per la Sicurezza Territoriale e la Protezione Civile

SERVIZIO COORDINAMENTO PROGRAMMI SPECIALI E PRESIDI DI COMPETENZA

Ordinanza Commissariale n° 1 del 7 novembre 2018

Codice intervento: 14197

Titolo intervento: Opere di messa in sicurezza del fiume Panaro in tratti saltuari, dall'abitato di Marano sul Panaro al ponte dell'SP16 a Spilamberto, al fine di risolvere criticità strutturali e morfologiche migliorando il sistema difensivo esistente e completare il ripristino delle condizioni di officiosità del sistema di briglie esistenti.

Intervento eseguibile per stralci

COMPLETAMENTO CONDIZIONI DI OFFICIOSITA' DELLA BRIGLIA DI ZENZANO

Importo del finanziamento: € 1.000.000,00

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

04	Relazione di calcolo delle strutture
Scala -	

PROGETTAZIONE:

ING. CATERINA MASOTTO
30027 - San Dona' di Piave (VE)
Via Risorgimento 16/6
Tel. +39.0421.307700

Data	Rev.	Cod. Elab.
Aprile 2020	**0**	18 052 RE 004 E 0

Visto di validazione

(art. 26 co. 8 D.Lgs 50/2016)

Il Responsabile Unico del Procedimento

(Dott.ssa Rita Nicolini)

AGENZIA REGIONALE PER LA SICUREZZA TERRITORIALE E LA PROTEZIONE CIVILE

ORDINANZA COMMISSARIALE N. 1 DEL 07 NOVEMBRE 2018

Codice 14197 – Opere di messa in sicurezza del fiume Panaro in tratti saltuari, dall'abitato di Marano sul Panaro al ponte dell'SP16 a Spilamberto, al fine di risolvere criticità strutturali e morfologiche migliorando il sistema difensivo esistente e completare il ripristino delle condizioni di officiosità del sistema di briglie esistenti.

Intervento eseguibile per stralci

COMPLETAMENTO CONDIZIONI DI OFFICIOSITA' DELLA BRIGLIA DI ZENZANO

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

INDICE

1 PREMESSA 4

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE 5

3 LO STATO ATTUALE DELLA BRIGLIA DI ZENZANO 6

4 LE OPERE DI COMPLETAMENTO DI SECONDO STRALCIO OGGETTO DELA PRESENTE PROGETTAZIONE 9

4.1 GLI INTERVENTI DI COMPLETAMENTO TRA IL PRIMO ED IL SECONDO SALTO DELLA BRIGLIA 9

4.1 GLI INTERVENTI A MONTE DELLA BRIGLIA 13

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 15

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 16

7 CARATTERISTICHE DEL TERRENO 17

7.1 CONDIZIONI DRENATE 18

7.2 CONDIZIONI NON DRENATE 19

8 METODO DI CALCOLO 20

9 ANALISI DEI CARICHI 21

9.1 PESO PROPRIO 21

9.2 SPINTA DEL TERRENO 21

9.3 SPINTA DELL'ACQUA 21

9.4 SISMA 21

10 COMBINAZIONI DI CARICO 25

11 BERLINESE DI MONTE IN PALI Φ800 26

11.1 LUNGHEZZA 14.00 M 27

11.1.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 27

11.1.2 ANALISI CONDIZIONI DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE GHIAIOSO 29

11.1.3 ANALISI CONDIZIONI NON DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE GHIAIOSO 38

11.1.4 ANALISI CONDIZIONI DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO 47

11.1.5 ANALISI CONDIZIONI NON DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO 52

11.2 LUNGHEZZA 10.00 M 61

11.2.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 61

11.2.2 ANALISI CONDIZIONI DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO 61

11.2.3 ANALISI CONDIZIONI NON DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO 62

12 BRIGLIA INTERMEDIA 63

12.1 CONDIZIONE 1 – ONDA DI PIENA – CARATTERE IMPULSIVO 65

12.1.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 65

12.1.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 68

12.2 CONDIZIONE 2 – REGIME ORDINARIO – CARATTERE LENTO 72
12.2.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 72
12.2.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 75
12.3 CONDIZIONE 3 – SISMA – CARATTERE IMPULSIVO 79
12.3.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 79
12.3.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 82
12.4 VERIFICHE 86
13 BRIGLIA DI MONTE – INTERVENTO CENTRO ALVEO 88
13.1 CONDIZIONE DRENATA 88
13.1 CONDIZIONE NON DRENATA 89
14 BRIGLIA DI MONTE – INTERVENTO IN SPONDA SINISTRA 90
14.1 CONDIZIONE 1 – ONDA DI PIENA – CARATTERE IMPULSIVO 92
14.1.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 92
14.1.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 96
14.2 CONDIZIONE 2 – REGIME ORDINARIO – CARATTERE LENTO 100
14.2.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 100
14.2.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 104
14.3 CONDIZIONE 3 – SISMA – CARATTERE IMPULSIVO 108
14.3.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI 108
14.3.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 112
14.4 VERIFICHE 116

1 PREMESSA

Nel corso del 2019 sono state realizzate le "Opere di messa in sicurezza e ripristino delle condizioni di officiosità della briglia di Zenzano sul Fiume Panaro" per l'importo finanziato di 900.000 €.
Tuttavia, al fine di pervenire al completo ripristino dell'opera, si rende necessario un secondo stralcio di interventi di messa in sicurezza della briglia, finanziato per 1.000.000,00 € con Ordinanza commissariale n. 1 del 7 Novembre 2018.

Entrando più nello specifico nelle opere appartenenti al presente stralcio, si tratta di:

- una berlinese in pali di grande diametro (ϕ800) posta a monte dell'intero intervento sul lato destro a protezione dei fenomeni erosivi che il corso d'acqua nel tempo ha dimostrato di poter provocare;
- alcune opere di collegamento e rinforzo alle briglie esistenti, con particolar riferimento a quella intermedia che presenta un visibile stato di dissesto; per questa è stato previsto un collegamento sommitale a quella di monte mediante elementi in calcestruzzo armato (tiranti).

L'intervento è poi completato con la realizzazione di finiture superficiali tra la briglia di monte e quella intermedia che constano di:

- un rivestimento in calcestruzzo a protezione dei tiranti esistenti per un tratto di 22.90 m circa, posto centralmente all'alveo del torrente;
- un getto in calcestruzzo armato superiormente ai tiranti e ad intasamento tra gli stessi per un'ampiezza complessiva di circa 30.00 m posto più decentrato sul lato sinistro del torrente;
- un ulteriore tratto della larghezza di circa 15.00 m addossato alla sponda sinistra in cui ai tiranti di collegamento e rinforzo viene sovrapposto un selciatone in massi cementati.

Infine al piede della briglia di monte per la quasi totalità della larghezza dell'alveo viene prevista una vasca di dissipazione in massi cementati.

La presente relazione illustra pertanto il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche relative alle opere di natura strutturale sopra citate, rimandando per maggiori dettagli agli elaborati grafici appartenenti al progetto.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'intervento di progetto "Opere di messa in sicurezza e ripristino delle condizioni di officiosità della briglia di Zenzano sul Fiume Panaro" rientra tra quelli previsti dal Progetto di Fattibilità per la *"messa in sicurezza di tratte saltuarie del fiume Panaro dalla SP16 fino a monte dell'abitato di Marano sul Panaro al fine di migliorare strutturalmente e funzionalmente il sistema difensivo esistente, proteggendo e riducendo la vulnerabilità di infrastrutture e abitati esistenti"*, di cui alla Ordinanza n. 8/2016.

Il tratto oggetto di progetto di fattibilità ed in particolare l'intervento specifico sulla briglia di Zenzano sono identificati nella seguente immagine.

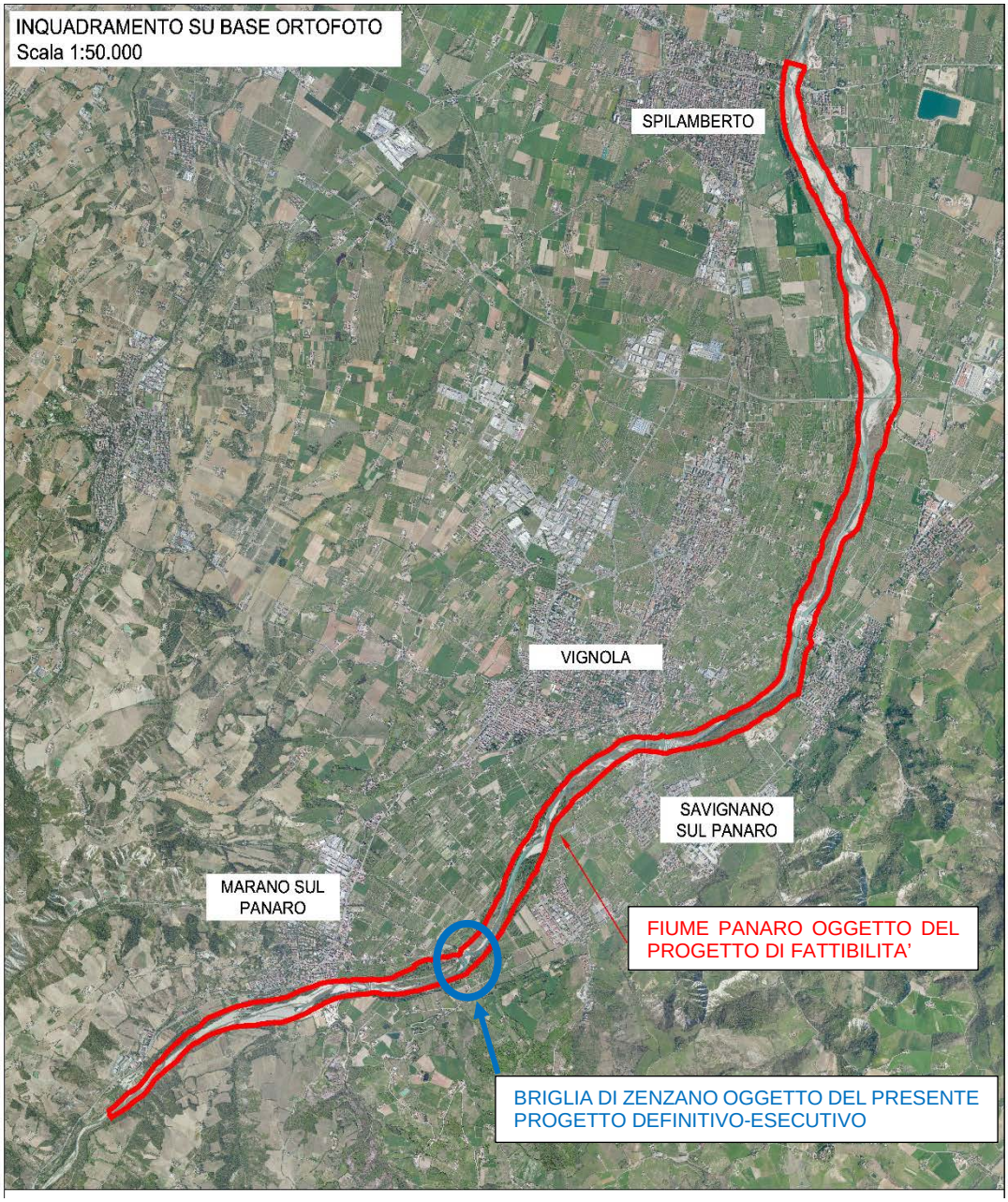


Figura 1: Tratto di fiume Panaro oggetto di intervento.

3 LO STATO ATTUALE DELLA BRIGLIA DI ZENZANO

La briglia di Zenzano sul Fiume Panaro, dal 2017 ad inizio 2020, è stata oggetto di più interventi di ripristino strutturale.

Le maggiori problematiche erano infatti legate a:

- Precarie condizioni di stabilità del salto di valle, con incipiente movimento (rotazione) del muro in calcestruzzzo
- Innesco di fenomeni di sifonamento della briglia in destra orografica, con formazione di uno scavo di circa 10 m di profondità a monte della struttura
- Escavazioni al piede del salto di valle.

Sono pertanto stati eseguiti in passato i seguenti interventi:

- Realizzazione di tiranti di collegamento tra il muro di monte e quello di valle al fine di garantire una stabilità all'intera struttura ed in particolare al salto di valle. I tiranti sono stati realizzati nei settori centrale e destro della briglia, mentre sono attualmente mancanti nel settore sinistro
- Realizzazione parziale di una platea in calcestruzzo tra il salto di valle e quello di monte, a protezione dei tiranti (la platea manca nel settore centrale)
- Realizzazione di un selciato in massi (cementati nel settore destro) racchiuso da taglioni in calcestruzzo a valle del secondo salto al fine di scongiurare i fenomeni erosivi in atto.

La seguente immagine, sviluppata in ambiente BIM, riporta una vista assonometrica degli interventi realizzati nel primo stralcio attuativo.

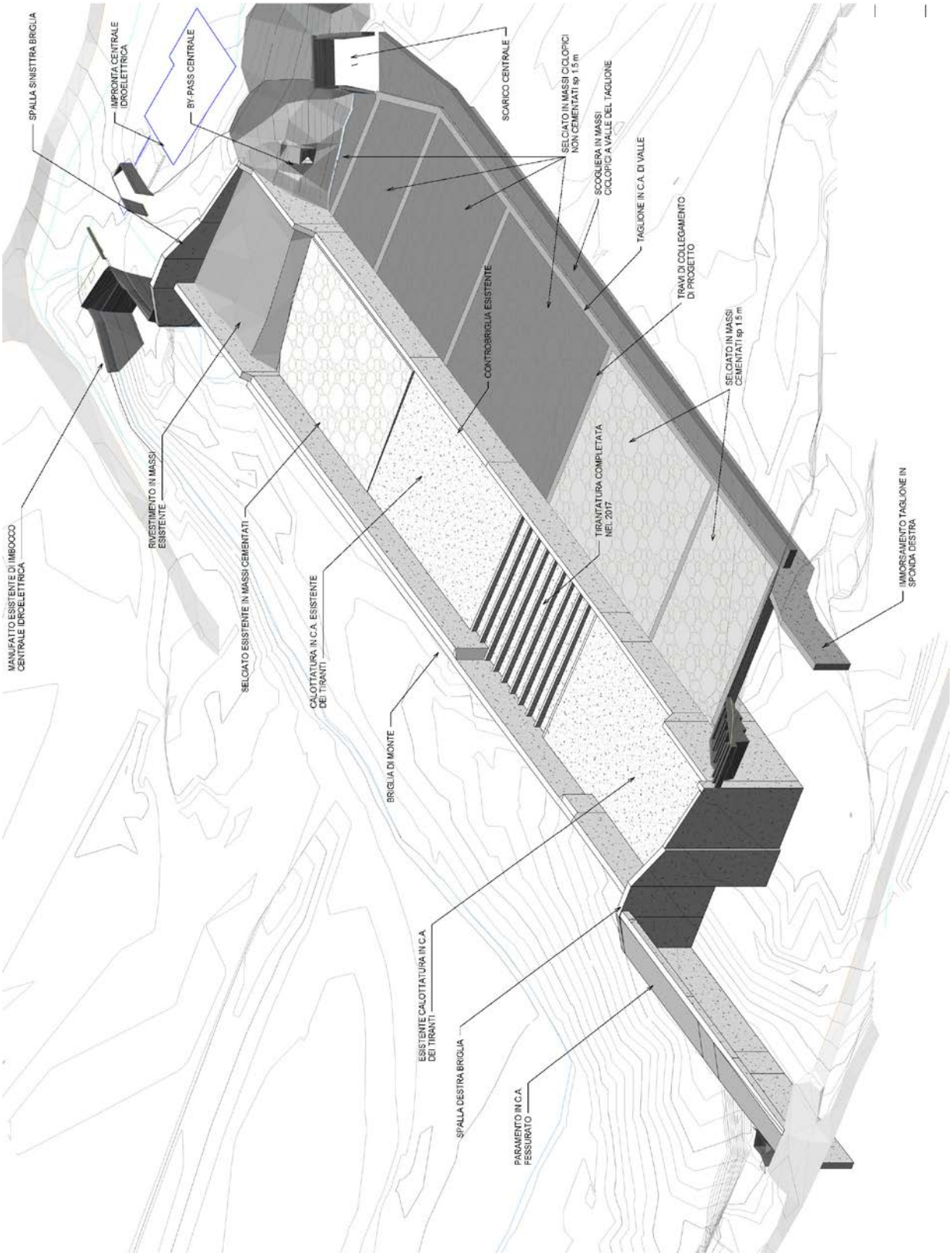


Figura 2: vista assonometrica degli interventi di primo stralcio

Le seguenti foto riportano le opere in fase di realizzazione e lo stato attuale della briglia ad ultimazione del primo stralcio di interventi:

Foto 1 e Foto 2: le opere di primo stralcio in fase di realizzazione (sopra) e a lavori ultimati (sotto)

4 LE OPERE DI COMPLETAMENTO DI SECONDO STRALCIO OGGETTO DELA PRESENTE PROGETTAZIONE

Per la completa risoluzione delle problematiche strutturali della briglia di Zenzano, è necessario procedere con un secondo stralcio di opere, oggetto della presente progettazione, che mireranno a risolvere definitivamente le problematiche già individuate, ma non risolte, nell'ambito della progettazione delle "Opere di messa in sicurezza e ripristino condizioni di officiosita' della briglia di Zenzano sul fiume Panaro Tali opere possono suddividersi in:

- Interventi di completamento tra il primo e secondo salto della briglia esistente
- Interventi a monte della briglia al fine di contrastare i fenomeni di innesco del sifonamento nei pressi della spalla destra dell'opera.

4.1 GLI INTERVENTI DI COMPLETAMENTO TRA IL PRIMO ED IL SECONDO SALTO DELLA BRIGLIA

La briglia esistente è costituita da due salti realizzati con diaframmature in calcestruzzo, a seguito del progetto di fattibilità del 2017, i due setti sono stati collegati, nel settore centro-destro della briglia, mediante dei tiranti in acciaio al fine di garantire la stabilità complessiva dell'opera ed in particolare del salto di valle. Generalmente i tiranti sono stati cementati mediante la realizzazione di una platea in calcestruzzo armato, mentre nel settore centrale, i tiranti sono stati blindati all'interno di travi in c.a. e la platea non è stata completata.

Il progetto prevede pertanto il **completamento della platea in c.a. tra le travi a vista di blindaggio dei tiranti**.

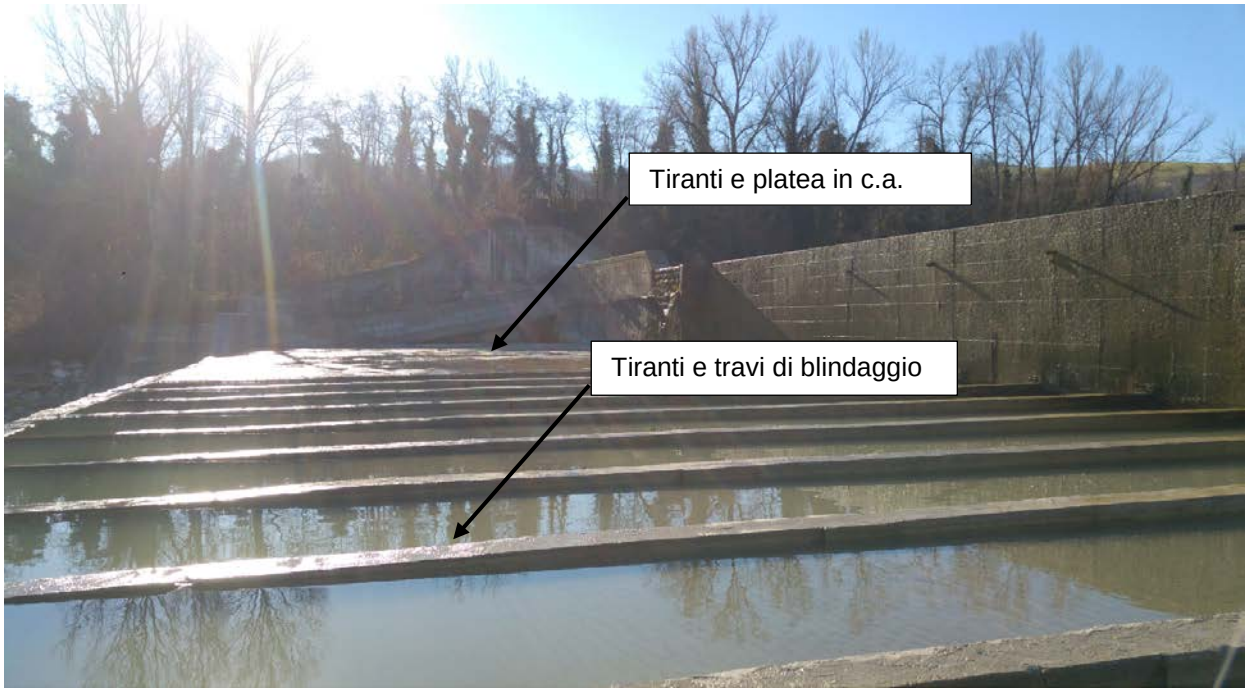


Foto 3: settore centrale e destro della briglia

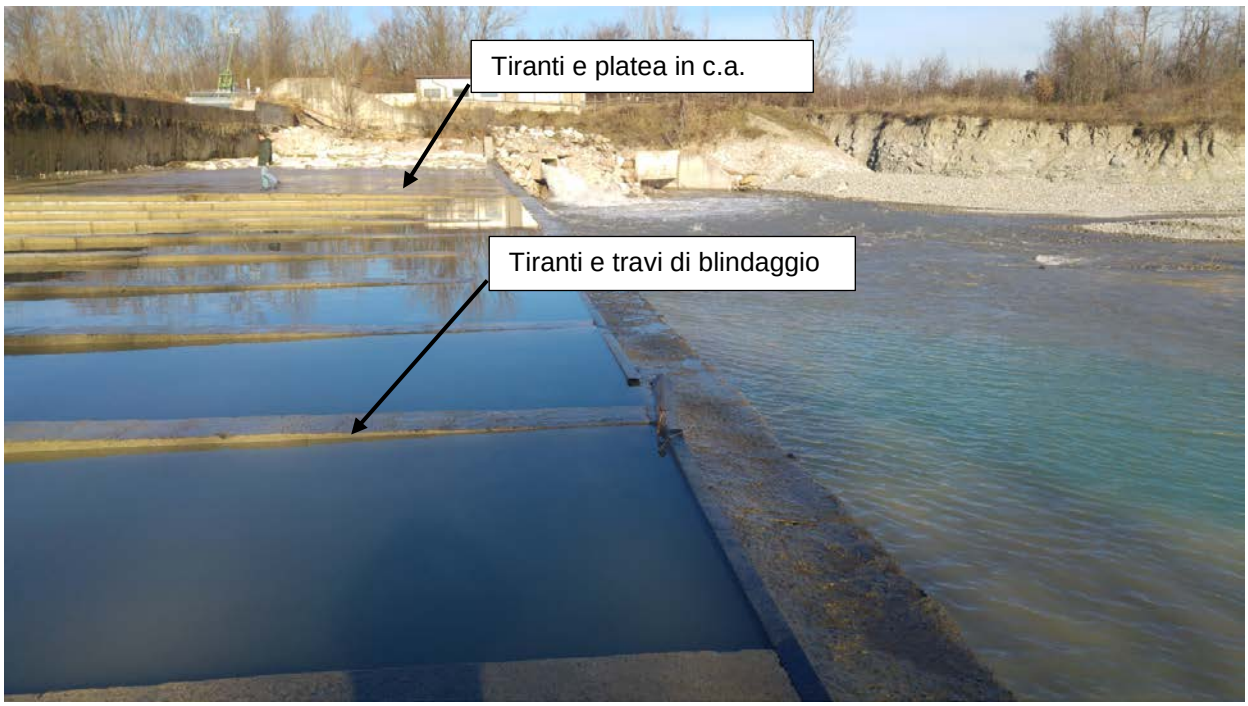


Foto 4: settore centrale e sinistro della briglia

Nel settore sinistro della briglia non sono invece presenti tiranti in calcestruzzo, ma è presente una scogliera cementata posata al di sopra della platea.

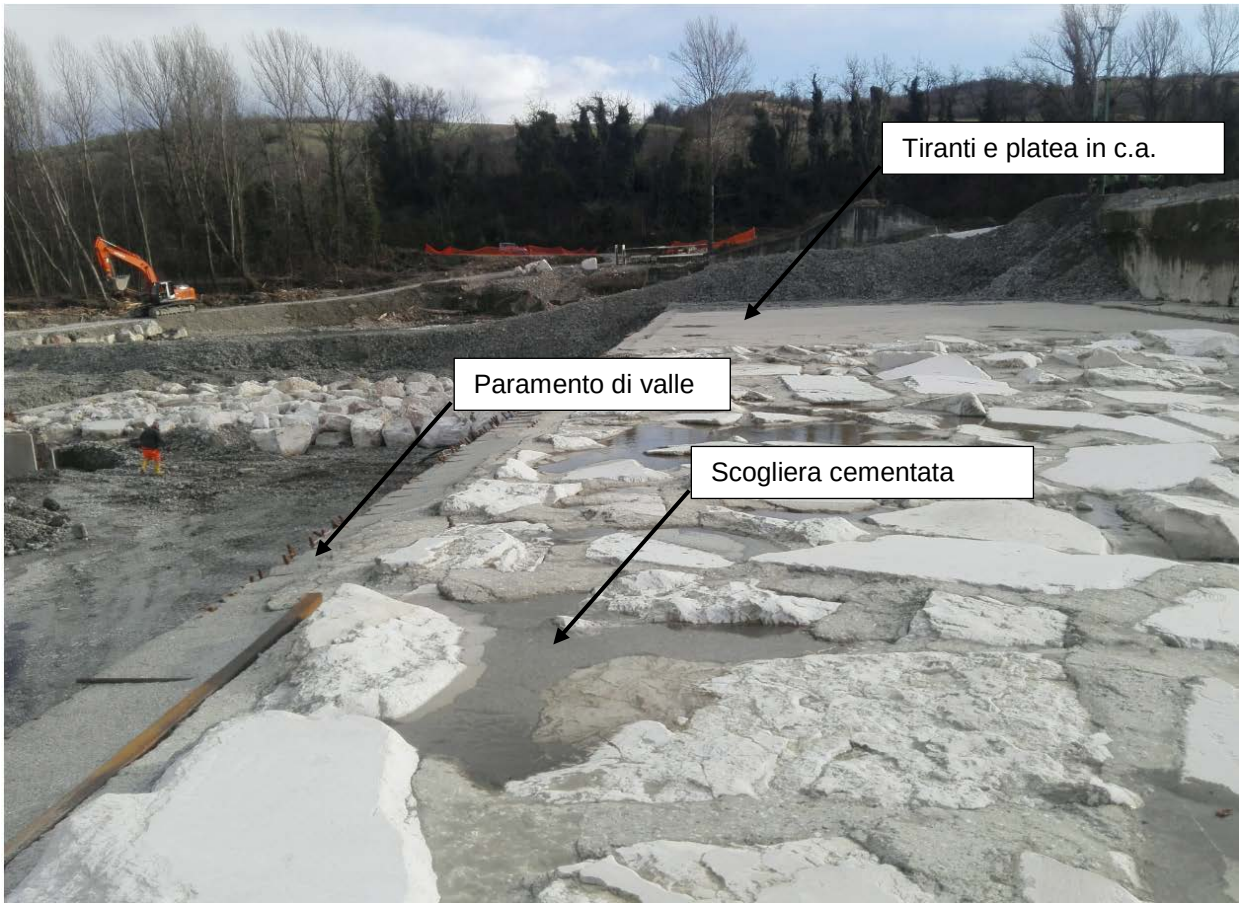


Foto 5: sistemazione del fondo alveo a monte della prima briglia

In questo tratto il paramento di valle presenta evidenti segni di instabilità. Risulta chiara la non verticalità del muro che, sotto la spinta delle terre a monte, tende a ruotare.
Tale situazione che può compromettere la sicurezza statica dell'opera, seppur parzialmente alleviata dalla realizzazione, da poco completata delle travi e della scogliera a valle, deve essere risolta definitivamente provvedendo alla **tirantatura di collegamento tra il paramento di valle e quello di monte dell'esistente briglia**.

Si prevedono pertanto le seguenti operazioni:

- Nel tratto in cui è attualmente presente il selciato in massi a quota del ciglio sfiorante del salto di valle:
    - Rimozione dei massi cementati
    - Realizzazione di 13 tiranti di collegamento tra i due muri mediante barre tipo Gewi diametro 32 mm, ancorate al paramento di monte mediante inghisaggio delle barre stesse per 90-120 cm sulla struttura e con piastre in acciaio 600x600x20 mm ed ancorate nel muro di valle mediante perforazione dello stesso ed aggancio ad una trave di ripartizione con profilo UPN 300
    - Realizzazione di una platea in calcestruzzo armato a protezione dei tiranti, in analogia a quella realizzata negli anni passati
- Nel tratto in cui è attualmente presente la scogliera nel settore sinistro della briglia, esternamente alla gaveta:
    - Rimozione dei massi cementati
    - Realizzazione di 5 tiranti di collegamento tra i due muri mediante barre tipo Gewi diametro 32 mm, ancorate al paramento di monte mediante inghisaggio delle barre stesse per 90-120 cm sulla struttura e con piastre in acciaio 600x600x20 mm ed ancorate nel muro di valle mediante perforazione dello stesso ed aggancio ad una trave di ripartizione con profilo UPN 300
    - Realizzazione di travi di blindaggio in c.a. dei tiranti
    - Rifacimento della scogliera cementata a posa avvenuta dei tiranti.

Infine per evitare il danneggiamento delle platee in calcestruzzo (preesistenti e di progetto) dovuto all'impatto del flusso idrico a valle del primo salto (con messa in luce dei ferri d'armatura, come attualmente evidente), si prevede la realizzazione di una scogliera di dissipazione formata con i massi precedentemente rimossi dal settore sinistro della briglia.

La forma della scogliera sarà tale da creare un cuscino idrico di dissipazione, inoltre la scogliera sarà appoggiata lato valle su un apposito dente in calcestruzzo armato che ne scongiuri lo scivolamento.

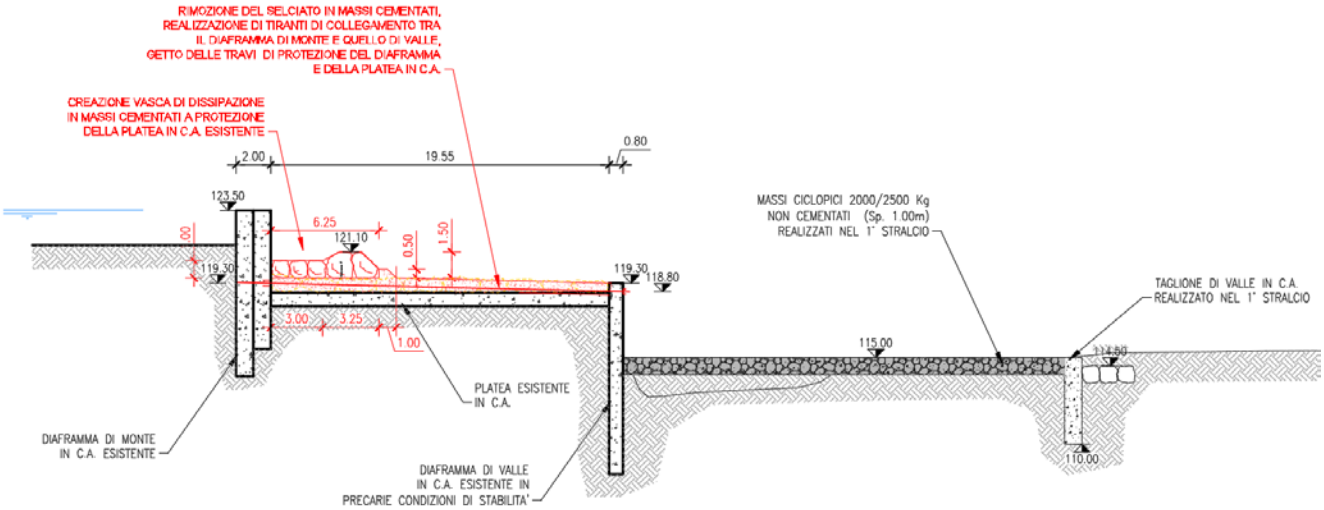


Figura 3: interventi di consolidamento di progetto

4.1 GLI INTERVENTI A MONTE DELLA BRIGLIA

La spalla destra della briglia di Zenzano, come risulta dai rilievi, è interessata da un probabile fenomeno di sifonamento che ha portato ad una profonda escavazione a monte della briglia a cui corrisponde un, seppur più modesto, scavo a valle.
Lo scavo di monte ha provocato l'instabilità del muro in calcestruzzo di monte della spalla destra e di conseguenza la fessurazione del paramento di protezione spondale in c.a..

La realizzazione del selciato in massi cementati a valle, da poco ultimato, ha sicuramente contribuito alla stabilizzazione dell'opera; tuttavia appare necessario intervenire anche dal lato di monte per risolvere definitivamente la problematica emersa.

Si prevede pertanto di:

- Realizzare un nuovo taglione a monte della spalla esistente ed inclinato rispetto ad essa per meglio indirizzare la corrente idrica verso il centro della gaveta della briglia. Tale taglione sarà costituito da pali trivellati affiancati, di diametro 800 mm, realizzati con tubo camicia in acciaio ed intestati nei terreni argillosi non interessati dalle escavazioni. Superiormente ai pali, a partire da quota 120,60 fino a quota 124,60 m slm, verrà realizzato un muro in calcestruzzo armato.
- A tergo del taglione si prevede il riempimento e la formazione di un rilevato con materiale di risulta derivante dai risezionamenti previsti in sponda sinistra.
- Il nuovo rilevato retrostante il taglione sarà protetto dalle fluenze del corso d'acqua mediante la realizzazione di una scogliera spondale in massi cementati.

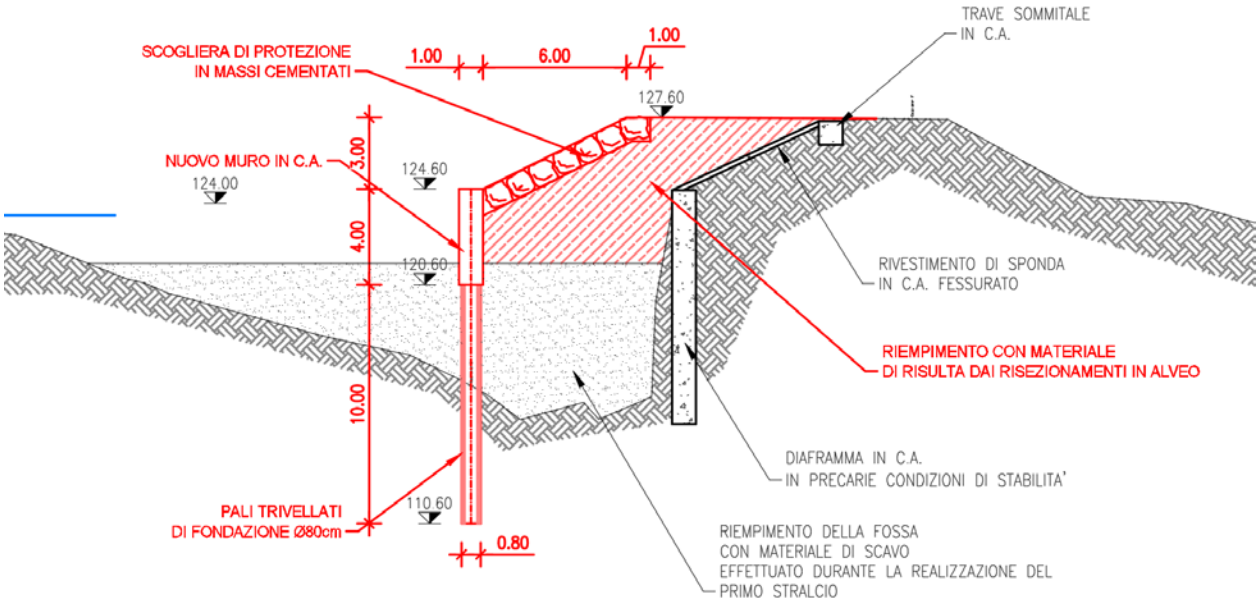


Figura 4: le sistemazioni previste a monte della briglia lungo la spalla destra

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco dei riferimenti normativi adottati per la progettazione strutturale:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>>
- Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> di cui al DM 17.01.2018

Per quanto non diversamente specificato dai sopra citati riferimenti, verranno considerate le indicazioni fornite dai seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali elaborati dal CEN nella loro forma internazionale EN e relativi DAN
- Norme UNI EN armonizzate
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali previsti per la realizzazione delle opere in progetto sono indicati nel seguito:

Calcestruzzi in opera
Classe di esposizione XC4
Classe di resistenza C32/40
Massimo rapporto a/c 0.50
Minimo contenuto di cemento 340 kg/m^3

Acciaio d'armatura ordinario
B450C (caratteristiche meccaniche minime come da DM 17.01.2018)

Barre Gewi per tiranti di collegamento briglie
B500B
$f_{0,2k}$ = 500 kg/cm^2
f_{tk} = 5500 kg/cm^2

Nello sviluppo del progetto è stata posta grande valenza al fenomeno dell'abrasione dei getti per effetto dell'acqua e del suo trasporto solido. Proprio per questo motivo come ulteriore misura cautelativa il valore del copriferro è stato assunto pari a 5.0 cm.

Altre specifiche più operative relativamente al confezionamento e posa dei materiali sono contenute all'interno degli elaborati grafici progettuali.

7 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Le caratteristiche del terreno sono state desunte dagli elaborati tecnici specifici prodotti per l'intervento, che descrivono la campagna di indagini condotte, i risultati di laboratorio e i parametri validi ai fini progettuali.

Più precisamente le indagini in campo sono state condotte dalla ditta SUBSOIL srl di Montecchio Emilia (RE) e consistono in;

- n°3 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT in foro e prelievo di campioni per analisi ambientale; la profondità investigata è di 15m per 2fori e di 5m per il terzo;
- n°1 stendimento sismico tipo MASW;
- n°2 stendimenti di geoelettrica;
- n°1 HVSR;
- n°1 prova penetrometrica statica CPT.

Inoltre per quanto concerne le prove di laboratorio dalla ditta C.G.G. srl di Piacenza sono state sviluppate le seguenti prove:

- misura proprietà fisiche di base;
- limiti di Atterberg;
- granulometria e sedimentazione;
- taglio diretto;
- prova edometrica.

L'insieme dei risultati condotti in campo e in laboratorio ha permesso di evidenziare in alveo un primo strato di potenza pari a 1.00 m circa di terreno granulare derivante dalla sedimentazione del trasporto solido e immediatamente al di sotto un terreno fortemente coesivo di spessore tale da interessare certamente per intero le opere in oggetto.

Alla luce di quanto emerso dalle indagini geologiche, nonché dalle configurazioni degli interventi, si possono complessivamente sistetizzare tre tipologie di materiali che interesseranno i manufatti:

- un strato più profondo di tipo coesivo; in linea generale tale strato è quello inferiore dove vengono intestati i pali e quello di fondo alveo al di sotto del materiale di riporto incoerente dovuto al trasporto fluviale o alle risistemazioni di fondo con massi ciclopici;
- uno strato più superficiale determinato da materiale incoerente naturale di trasporto; è principalmente quello impiegato per la realizzazione dei riempimenti prospicienti la berlinese, sia a monte che a valle della stessa, ma anche i riempimenti naturali che si andranno a realizzare nel tempo a seguito dei lavori di rimodellamento del fondo alveo;
- uno strato superficiale di natura artificiale realizzato da materiale incoerente; è principalmente quello impiegato per la realizzazione del fondo alveo tra le briglie mediante massi ciclopici cementati o non cementati.

In virtù di quanto sopra detto si riportano nel seguito i parametri geotecnici caratteristici per i due strati precedentemente menzionati.

7.1 CONDIZIONI DRENATE

Materiale coesivo naturale

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 18°
coesione: 8.00 t/m^2

Materiale incoerente naturale (ghiaia da trasporto solido)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 40°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 45°
coesione: 0.00 t/m^2

7.2 CONDIZIONI NON DRENATE

Materiale coesivo naturale

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 0°
coesione: 23.50 t/m^2

Materiale incoerente naturale (ghiaia da trasporto solido)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 40°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 45°
coesione: 0.00 t/m^2

Tali parametri andranno corretti per ottenere i valori di progetto in funzione della verifica da condurre mediante i coefficienti γ_M menzionati in normativa e nel seguito ripresi:

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

Figura 5: DM 17.01.2018 – Tab. 6.2.II Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

8 METODO DI CALCOLO

Nella stesura dei calcoli ci si è attenuti alle norme vigenti per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato; il metodo di verifica adottato è quello agli stati limite.
La presente relazione di calcolo illustra il progetto nei suoi principi generali; essa comprende solo degli spunti dei calcoli strutturali atti al dimensionamento di carpenterie ed armature: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto mediante il metodo classico della scienza delle costruzioni considerando il comportamento elastico dei materiali (incluso il terreno), avvalendosi di codici di calcolo di sicura e comprovata validità, impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo;
- utilizzo delle versioni più aggiornate;
- pratica d'uso frequente in ufficio.

Il software impiegato per il calcolo strutturale è il SAP2000 Plus 64-bit Version 20.1.0 Build 1415, di Computers and Structures, Inc (website: www.csiamerica.com), regolarmente licenziato. Per le verifiche di sezione è stato impiegato un software sviluppato internamente o in alternativa il VcaSlu redatto dal Prof. Piero Gelfi.

9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 PESO PROPRIO

Il contributo del peso proprio è stato valutato con riferimento alle dimensioni nominali dei manufatti in studio e ad un peso unitario del calcestruzzo pari a 2.50 t/m^3. Nel software il peso proprio strutturale viene calcolate in automatico sulla base delle geometrie definite per il modello.

9.2 SPINTA DEL TERRENO

I valori di spinta considerati per le differenti tipologie di intervento e situazioni di carico verranno dettagliati di volta in volta negli specifici paragrafi.

9.3 SPINTA DELL'ACQUA

La spinta dell'acqua è stata valutata con riferimento ad un peso unitario pari a 1.00 t/m^3. La quota idraulica verrà definita di volta in volta in modo da dar luogo alle combinazioni più gravose per gli elementi strutturali oggetto d'indagine, anche considerando la ragionevole non contemporaneità degli eventi eccezionali.

9.4 SISMA

Per la determinazione dei parametri sismici dell'area sono stati impiegati i seguenti dati progettuali:

Ubicazione: Comune di Marano sul Panaro

Lat: 44.456006

Long: 10.986768

Vita nominale dell'opera: V_N = 100 anni

Classe d'uso dell'opera: IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Coefficiente d'uso dell'opera: C_u = 2.0

Categoria del sottosuolo: B (terreni a grana fina molto consistenti)

Categoria topografica: T1 (pendenze inferiori ai 15°)

Alla luce delle assunzioni progettuali sopra riportate i parametri sismici caratterizzanti lo spettro di riposta elastico allo SLV risultano i seguenti:

a_g = 0.244 g

F_o = 2.480

T_C* = 0.310 s

S_S = 1.157

C_C = 1.391

S_T = 1.00

S = 1.157

T_B = 0.144 s

T_C = 0.431 s

T_D = 2.578 s

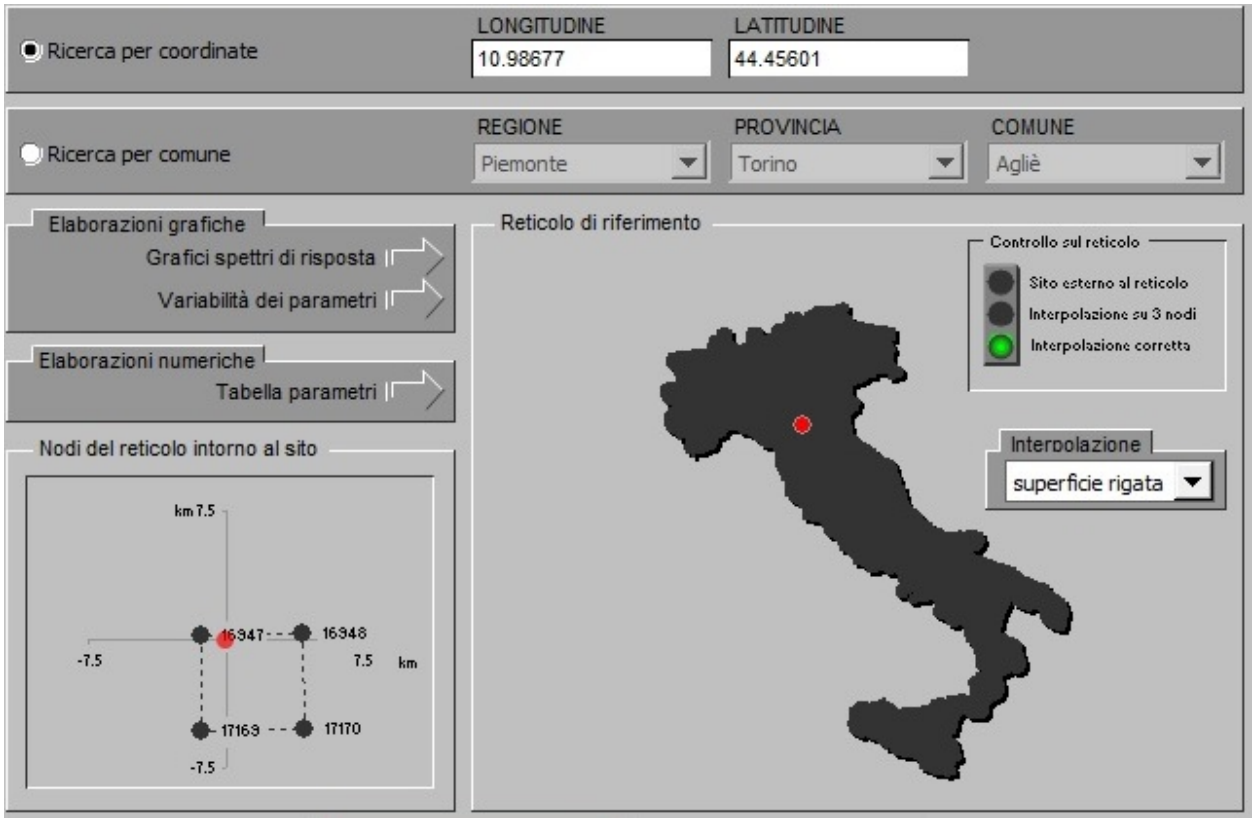


Figura 6: Parametrizzazione sismica del luogo - Ubicazione dell'opera all'interno del reticolo sismico elaborato dall'INGV

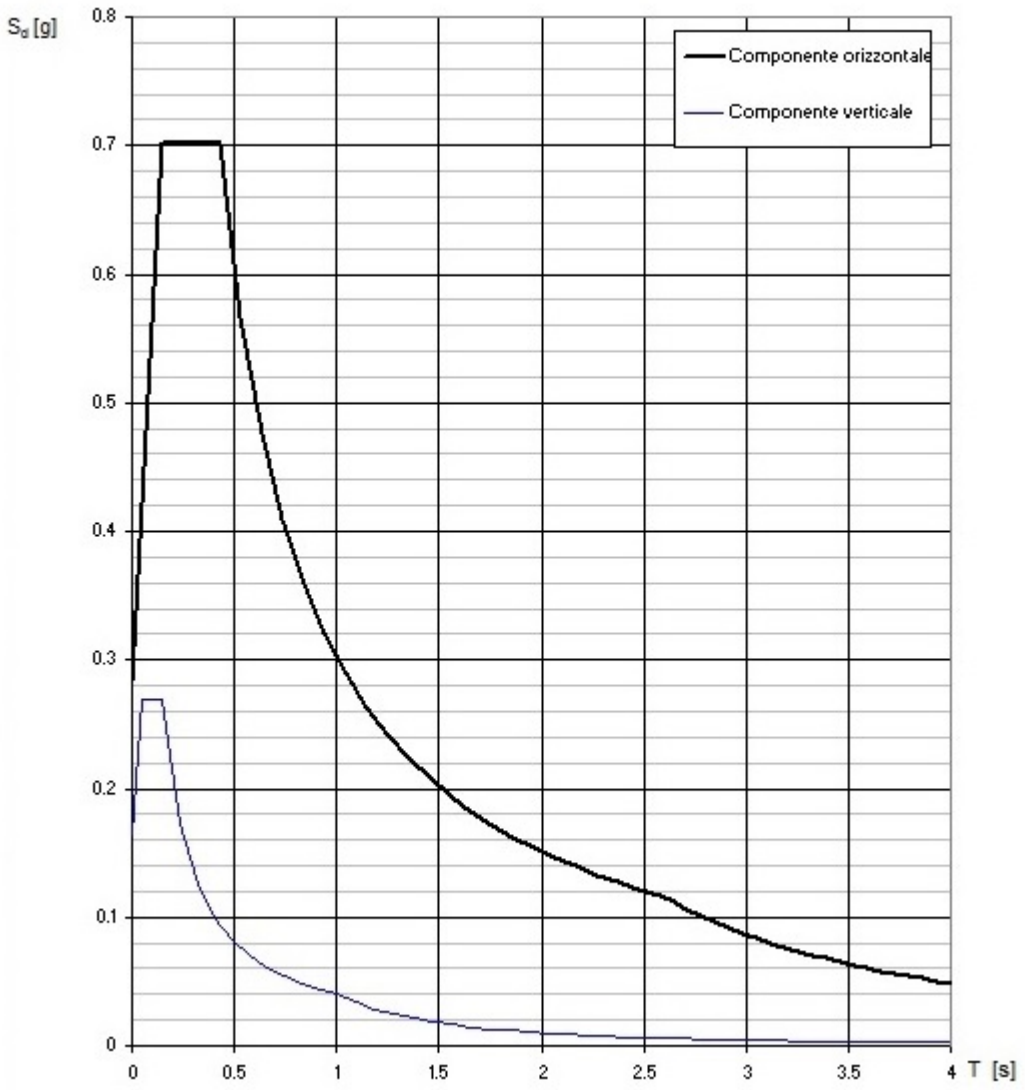


Figura 7: Parametrizzazione sismica del luogo – Spettro di risposta elastico orizzontale e verticale allo SLV

I contributi del sisma (per metro di parete) sulle spinte in linea generale possono essere di tre tipi:

Incremento di spinta delle terre: tale contributo è valutato mediante l'espressione

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

valida per incrementi concomitanti ad una condizione di spinta attiva, oppure

$\Delta F = \alpha * S * \gamma * H^2$ (applicato a metà dell'altezza H del muro)

valida per incrementi concomitanti ad una condizione di spinta a riposo.

Incremento di spinta idrodinamica (solo per terreni granulari in cui il terreno e l'acqua sono considerati due mezzi separati in fase sismica): tale contributo è valutato mediante l'espressione

$\Delta F = (7/12) * K_h * \gamma_w * H^2$

e tale risultante è usualmente applicato a 0.40*H rispetto al fondo della corrente. Nel seguito per ragioni di semplicità nei calcoli tale forza verrà tradotta in un carico uniformemente distribuito pari a:

$q = \Delta F/H = 0.583 * K_h * \gamma_w * H$

Questa scelta, comportando un modesto incremento del braccio della forza interna, condurrà a sollecitazioni di poco superiori a quanto indicato da normativa.

Azione sismica sulle masse in gioco (nello specifico solamente le masse dovute al peso proprio strutturale): tale contributo è valutato mediante l'espressione

$\Delta F = K_h * W$

e tale risultante è applicata alla quota dei baricentri delle singole masse

Nelle espressioni sopra riportate

$\alpha = 0.244$

$S = 1.157$

γ = peso del terreno (da valutare caso per caso)

γ_w = peso dell'acqua

$K_h = 0.380 * 0.244 * 1.157 = 0.107$

10 COMBINAZIONI DI CARICO

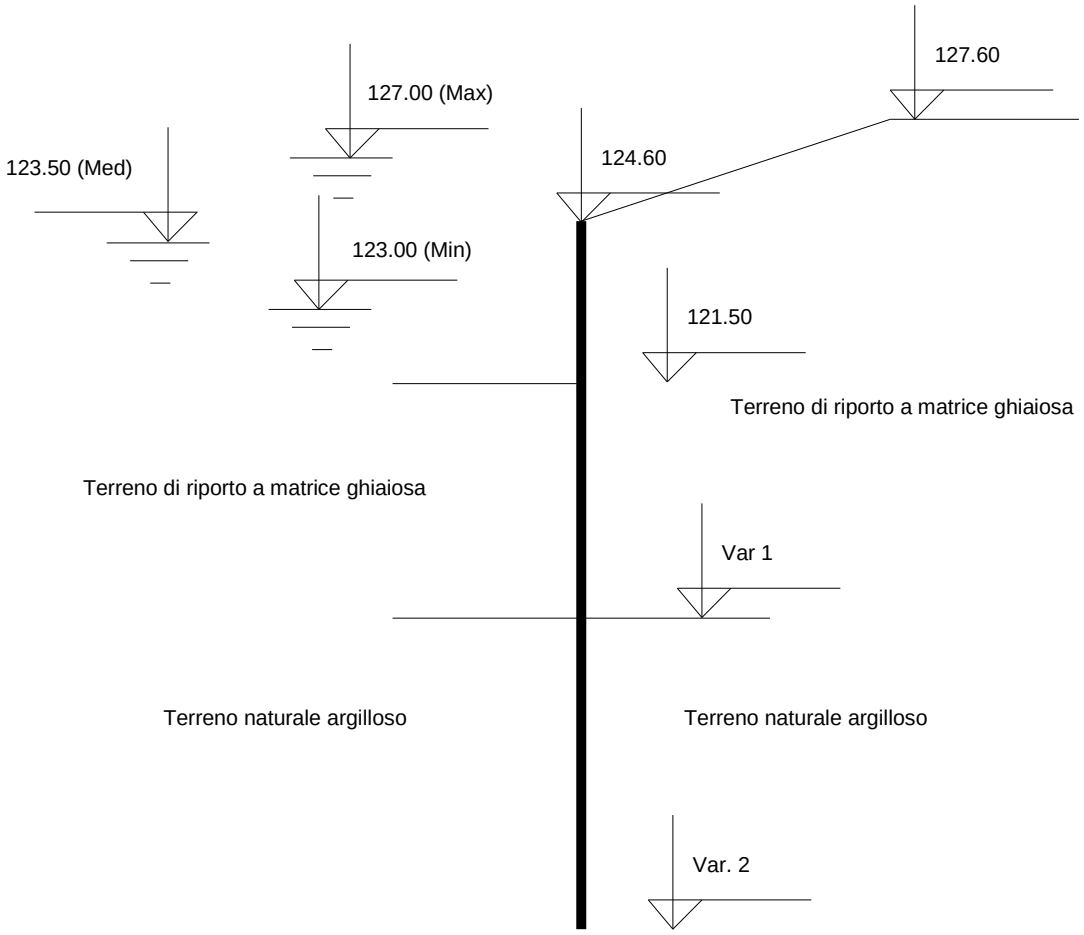
Le combinazioni di carico sono quelle previste da normativa in funzione delle verifiche allo SLU e allo SLE da sviluppare.

Nello specifico la struttura in studio essendo assimilabile a quella di un muro di sostegno, le combinazioni allo SLU saranno quelle statiche di tab. 6.2.I e quelle sismiche riportate al par 2.5.3. del DM 17.01.2018.

Per le verifiche strutturali allo SLE verranno adottate le combinazioni contenute nel par.2.5.3. con riferimento alla tab. 2.5.I del DM 17.01.2018.

11 BERLINESE DI MONTE IN PALI Φ800

Come già descritto nei paragrafi precedenti, si tratta di un'opera di protezione spondale realizzata sul lato destro a monte dell'intero intervento lì dove nel tempo il corso d'acqua ha manifestato una propensione all'escavazione. L'opera verrà realizzata dopo aver riempito il volume di materiale asportato nel tempo dalla corrente con materiale proveneinte dal risezionamento dell'alveo a natura prevalentemente ghiaiosa.
L'opera nel suo sviluppo principale sarà realizzata con pali ϕ800 della lunghezza di 10.00 m al di sopra dei quali verrà costruito in continuità di armature un muro altro m dello spessore di 1.00 m. Lateralmente in prossimità della sponda i pali verranno ridotti di lunghezza e posti a 6.00 m e poi a 4.00 nell'ultimo tratto dove l'opera si intesta all'interno della sponda destra del torrente.
La geometria di studio dell'opera è la seguente:



Le due quote Var 1 e Var 2 saranno differenti a seconda delle sezioni indagate e verranno precisate di volta in volta. Rappresentano Var 1 la linea di separazione tra terreno di riporto e terreno naturale, Var 2 la quota di base dei pali.

11.1 LUNGHEZZA 14.00 M

11.1.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

È la zona di maggior riporto di terreno dove la berlinese complessivamente risulta alta 14.00 m, di cui 10.00 di palo e altri 4.00 del muro soprastante. La quota Var 2 risulta:

Var 2: 110.60 m

mentre la quota Var 1

Var 1: 114.35 m nella zona con terreno prevalentemente ghiaioso

Var 1: 118.35 m nella zona con terreno prevalentemente argilloso

Le caratteristiche dei terreni per le due tipologie, affetti dai coefficienti riduttivi (M2) previsti da normativa risultano:

<u>In condizioni drenate:</u>

Materiale incoerente naturale superiore (materiale di riporto a matrice ghiaiosa)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3

peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3

angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 34°

coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3

peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3

angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 14.5°

coesione: 6.40 t/m^2

In condizioni non drenate:

Materiale incoerente naturale superiore (materiale di riporto a matrice ghiaiosa)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 34°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 0°
coesione: 16.80 t/m^2

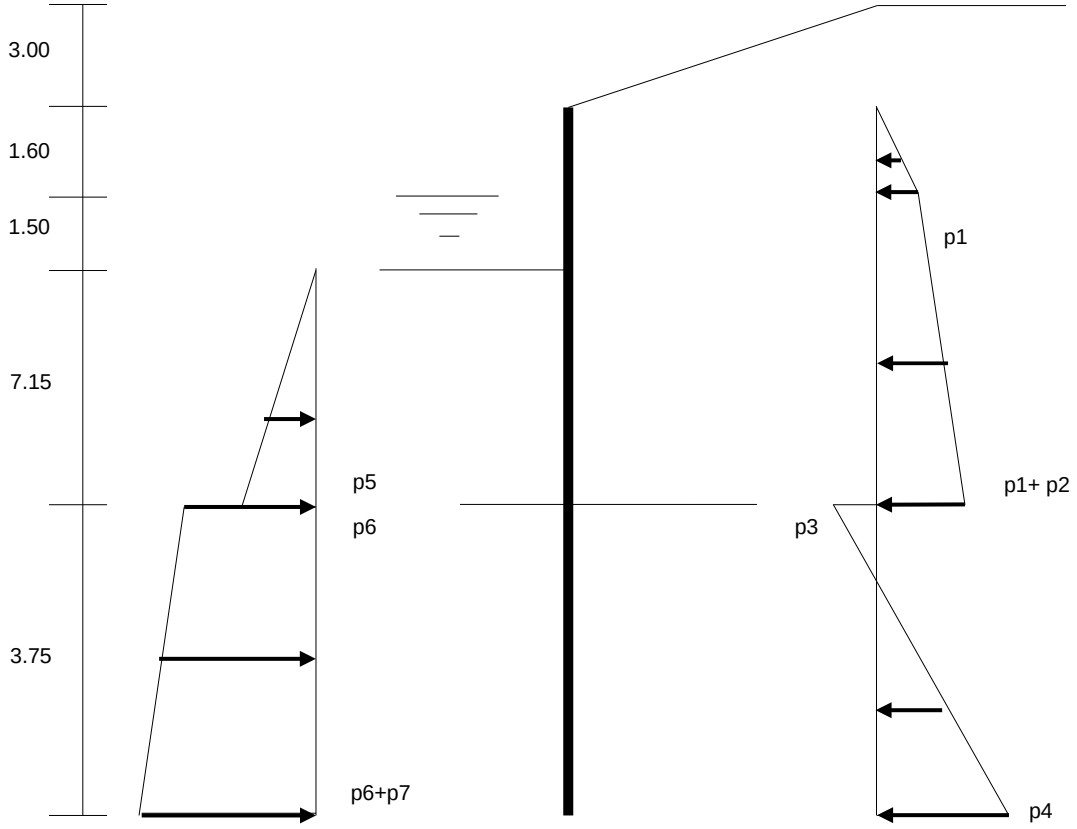
Considerando che

- l'acqua è presente su ambo i lati della berlinese e pertanto si compensa in termini di spinta tra monte e valle;
- in qualunque configurazione risulta sempre superiore alla minima quota di terreno di valle (121.50 m) e pertanto la spinta stabilizzante risulterà sempre e comunque quella ridotta propria di un terreno immerso;
- assumere un livello di falda alto significa considerare a monte della berlinese una spinta del terreno instabilizzate propria di un terreno immerso e pertanto ridotta;

si conclude che il livello di falda che verrà considerato sarà sempre quello minore pari a 123.00 m.

11.1.2 ANALISI CONDIZIONI DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE GHIAIOSO

Sono le condizioni di servizio della berlinese. Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottati.



I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente naturale superiore (materiale di riporto a matrice ghiaiosa)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.416$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 26.5°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.537$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.600$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.668$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Per questa geometria e condizione di carico, le massime sollecitazioni e le lunghezze minime di infissione si ottengono all'interno del manto superiore di natura incoerente. Si riportano le sollecitazioni per una generica quota X misurata a partire dalla quota del terreno di valle con $0.00 \leq X \leq 7.50$ m.

$p_1 = k*\gamma*h = 0.416*2.20*1.60 = 1.464$

$F_1 = p_1*b*h/2 = 1.464*1.00*1.60/2 = 1.171$

$M_1 = F_1*d = 1.171*(X – 1.50 + 1.60/3) = 1.171*(X + 2.033)$

$p_1 = k*\gamma*h = 0.416*2.20*1.60 = 1.464$

$F_1 = p_1*b*h = 1.464*(X + 1.50)$

$M_1 = F_1*d = 1.464*(X + 1.50)*(X + 1.50)/2 = 0.732*(X + 1.50)^2$

$p_2 = k*\gamma*h = 0.416*1.20*(X + 1.50) = 0.499*(X + 1.50)$

$F_2 = p_2*b*h/2 = 0.499*(X + 1.50)*1.00*(X + 1.50)/2 = 0.250*(X + 1.50)^2$

$M_2 = F_2*d = 0.250*(X + 1.50)^2*(X + 1.50)/3 = 0.083*(X + 1.50)^3$

$p_5 = k*\gamma*h = 3.537*1.20*X = 4.244*X$

$F_5 = p_2*b*h/2 = 4.244*X*1.00*X/2 = 2.122*X^2$

$M_5 = F_2*d = 2.122*X^2*X/3 = 0.707*X^3$

Il momento massimo (per metro di parete) si ottiene per $\Sigma T_i = 0$ e vale

$x = 2.16$ m $\qquad M_{max} = 11.66$ tm

La lunghezza minima di infissione si ottiene per $\Sigma M_i = 0$ e vale

$L_{inf,min} = 3.86$ m

La sicurezza a ribaltamento si ottiene come $\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib} > 1.15$; nella fattispecie conservativamente i momenti vengono valutati rispetto alla quota di separazione dello strato di ghiaia con quello di argilla, trascurando il contributo al ribaltamento della belinese sottostante.

$\Sigma M_{stab} = 468.30$ tm

$\Sigma M_{rib} = 121.30$ tm

$\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib} = 3.86$

La stessa analisi è stata ripetuta mediante software specifico, ipotizzando per il terreno un comportamento elastico fino al raggiungimento della resistenza passiva e successivamente plastico. Nell'immagine che segue è riportato lo schema ad elementi finiti, superiormente le reazioni delle molle allo stato plastico, inferiormente la rappresentazione delle molle a cui è stata data una rigidezza orizzontale K_w = 1000 t/m^3.

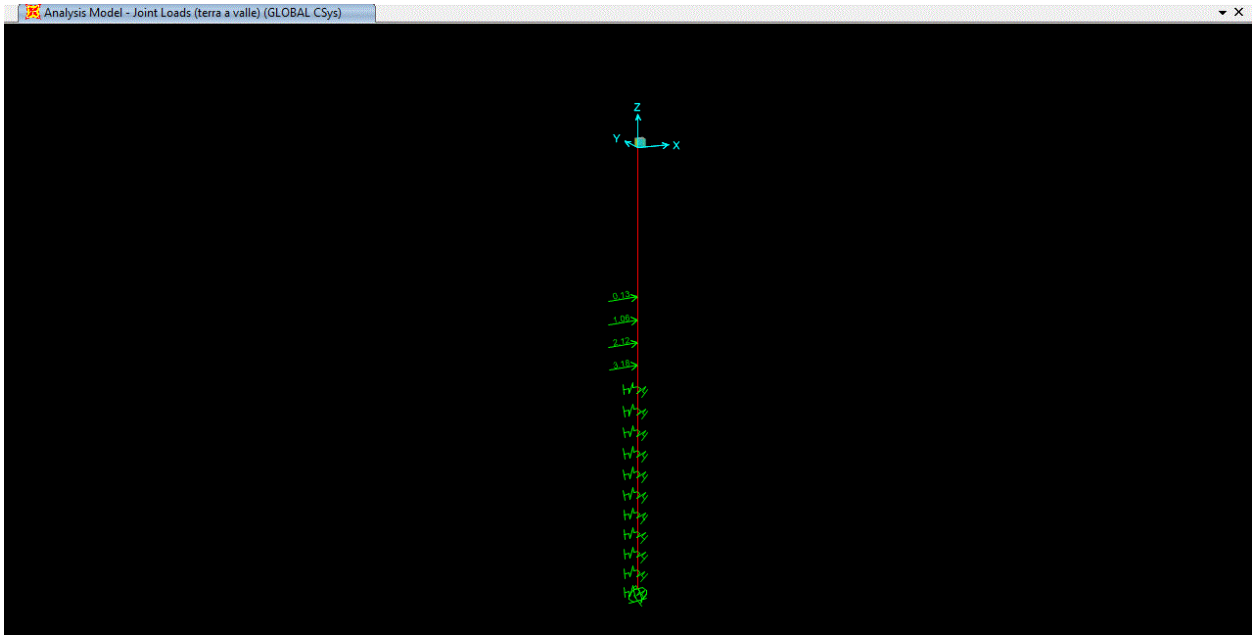


Figura 8: modello ad elementi finiti

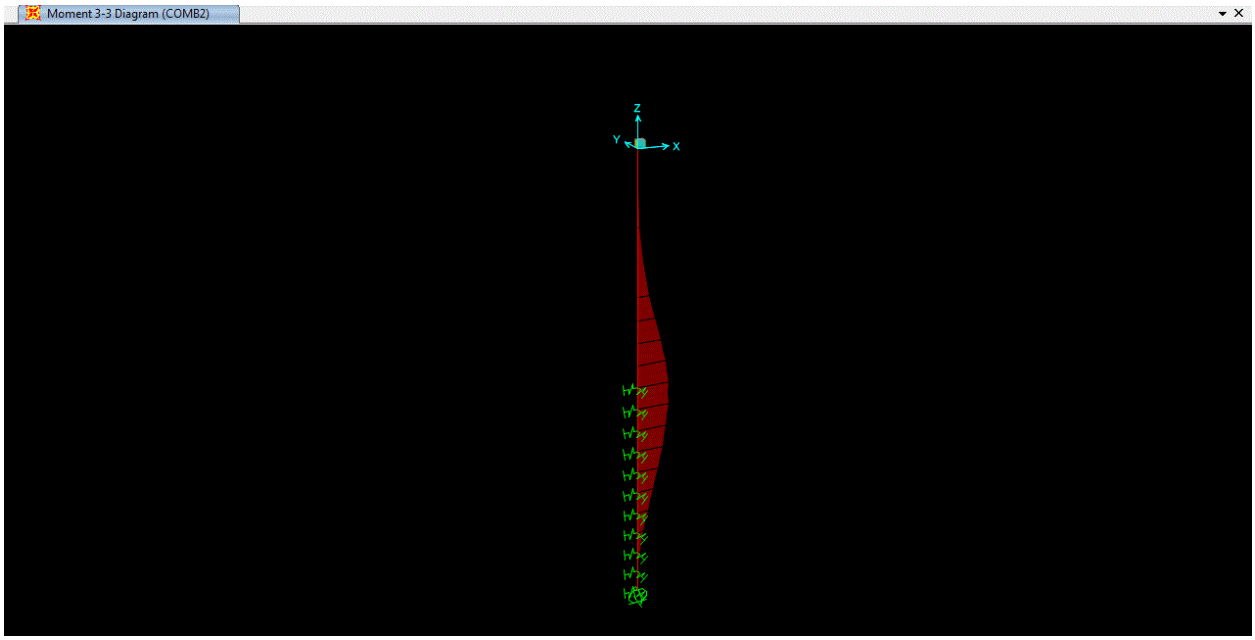


Figura 9: diagramma del momento

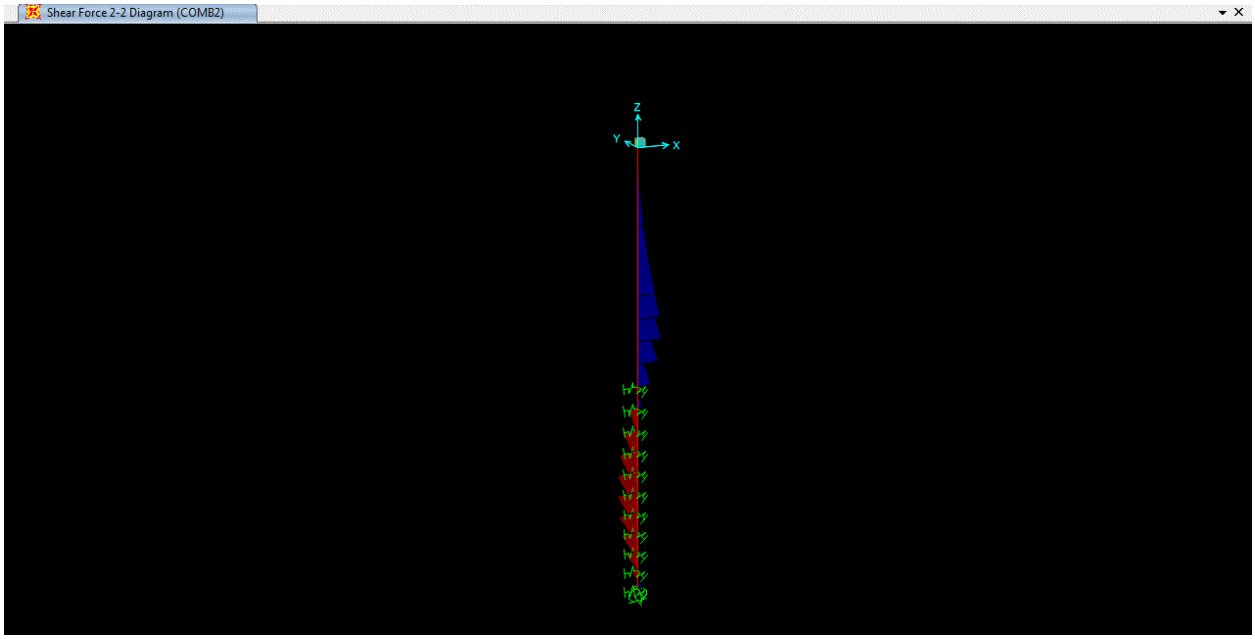


Figura 10: diagramma del taglio

Il palo risulterà armato con 12ϕ18 longitudinali e staffatura ϕ10/15. La parete superiore con (1+1)ϕ16/20. Le massime sollecitazioni (per metro di parete) desumibili dal modello sono:

M_{max} = 12.03 tm

T_{max} = 5.25 t

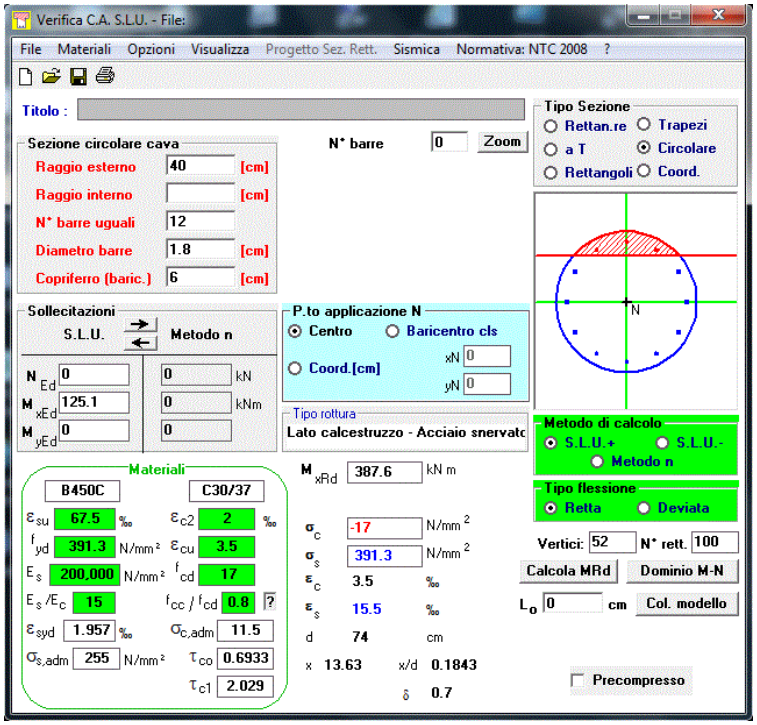


Figura 11: calcolo del momento ultimo del palo

Il momento sollecitante del palo allo SLU risulta:

M_{slu} = 12.03*0.80*1.30 = 12.51 tm

SF = 38.76/12.51 = 3.10

Per quanto riguarda le verifiche a taglio stante il valore assolutamente modesto dell'azione in gioco, si svilupperà un'analisi semplificata considerando il palo come una sezione quadrata di area equivalente (70x70 cm) armata con staffatura ϕ10/15.

Il taglio sollecitante del palo allo SLU risulta:

V_{slu} = 5.25*0.80*1.30 = 5.46 t

V_{Rsd} = 23.44 t

V_{Rcd} = 75.86 t

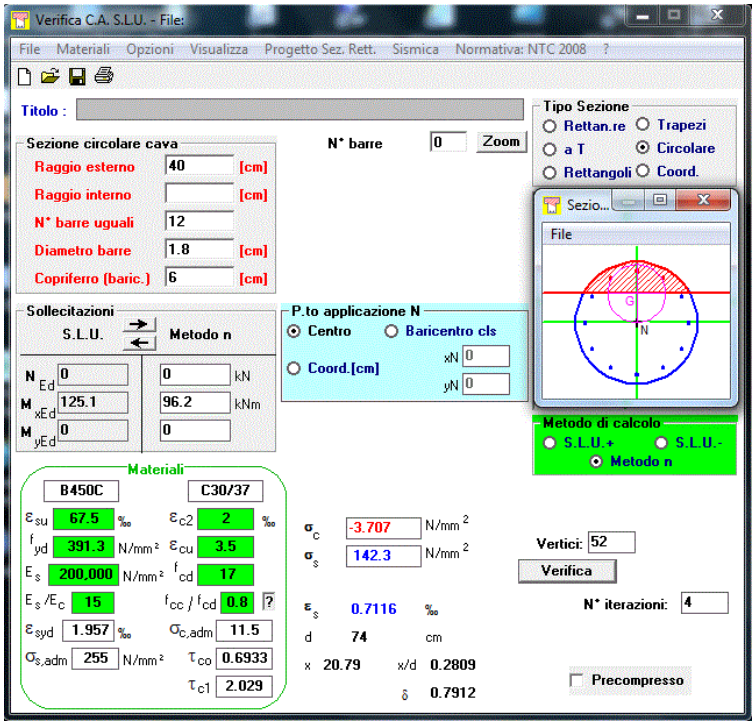


Figura 12: stato tensionale del palo

Il momento sollecitante del palo allo SLE risulta:

M_{sle} = 12.03*0.80 = 9.62 tm

σ_c = 37 kg/cm^2

σ_f = 1423 kg/cm^2

Per le verifiche a fessurazione si farà riferimento al metodo parametrico proposta all'interno dell'Eurocodice UNI EN 1992-1-1:2005; nell fattispecie, essendo la spaziatura delle barre longitudinali inferiore ai 200 mm, per un limite di apertura delle fessure pari a 0.20 mm si dovrà mantenere un valore tensionale delle armature longitudinali inferiore ai 1600 kg/cm^2 e pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

Tensione nell'acciaio[2)] [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-
Per le note vedere prospetto 7.2N.			

Figura 13: tabella per le verifiche parametriche a fessurazione tratta dall'Eurocodice 1992-1-1:2005

Analoghe verifiche si svolgono per la parete di spessore pari a 1.00 m sovrastante i pali che risulta armata con (1+1)ϕ16/20 verticali.
Le massime sollecitazioni (per metro di parete) desumibili dal modello sono:

Il momento sollecitante della parete allo SLU risulta:
M_{slu} = 12.03*1.30 = 15.64 tm
SF = 2.31

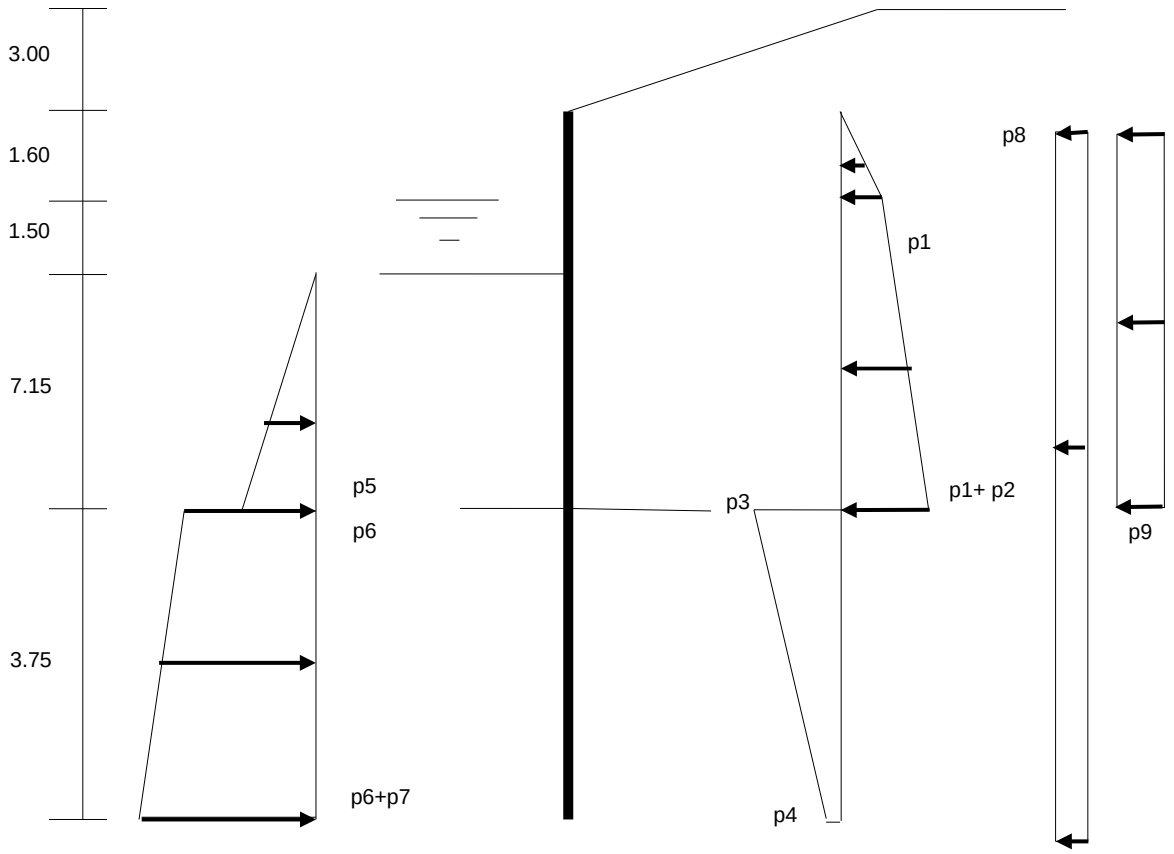
Il taglio sollecitante della parete allo SLU risulta:
V_{slu} = 5.25*1.30 = 6.83 t

V_{rd} = 32.87 t
k = 1 + $(200/d)^{0.50}$ = 1.461
v_{min} = 0.035*$k^{(3/2)}$*$f_{ck}^{(1/2)}$ = 3.50 kg/cm^2

Il momento sollecitante della parete allo SLE risulta:
M_{sle} = 12.03 tm
σ_c = 17 kg/cm^2
σ_f = 1332 kg/cm^2
w_k = 0.000 mm

11.1.3 ANALISI CONDIZIONI NON DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE GHIAIOSO

Sono le condizioni sismiche della berlinese. Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottati.



I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente naturale superiore (materiale di riporto a matrice ghiaiosa)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.653$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 26.5°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.316$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

Per questa geometria e condizione di carico, le massime sollecitazioni e le lunghezze minime di infissione si ottengono all'interno del manto superiore di natura incoerente. Si riportano le sollecitazioni per una generica quota X misurata a partire dalla quota del terreno di valle con $0.00 \leq X \leq 7.50$ m.

$p_1 = k*\gamma*h = 0.653*2.20*1.60 = 2.299$

$F_1 = p_1*b*h/2 = 2.299*1.00*1.60/2 = 1.839$

$M_1 = F_1*d = 1.839*(X – 1.50 + 1.60/3) = 1.839*(X + 2.033)$

$p_1 = k*\gamma*h = 0.653*2.20*1.60 = 2.299$

$F_1 = p_1*b*h = 2.299*(X + 1.50)$

$M_1 = F_1*d = 2.299*(X + 1.50)*(X + 1.50)/2 = 1.149*(X + 1.50)^2$

$p_2 = k*\gamma*h = 0.653*1.20*(X + 1.50) = 0.784*(X + 1.50)$

$F_2 = p_2*b*h/2 = 0.784*(X + 1.50)*1.00*(X + 1.50)/2 = 0.392*(X + 1.50)^2$

$M_2 = F_2*d = 0.392*(X + 1.50)^2*(X + 1.50)/3 = 0.131*(X + 1.50)^3$

$p_5 = k*\gamma*h = 3.316*1.20*X = 3.979*X$

$F_5 = p_2*b*h/2 = 3.979*X*1.00*X/2 = 1.990*X^2$

$M_5 = F_2*d = 1.990*X^2*X/3 = 0.663*X^3$

$p_8 = K_h*W = 0.107*(\pi*0.40^2*2.50)/0.80 = 0.168$

$F_8 = p_8*b*h = 0.168*(X + 3.10)$

$M_8 = F_8*d = 0.168*(X + 3.10)*(X + 3.10)/2 = 0.084*(X + 3.10)^2$

$p_9 = 2*[0.583*K_h*\gamma_w*H] = 2*[0.583*0.107*1.00*(X + 1.50)] = 0.125*(X + 1.50)$

$F_9 = p_9*b*h = 0.125*(X + 1.50)*(X + 1.50) = 0.125*(X + 1.50)^2$

$M_9 = F_9*d = 0.125*(X + 1.50)^2*(X + 1.50)/2 = 0.062*(X + 1.50)^3$

Il momento massimo (per metro di parete) si ottiene per $\Sigma T_i = 0$ e vale

x = 3.93 m M_{max} = 39.71 tm

La lunghezza minima di infissione si ottiene per $\Sigma M_i = 0$ e vale

$L_{inf,min}$ = 6.76 m

Per quanto riguarda la sicurezza al ribaltamento, la valutazione è stata svolta con riferimento al piede del palo considerando anche il contributo stabilizzante dello strato inferiore coesivo (X = 10.90 m). La sicurezza a ribaltamento si ottiene come $\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib} > 1.15$.

ΣM_{stab} = 929.59 tm

ΣM_{rib} = 514.28 tm

$\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib}$ = 1.81

La stessa analisi è stata ripetuta mediante software specifico, ipotizzando per il terreno un comportamento elastico fino al raggiungimento della resistenza passiva e successivamente plastico. Nell'immagine che segue è riportato lo schema ad elementi finiti, superiormente le reazioni delle molle allo stato plastico, inferiormente la rappresentazione delle molle a cui è stata data una rigidezza orizzontale K_w = 1000 t/m^3.

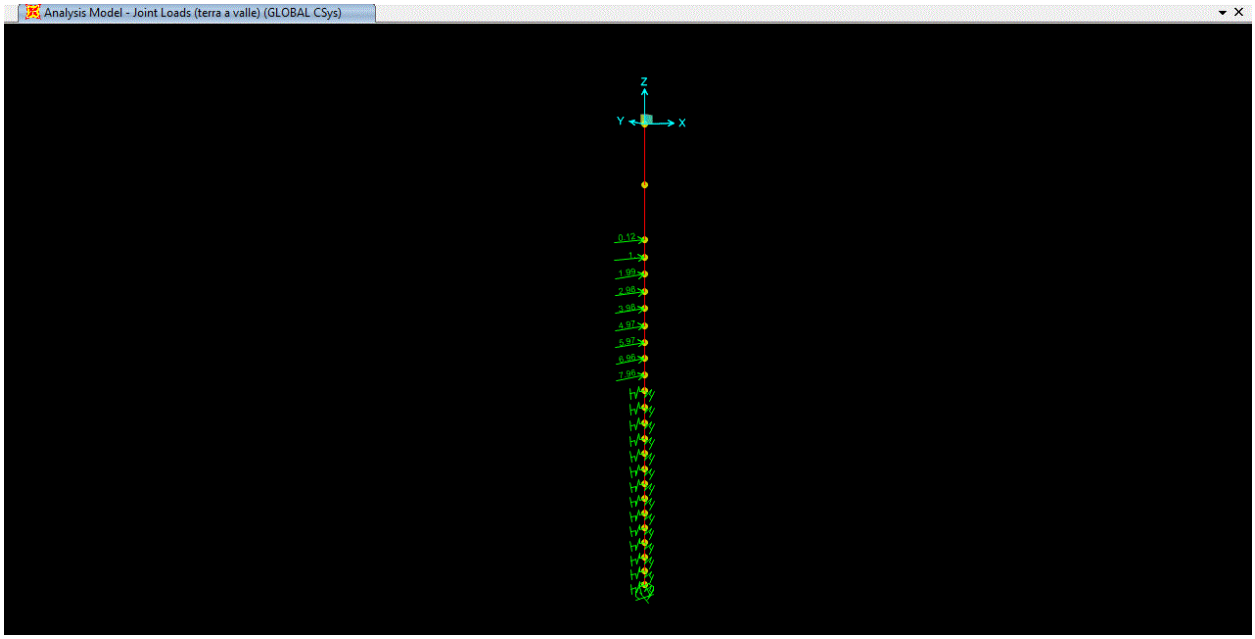


Figura 14: modello ad elementi finiti

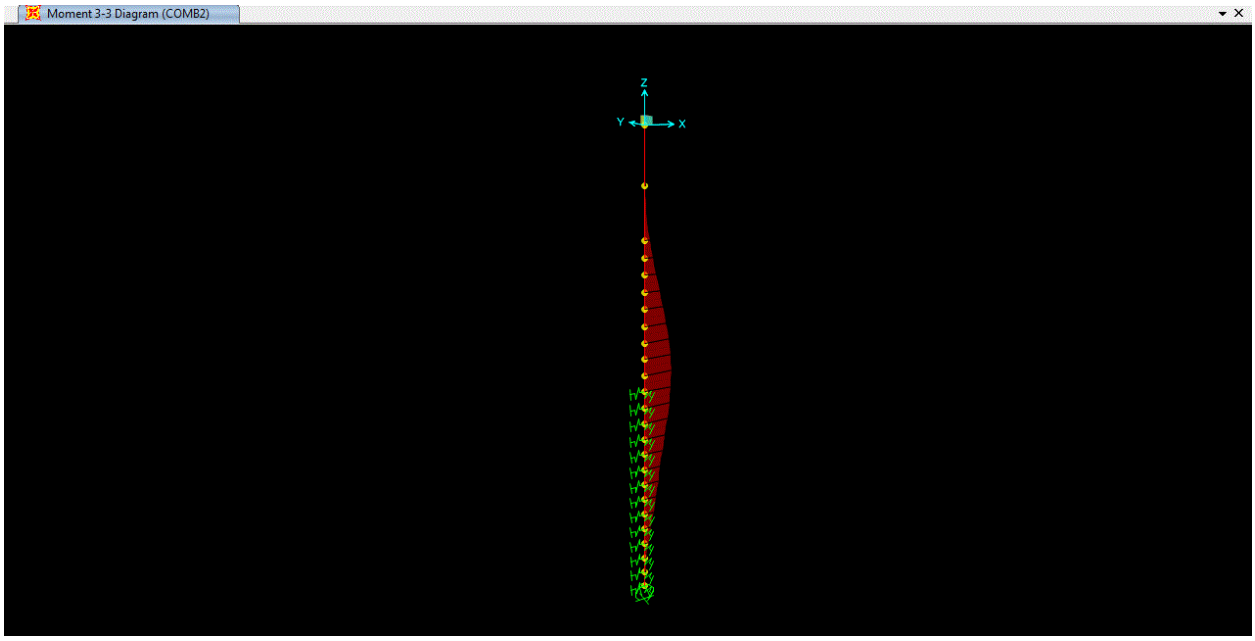


Figura 15: diagramma del momento

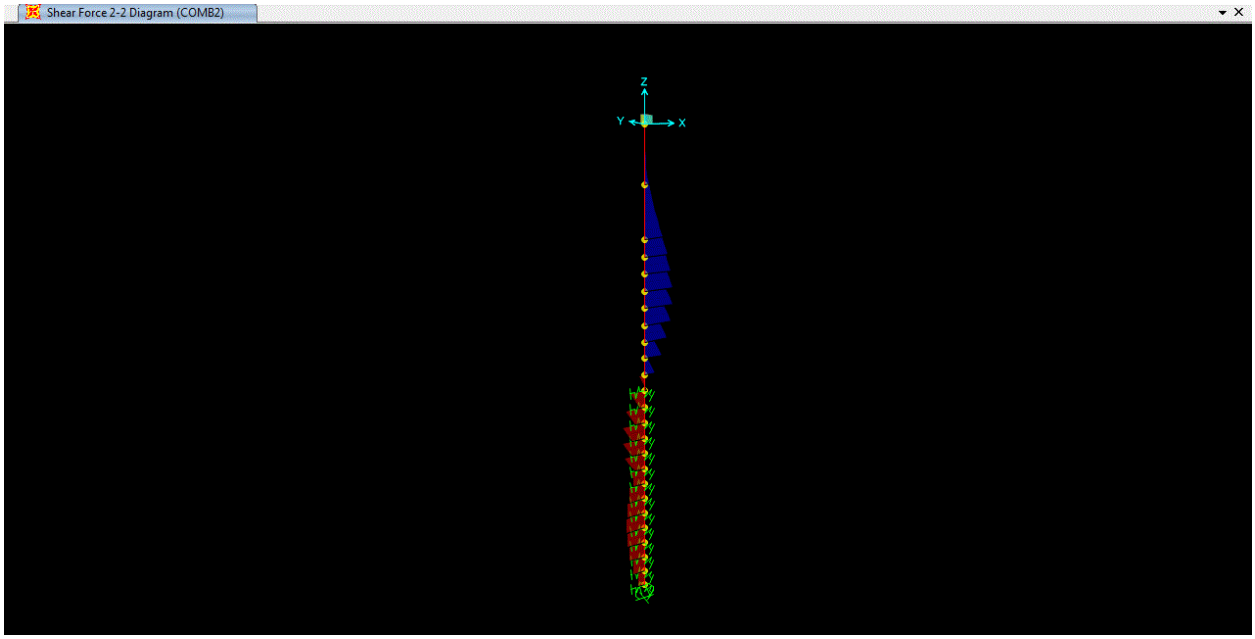


Figura 16: diagramma del taglio

Il palo risulterà armato con 12ϕ18 longitudinali e staffatura ϕ10/15. La parete superiore con (1+1)ϕ16/20. Le massime sollecitazioni (per metro di parete) desumibili dal modello sono:

M_{max} = 45.08 tm

T_{max} = 13.18 t

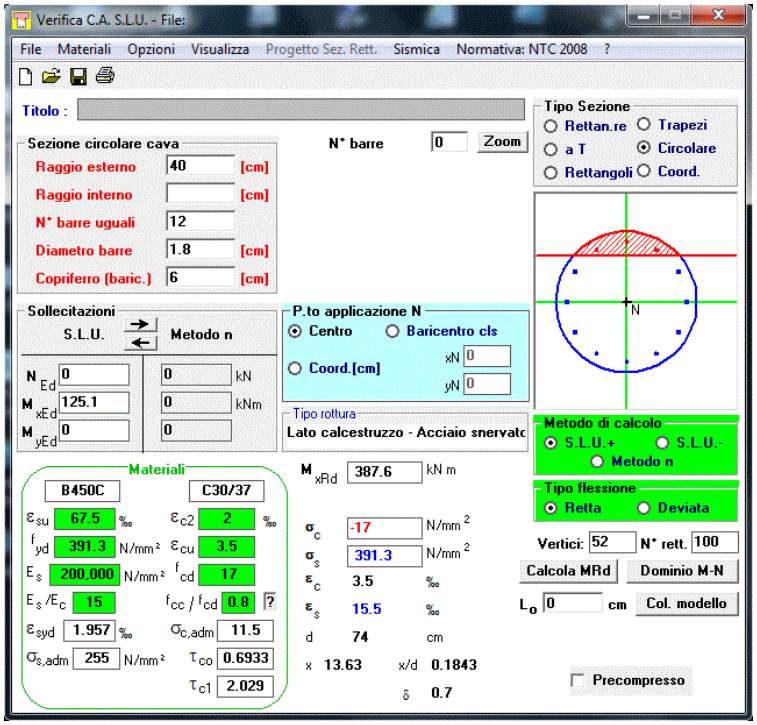


Figura 17: calcolo del momento ultimo del palo

Il momento sollecitante del palo allo SLU risulta:

M_{slu} = 45.08*0.80*1.00 = 36.06 tm

SF = 38.76/36.06 = 1.07

Per quanto riguarda le verifiche a taglio stante il valore assolutamente modesto dell'azione in gioco, si svilupperà un'analisi semplificata considerando il palo come una sezione quadrata di area equivalente (70x70 cm) armata con staffatura ϕ10/15.

Il taglio sollecitante del palo allo SLU risulta:

V_{slu} = 13.18*0.80*1.00 = 10.54 t

V_{Rsd} = 23.44 t

V_{Rcd} = 75.86 t

Analoghe verifiche si svolgono per la parete di spessore pari a 1.00 m sovrastante i pali che risulta armata con (1+1)ϕ16/20 verticali.
Le massime sollecitazioni (per metro di parete) desumibili dal modello sono:

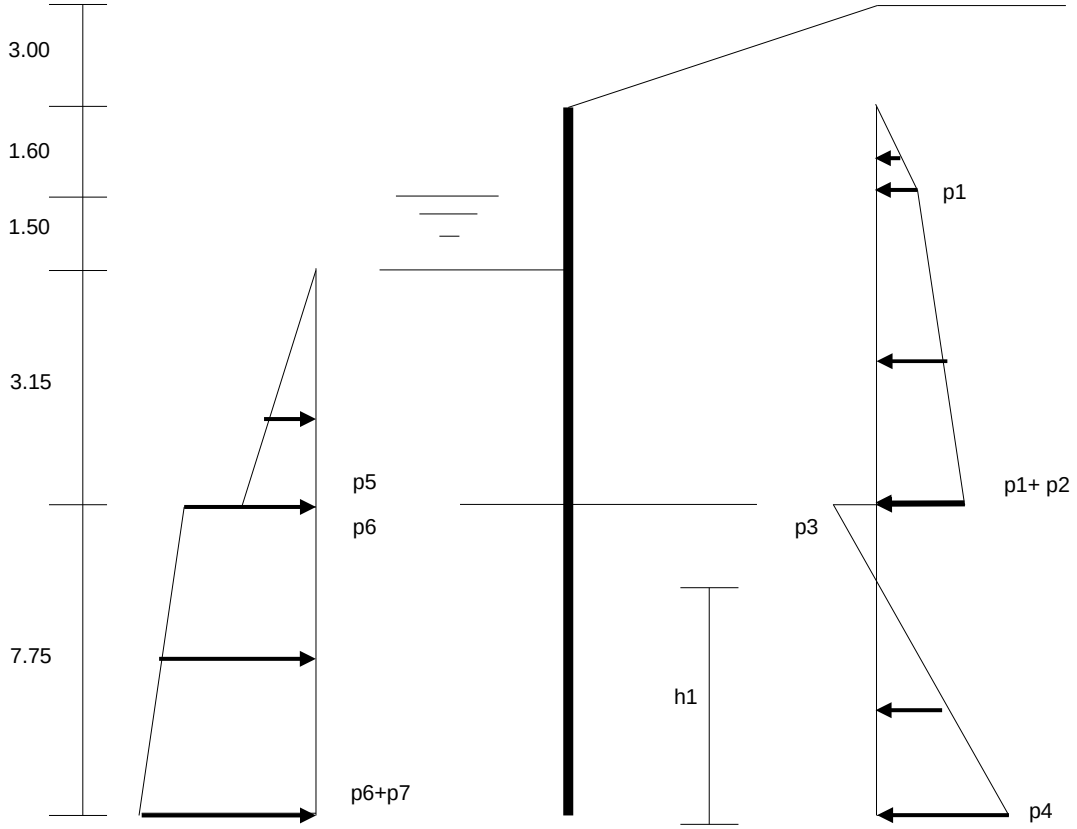
Il momento sollecitante della parete allo SLU risulta:
M_{slu} = 18.75*1.00 = 18.75 tm (valore desunto dal modello ad elementi finiti alla base della parete)
SF = 1.90

Il taglio sollecitante della parete allo SLU risulta:
V_{slu} = 13.18*1.00 = 13.18 t

V_{rd} = 32.87 t
$k = 1 + (200/d)^{0.50} = 1.461$
$v_{min} = 0.035*k^{(3/2)}*f_{ck}^{(1/2)} = 3.50$ kg/cm^2

11.1.4 ANALISI CONDIZIONI DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO

Sono le condizioni di servizio della berlinese. Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottati.



I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente naturale superiore (materiale di riporto a matrice ghiaiosa)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.416$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 26.5°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.537$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.600$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.668$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Per questa geometria e condizione di carico, le massime sollecitazioni saranno le medesime di quelle determinate ai paragrafi precedenti in quanto si ottengo per un valore di X = 2.16 m e quindi sempre all'interno del manto ghiaioso superiore. La lunghezza minima di infissione invece risulterà superiore ai 3.15 m che è lo spessore del manto ghiaioso superiore e pertanto verrà valutata nuovamente così come la sicurezza al ribaltamento. Si riportano le sollecitazioni per una generica quota X misurata a partire dalla quota del terreno di valle con 3.15 ≤ X ≤ 10.90 m.

Per quanto concerne le pressioni p_3 e p_4, considerando il contributo della coesione si ottiene:

p_3 = 0.600*[2.20*(1.60 + 1.73) + 1.20*(3.15 + 1.50)] – 2*6.40*$\sqrt{0.600}$ = -2.171

p_4 = 0.600*[2.20*(1.60 + 3.00) + 1.20*(3.15 + 1.50) + 1.05*7.75] – 2*6.40*$\sqrt{0.600}$ = +4.388

h_1 = 5.185 m

p_1 = k*γ*h = 0.416*2.20*1.60 = 1.464

F_1 = p_1*b*h/2 = 1.464*1.00*1.60/2 = 1.171

M_1 = F_1*d = 1.171*(X + 1.50 + 1.60/3) = 1.171*(X + 2.033)

p_1 = k*γ*h = 0.416*2.20*1.60 = 1.464

F_1 = p_1*b*h = 1.464*(3.15 + 1.50) = 6.808

M_1 = F_1*d = 6.808*(X – 0.825)

p_2 = k*γ*h = 0.416*1.20*(3.15 + 1.50) = 2.321

F_2 = p_2*b*h/2 = 2.321*(3.15 + 1.50)/2 = 5.397

M_2 = F_2*d = 5.397*(X - 1.60)

p_5 = k*γ*h = 3.537*1.20*3.15 = 13.370

F_5 = p_2*b*h/2 = 13.370*3.15/2 = 21.057

M_5 = F_2*d = 21.057*(X – 2.10)

p_6 = k*γ*h + 2*c*$\sqrt{K_p}$= 1.668*1.20*3.15 + 2*6.40*$\sqrt{1.668}$ = 22.836

F_6 = p_6*b*h = 22.836*(X - 3.15)

M_6 = F_6*d = 22.836*(X - 3.15)*(X - 3.15)/2 = 11.418*(X - 3.15)^2

p_7 = k*γ*h = 1.668*1.05*(X – 3.15) = 1.751*(X – 3.15)

F_7 = p_7*b*h = 1.751*(X – 3.15)*(X – 3.15)/2 = 0.876*(X – 3.15)^2

M_7 = F_7*d = 0.876*(X – 3.15)^2*(X - 3.15)/3 = 0.292*(X - 3.15)^3

Il momento massimo (per metro di parete) si ottiene per $\Sigma T_i = 0$ e vale

x = 2.16 m M_{max} = 11.66 tm

La lunghezza minima di infissione si ottiene per $\Sigma M_i = 0$ e vale

$L_{inf,min}$ = 3.86 m

La sicurezza a ribaltamento si ottiene come $\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib} > 1.15$; nella fattispecie conservativamente i momenti vengono valutati rispetto alla quota di separazione dello strato di ghiaia con quello di argilla, trascurando il contributo al ribaltamento della belinese sottostante.

ΣM_{stab} = 1007.02 tm

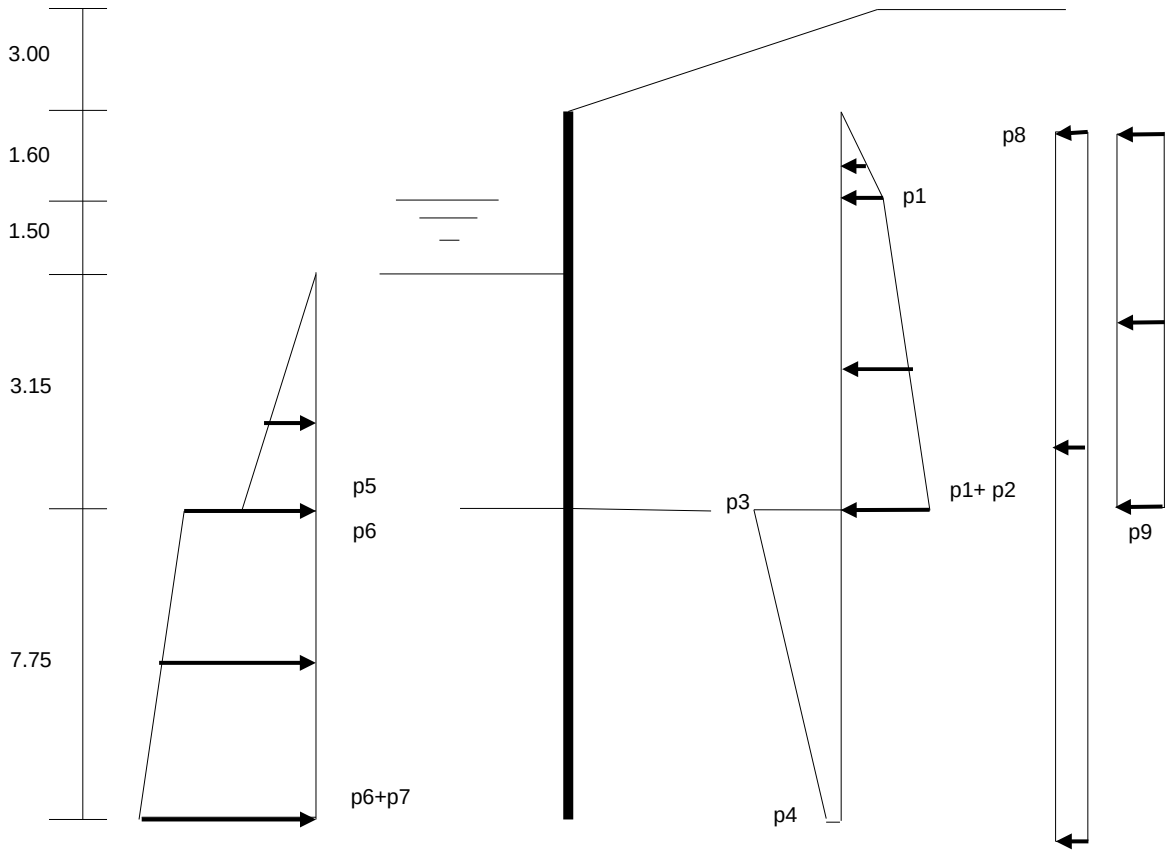
ΣM_{rib} = 153.59 tm

$\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib}$ = 6.56

Dal momento che le sollecitazioni calcolate sono del tutto analoghe a quelle riscontrate nel caso di manto ghiaioso prevalente e considerando che al paragrafo successivo verrà studiata per la medesima gometria di terreno la situazione sismica che risulta largamente la più gravosa, non si prosegue ulteriormente con le verifiche per questa condizione.

11.1.5 ANALISI CONDIZIONI NON DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO

Sono le condizioni sismiche della berlinese. Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottati.



I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente naturale superiore (materiale di riporto a matrice ghiaiosa)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.653$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 26.5°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.316$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

Per questa geometria e condizione di carico, le massime sollecitazioni e le lunghezze minime di infissione si ottengono all'interno del manto inferiore di natura coesiva. Si riportano le sollecitazioni per una generica quota X misurata a partire dalla quota del terreno di valle con 3.15 ≤ X ≤ 10.90 m.

Per quanto concerne le pressioni p_3 e p_4, considerando il contributo della coesione si ottiene:

p_3 = 1.000*[2.20*(1.60 + 1.73) + 1.20*(3.15 + 1.50)] – 2*16.80*$\sqrt{1.000}$ = -20.69

p_4 = 1.000*[2.20*(1.60 + 3.00) + 1.20*(3.15 + 1.50) + 2.05*7.75] – 2*16.80*$\sqrt{1.000}$ = -2.01

p_1 = k*γ*h = 0.653*2.20*1.60 = 2.299

F_1 = p_1*b*h/2 = 2.299*1.00*1.60/2 = 1.839

M_1 = F_1*d = 1.839*(X + 2.033)

p_1 = k*γ*h = 0.653*2.20*1.60 = 2.299

F_1 = p_1*b*h = 2.299*(3.15 + 1.50) = 10.688

M_1 = F_1*d = 10.688*(X - 0.825)

p_2 = k*γ*h = 0.653*1.20*(3.15 + 1.50) = 3.644

F_2 = p_2*b*h/2 = 3.644*(3.15 + 1.50)/2 = 8.472

M_2 = F_2*d = 8.472*(X - 1.60)

p_5 = k*γ*h = 3.316*1.20*3.15 = 12.534

F_5 = p_2*b*h/2 = 12.534*3.15/2 = 19.742

M_5 = F_2*d = 19.742*(X – 2.10)

p_6 = k*γ*h + 2*c*$\sqrt{K_p}$= 1.000*1.20*3.15 + 2*16.80*$\sqrt{1.000}$ = 37.380

F_6 = p_6*b*h = 37.380*(X - 3.15)

M_6 = F_6*d = 37.380*(X - 3.15)*(X - 3.15)/2 = 18.690*(X - 3.15)^2

p_7 = k*γ*h = 1.000*1.05*(X – 3.15) = 1.05*(X – 3.15)

F_7 = p_7*b*h = 1.05*(X – 3.15)*(X – 3.15)/2 = 0.525*(X – 3.15)^2

M_7 = F_7*d = 0.525*(X – 3.15)^2*(X - 3.15)/3 = 0.175*(X - 3.15)^3

p_8 = K_h*W = 0.107*(π*0.40^2*2.50)/0.80 = 0.168

F_8 = p_8*b*h = 0.168*(X + 3.10)

M_8 = F_8*d = 0.168*(X + 3.10)*(X + 3.10)/2 = 0.084*(X + 3.10)^2

p_9 = 2*[0.583*K_h*γ_w*H] = 2*[0.583*0.107*1.00*(3.15 + 1.50)] = 0.581

F_9 = p_9*b*h = 0.581*(3.15 + 1.50) = 2.698

M_9 = F_9*d = 2.698*(X – 0.825)

Il momento massimo (per metro di parete) si ottiene per $\Sigma T_i = 0$ e vale

x = 3.28 m M_{max} = 36.68 tm

La lunghezza minima di infissione si ottiene per $\Sigma M_i = 0$ e vale

$L_{inf,min}$ = 4.76 m

Per quanto riguarda la sicurezza al ribaltamento, la valutazione è stata svolta con riferimento al piede del palo considerando anche il contributo stabilizzante dello strato inferiore coesivo (X = 10.90 m). La sicurezza a ribaltamento si ottiene come $\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib} > 1.15$.

ΣM_{stab} = 1377.75 tm

ΣM_{rib} = 348.39 tm

$\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib}$ = 3.95

La stessa analisi è stata ripetuta mediante software specifico, ipotizzando per il terreno un comportamento elastico fino al raggiungimento della resistenza passiva e successivamente plastico. Nell'immagine che segue è riportato lo schema ad elementi finiti, superiormente le reazioni delle molle allo stato plastico, inferiormente la rappresentazione delle molle a cui è stata data una rigidezza orizzontale K_w = 1000 t/m^3.

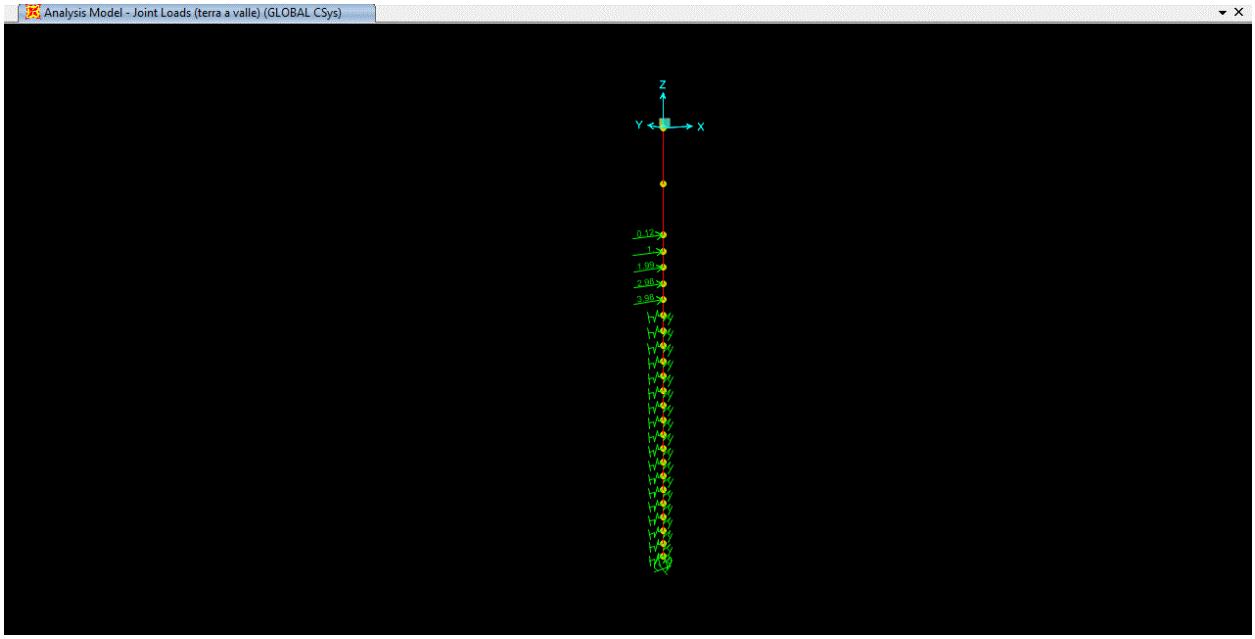


Figura 18: modello ad elementi finiti

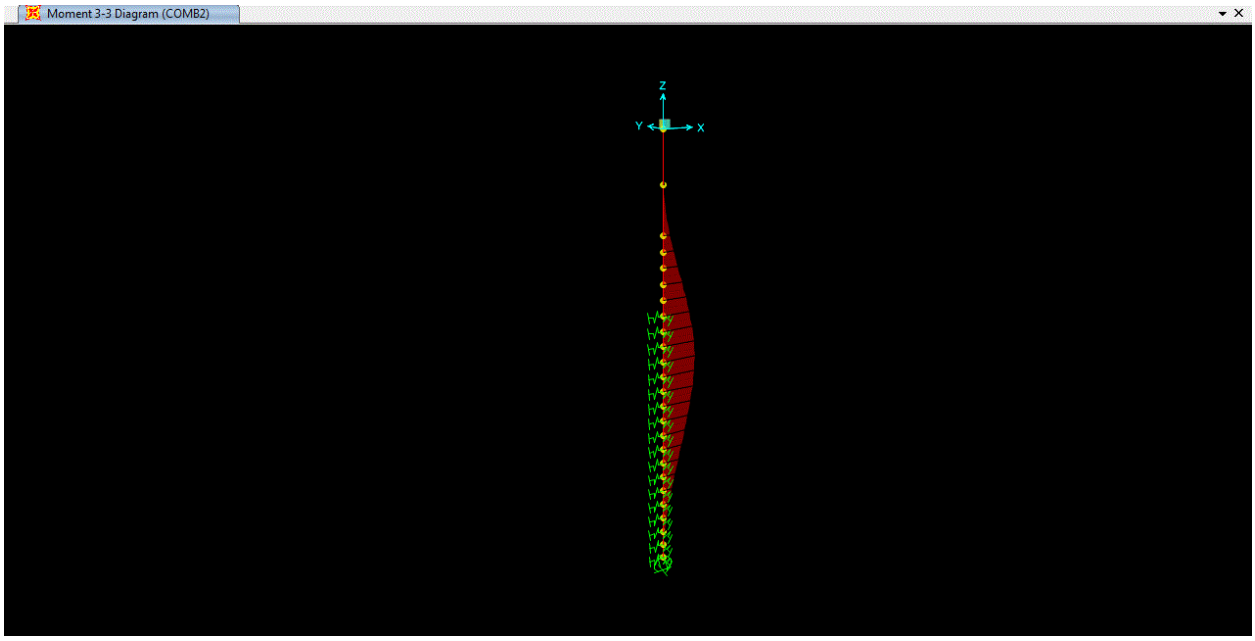


Figura 19: diagramma del momento

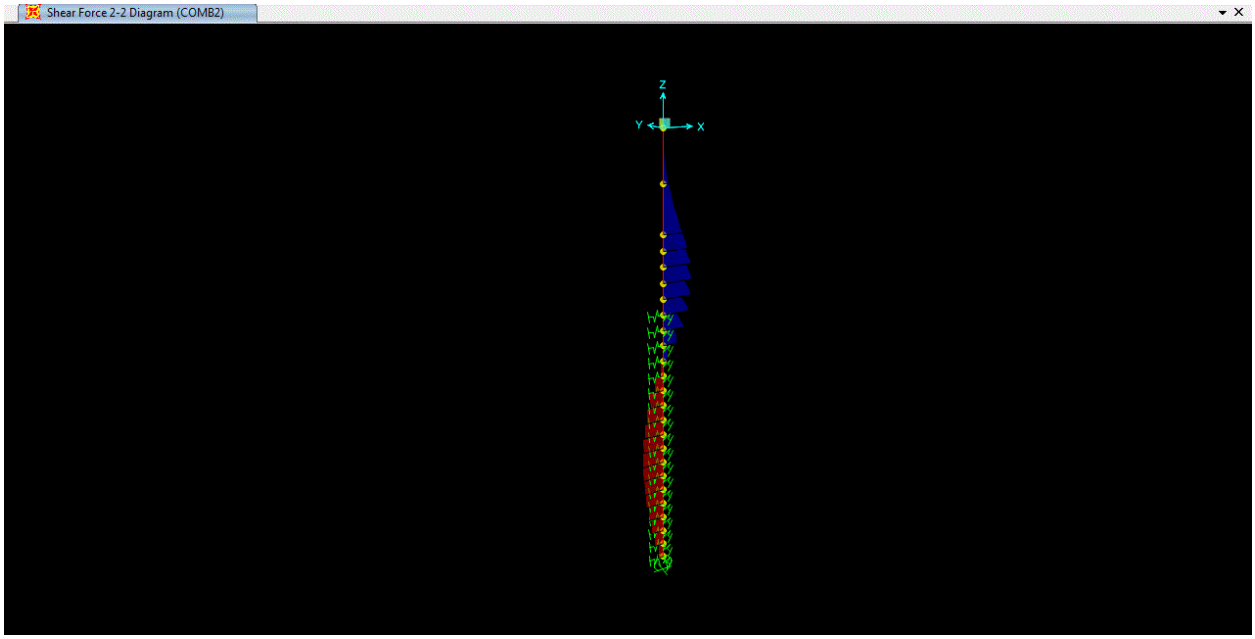


Figura 20: diagramma del taglio

Il palo risulterà armato con 12ϕ18 longitudinali e staffatura ϕ10/15. La parete superiore con (1+1)ϕ16/20. Le massime sollecitazioni (per metro di parete) desumibili dal modello sono:

M_{max} = 38.20 tm

T_{max} = 11.51 t

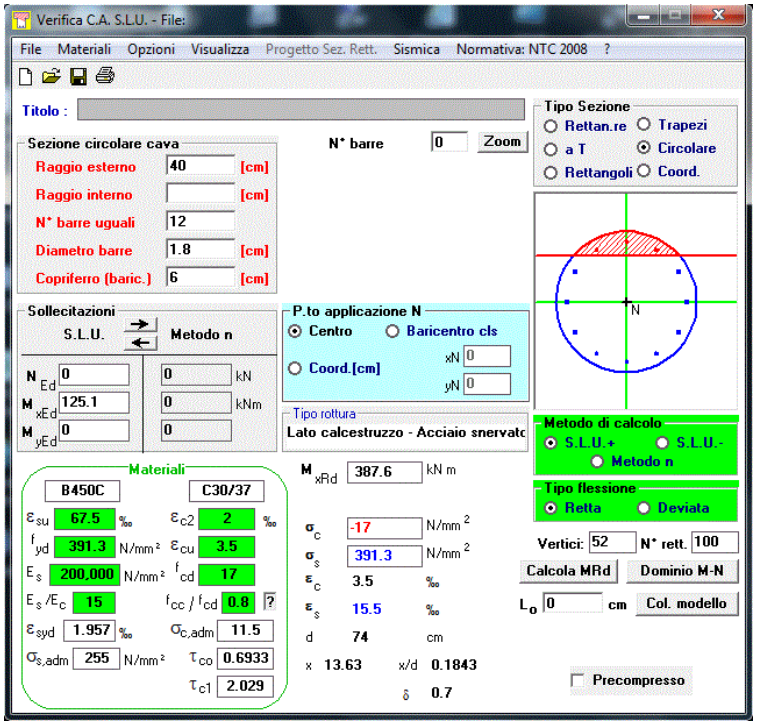


Figura 21: calcolo del momento ultimo del palo

Il momento sollecitante del palo allo SLU risulta:

M_{slu} = 38.20*0.80*1.00 = 30.56 tm

SF = 38.76/30.56 = 1.27

Per quanto riguarda le verifiche a taglio stante il valore assolutamente modesto dell'azione in gioco, si svilupperà un'analisi semplificata considerando il palo come una sezione quadrata di area equivalente (70x70 cm) armata con staffatura ϕ10/15.

Il taglio sollecitante del palo allo SLU risulta:

V_{slu} = 11.51*0.80*1.00 = 9.21 t

V_{Rsd} = 23.44 t

V_{Rcd} = 75.86 t

Analoghe verifiche si svolgono per la parete di spessore pari a 1.00 m sovrastante i pali che risulta armata con (1+1)ϕ16/20 verticali.
Le massime sollecitazioni (per metro di parete) desumibili dal modello sono:

Il momento sollecitante della parete allo SLU risulta:
M_{slu} = 16.76*1.00 = 16.76 tm (valore desunto dal modello ad elementi finiti alla base della parete)
SF = 2.13

Il taglio sollecitante della parete allo SLU risulta:
V_{slu} = 11.51*1.00 = 11.51 t

V_{rd} = 32.87 t
k = 1 + $(200/d)^{0.50}$ = 1.461
v_{min} = 0.035*$k^{(3/2)}$*$f_{ck}^{(1/2)}$ = 3.50 kg/cm^2

11.2 LUNGHEZZA 10.00 M

11.2.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

È la zona adiacente alla sponda destra dove la berlinese complessivamente risulta alta 10.00 m, di cui 6.00 di palo e altri 4.00 del muro soprastante. Le quote Var 1 e Var 2 riusultano:
Var 1: 118.35 m
Var 2: 114.60 m

Le caratteristiche dei terreni sono le medesime già citate ai precedenti paragrafi.

11.2.2 ANALISI CONDIZIONI DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO

Con riferimento all'analisi svolta per i pali di lunghezza pari a 14.00 nel terreno a manto prevalentemente argilloso risulta:

Il momento massimo (per metro di parete) si ottiene per $\Sigma T_i = 0$ e vale
x = 2.16 m M_{max} = 11.66 tm

La lunghezza minima di infissione si ottiene per $\Sigma M_i = 0$ e vale
$L_{inf,min}$ = 3.86 m

tutte lunghezze che risultano inferiori ai 6.90 m di infissione dei pali.

Per quanto attiene la verifica di sicurezza a ribaltamento si farà riferimento alla successiva condizione sismica (non drenata) che risulta in ogni caso largamente la più gravosa.

11.2.3 ANALISI CONDIZIONI NON DRENATE SU TERRENO PREVALENTEMENTE ARGILLOSO

Con riferimento all'analisi svolta per i pali di lunghezza pari a 14.00 nel terreno a manto prevalentemente argilloso risulta:

Il momento massimo (per metro di parete) si ottiene per $\Sigma T_i = 0$ e vale

x = 3.28 m M_{max} = 36.68 tm

La lunghezza minima di infissione si ottiene per $\Sigma M_i = 0$ e vale

$L_{inf,min}$ = 4.76 m

tutte lunghezze che risultano inferiori ai 6.90 m di infissione dei pali.

Per quanto riguarda la sicurezza al ribaltamento, la valutazione è stata svolta con riferimento al piede del palo considerando anche il contributo stabilizzante dello strato inferiore coesivo (X = 6.90 m). La sicurezza a ribaltamento si ottiene come $\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib} > 1.15$.

ΣM_{stab} = 366.82 tm

ΣM_{rib} = 151.06 tm

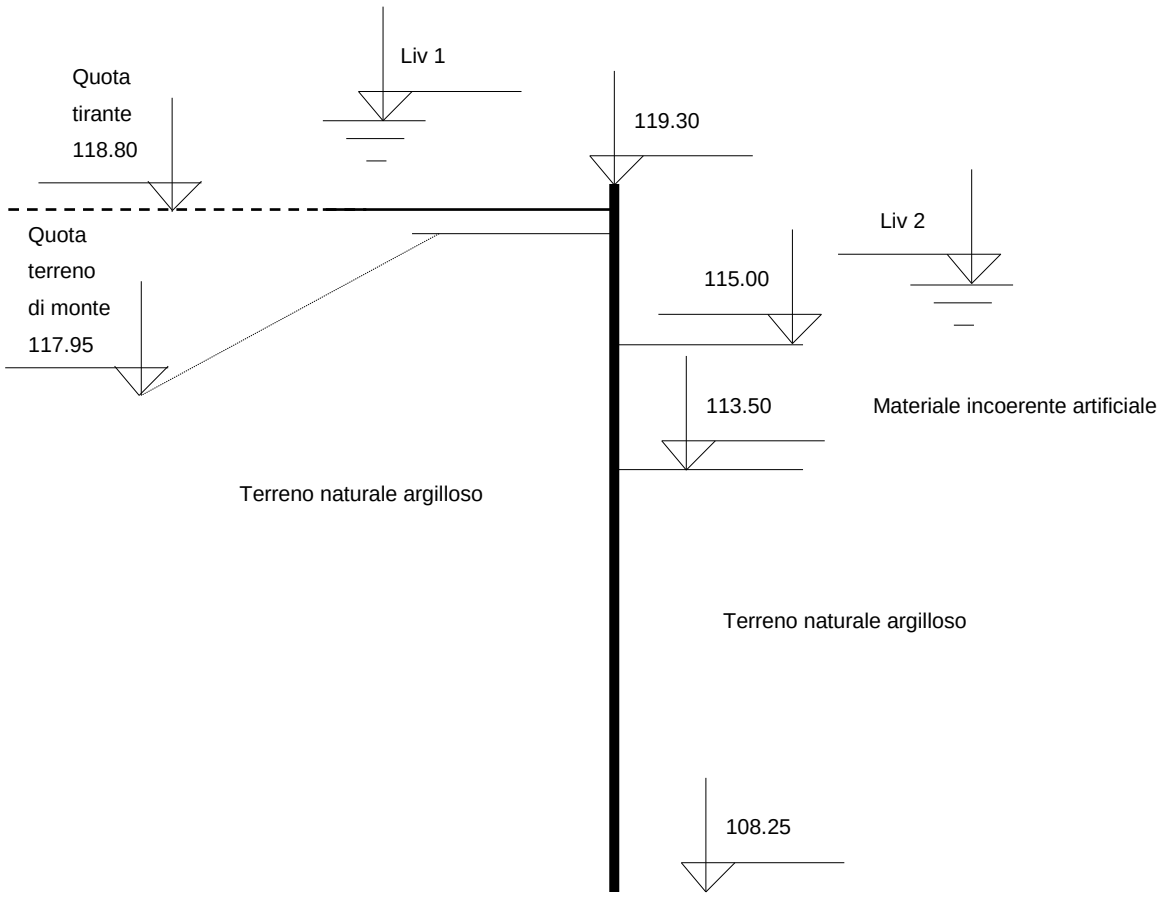
$\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib}$ = 2.42

12 BRIGLIA INTERMEDIA

Si tratta di un'opera in precario stato di equilibrio statico, che nel corso del tempo ha già ricevuto degli interventi di consolidamento. In questo stralcio di provvede alla realizzazione di un sistema di collegamento alla briglia di monte, mediante tiranti di sommità in modo da limitare il movimento in testa.

L'intervento pertanto sarà realizzato con elementi in calcestruzzo di sezione rettangolare la cui anima resistente è costituita da una barre Gewi ϕ32, cerchiata da barre perimetrali in acciaio d'armatura ordinario. Relativamente all'intervento più centrale all'alveo i tiranti poggeranno su una platea intermedia e verranno blindati lateralmente e superiormente con un getto in cls, mentre per la porzione di intervento adiacente alla sponda sinistra i tiranti poggeranno direttamente su terreno consolidato e risulteranno superiormente protetti da una scogliera in massi cementati.

La geometria di studio dell'opera è la seguente:



Le due quote Var 1 e Var 2 saranno differenti a seconda delle condizioni di carico indagate, e assunte come nel seguito esplicitate:

Condizione	Carattere	Liv 1	Liv 2
Onda di piena	Impulsivo	121.80	120.00
Regime ordinario	Lento	119.30	115.00
Sisma	Impulsivo	119.30	115.00

12.1 CONDIZIONE 1 – ONDA DI PIENA – CARATTERE IMPULSIVO

12.1.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

Trattandosi di una condizione impulsiva verranno impiegati i seguenti parametri geotecnici, affetti dai coefficienti riduttivi (M2) previsti da normativa:

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 38°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 0°
coesione: 16.80 t/m^2

I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi+\phi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta-\theta)}{\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\sin(\psi+\beta)}}\right]^2} = 0.238$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi+\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\frac{\sin\varphi\cdot\sin(\varphi+\beta-\theta)}{\sin(\psi+\beta)\cdot\sin(\psi+\vartheta)}}\right]^2} = 4.204$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

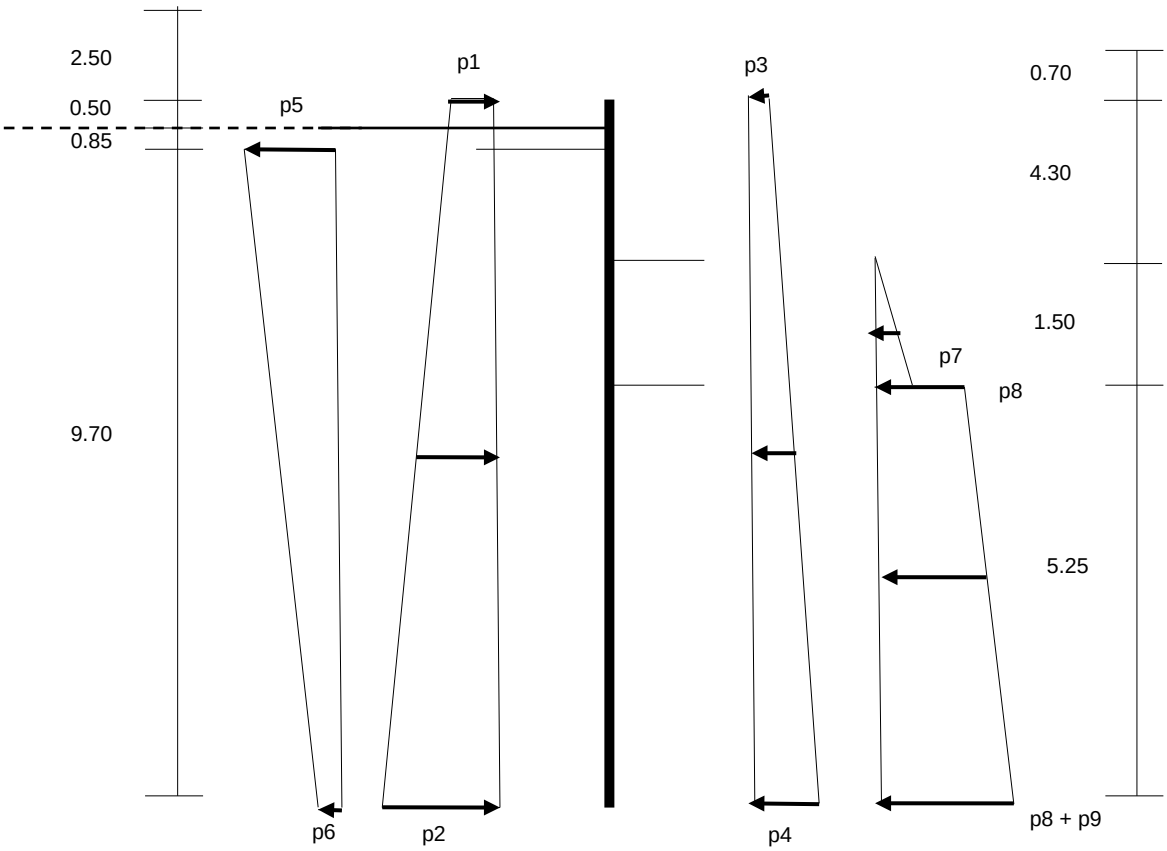
θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

12.1.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottate ai fini della determinazione delle sollecitazioni.



Si riportano nel seguito i valori di pressione esercitati sul manufatto

$p_1 = \gamma_w * h = 2.50$

$p_2 = \gamma_w * h = 13.55$

$p_3 = \gamma_w * h = 0.70$

$p_4 = \gamma_w * h = 11.75$

Per quanto concerne le pressioni p_5 e p_6, considerando il contributo della coesione si ottiene:

$p_5 = – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -33.60$

$p_6 = 1.00*1.05*9.70 – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -23.41$

L'alto valore di coesione porta ad escludere l'innescarsi di azioni spingenti della parete. L'alto valore di trazione nelle tensioni riscontrate, unito alla sporadicità dell'evento di piena porta a concludere che in questa fase di carico si può accettare di considerare lo strato in materiale coesivo non spingente.

Relativamente alle pressioni proprie della resistenza passiva si riportano nel seguito i valori limite; nell'analisi del manufatto il terreno, come detto, verrà considerato come elastoplastico e tali valori saranno raggiunti solamente per elevate deformazioni del terreno (proprie dei volumi più superficiali), mentre in profondità i valori di pressione saranno dettati dalla congruità del modello in ragione di una rigidezza del terreno pari a $K_w = 1000$ t/m^3.

$p_7 = k*\gamma*h = 4.204*1.20*1.50 = 7.567$

$p_8 = k*\gamma*h + 2*c*\sqrt{K_p} = 1.00*1.20*1.50 + 2*16.80*\sqrt{1.000} = 35.40$

$p_9 = k*\gamma*h = 1.00*1.05*5.25 = 5.512$

Si riportano nelle pagine seguenti modello ad elementi finiti e diagrammi delle sollecitazioni.

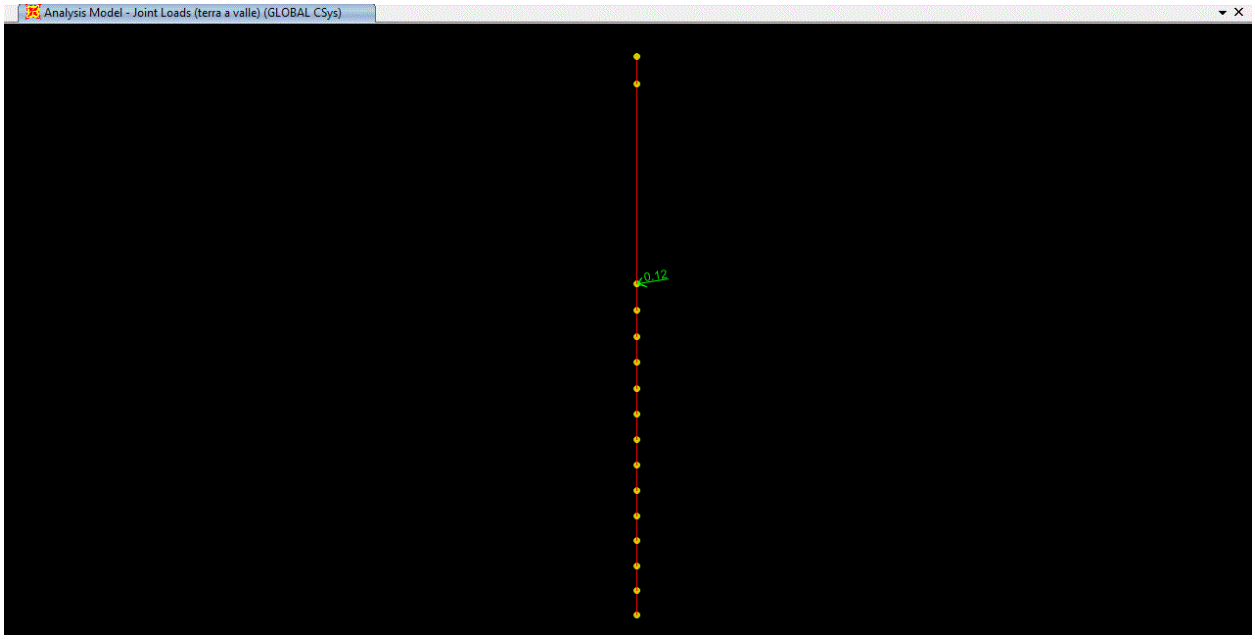


Figura 22: modello ad elementi finiti

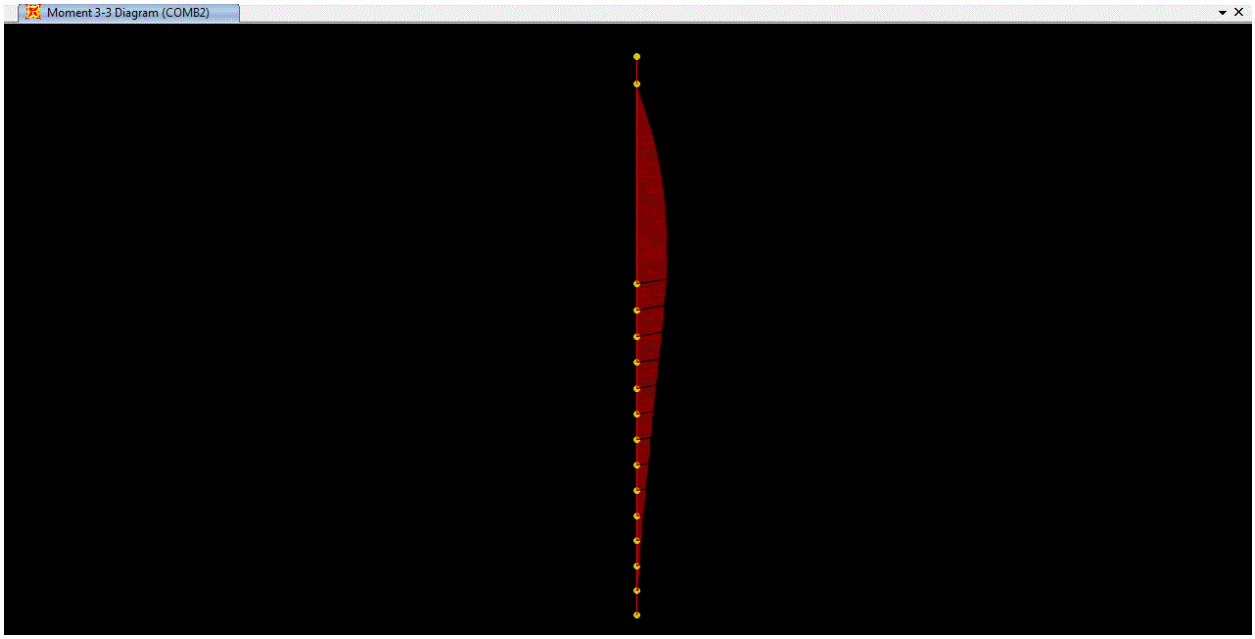


Figura 23: diagramma del momento

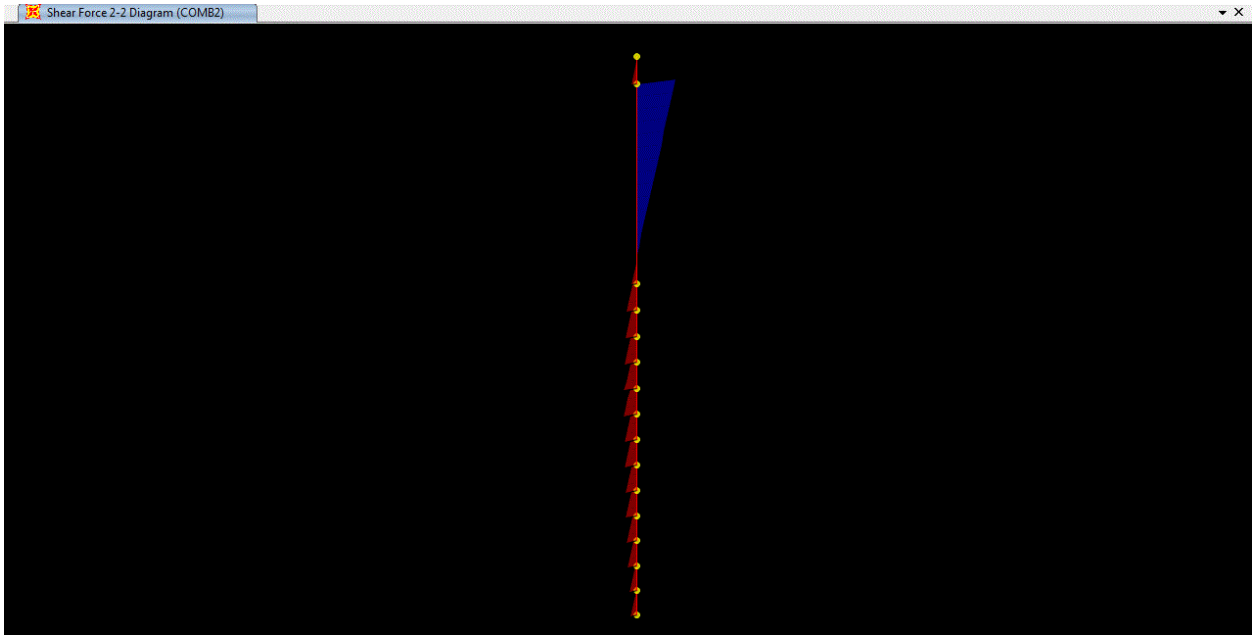


Figura 24: diagramma del taglio

Si riassumono nel seguito i parametri di sollecitazione più significativi per la condizione di carico in esame:

$M_{max,slu}$ = 1.30*9.40 = 12.22 tm momento massimo verticale sul paramento

$V_{max,slu}$ = 1.30*5.89 = 7.66 t taglio massimo verticale sul paramento

$R_{max,slu}$ = 1.30*6.79*2.50 = 22.07 t reazione massima sul tirante superiore

Per quanto concerne le sollecitazioni in testa alla parete tra un tirante e l'altro si ottiene:

q_{slu} = 1.30*6.79 = 8.83 t/ml

$M_{max,slu} = q*l^2/10 = 8.83*2.50^2/10 = 5.52$ tm

$V_{max,slu} = q*l/2 = 8.83*2.50/2 = 11.04$ t

12.2 CONDIZIONE 2 – REGIME ORDINARIO – CARATTERE LENTO

12.2.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

Trattandosi di una condizione lenta verranno impiegati i seguenti parametri geotecnici, affetti dai coefficienti riduttivi (M2) previsti da normativa:

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 38°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 14.5°
coesione: 6.40 t/m^2

I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi+\phi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta-\theta)}{\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\sin(\psi+\beta)}}\right]^2} = 0.238$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi+\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\frac{\sin\varphi\cdot\sin(\varphi+\beta-\theta)}{\sin(\psi+\beta)\cdot\sin(\psi+\vartheta)}}\right]^2} = 4.204$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.600$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.668$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

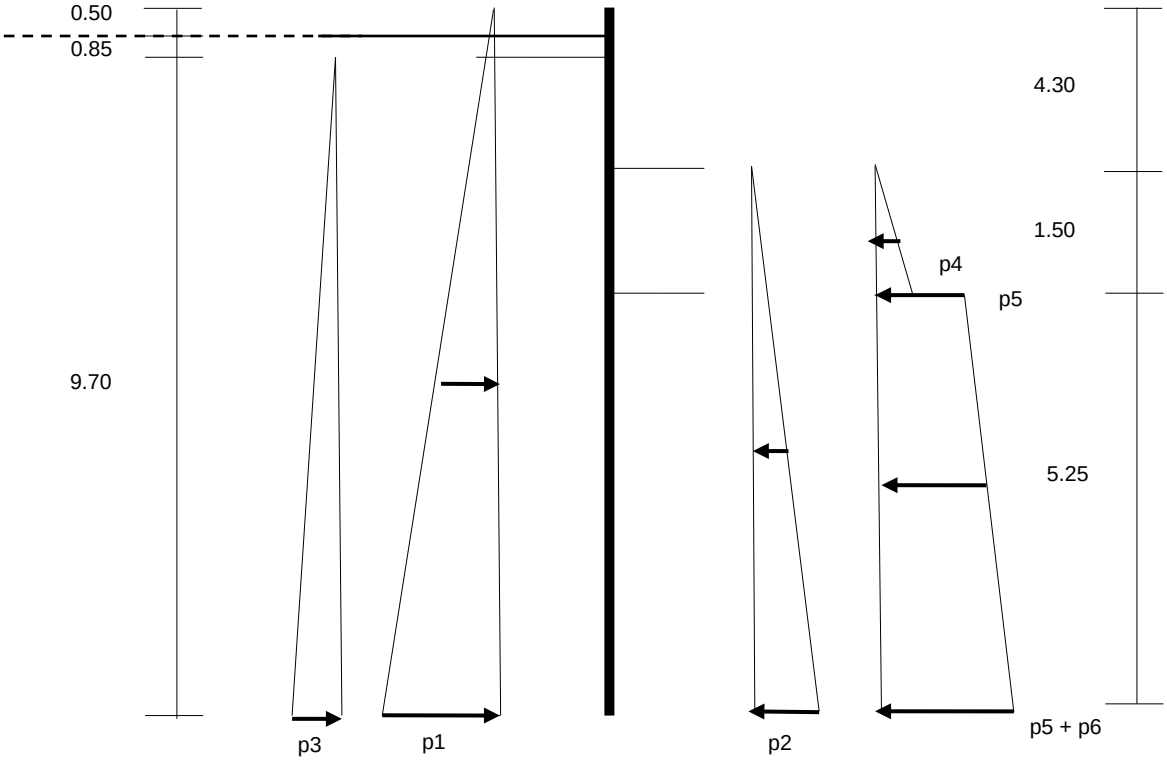
θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

12.2.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottate ai fini della determinazione delle sollecitazioni.



Si riportano nel seguito i valori di pressione esercitati sul manufatto

$p_1 = \gamma_w * h = 11.05$

$p_2 = \gamma_w * h = 6.75$

Per quanto concerne la pressione p_3, considerando il contributo della coesione si ottiene:

$p_3 = 0.600*1.05*9.70 – 2*6.40*\sqrt{0.600} = -3.80$

Il valore negativo riscontrato implica che la coesione risulterebbe da sola sufficiente a sostenere lo scavo, Tuttavia dato l'esiguo margine di sicurezza risultante (esiguo valore di tensione negativa) si considera comunque che il terreno a tergo del diaframma riceva una quota parte di spinta. Tale valore verrà calcolato come differenza tra la spinta a riposo e quella attiva.

$p_3 = k*\gamma*h = 0.150*1.05*9.70 = 1.528$

Relativamente alle pressioni proprie della resistenza passiva si riportano nel seguito i valori limite; nell'analisi del manufatto il terreno, come detto, verrà considerato come elastoplastico e tali valori saranno raggiunti solamente per elevate deformazioni del terreno (proprie dei volumi più superficiali), mentre in profondità i valori di pressione saranno dettati dalla congruità del modello in ragione di una rigidezza del terreno pari a $K_w = 1000$ t/m^3.

$p_4 = k*\gamma*h = 4.204*1.20*1.50 = 7.567$

$p_5 = k*\gamma*h + 2*c*\sqrt{K_p} = 1.668*1.20*1.50 + 2*6.40*\sqrt{1.668} = 19.534$

$p_6 = k*\gamma*h = 1.668*1.05*5.25 = 9.195$

Si riportano nelle pagine seguenti modello ad elementi finiti e diagrammi delle sollecitazioni.

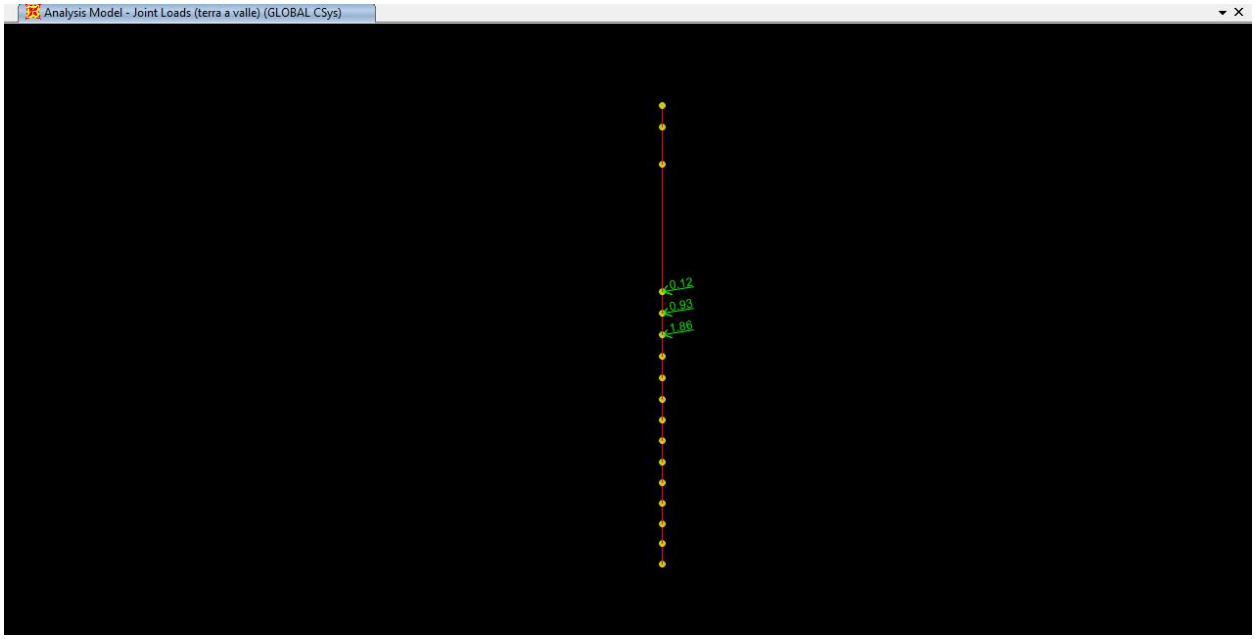


Figura 25: modello ad elementi finiti

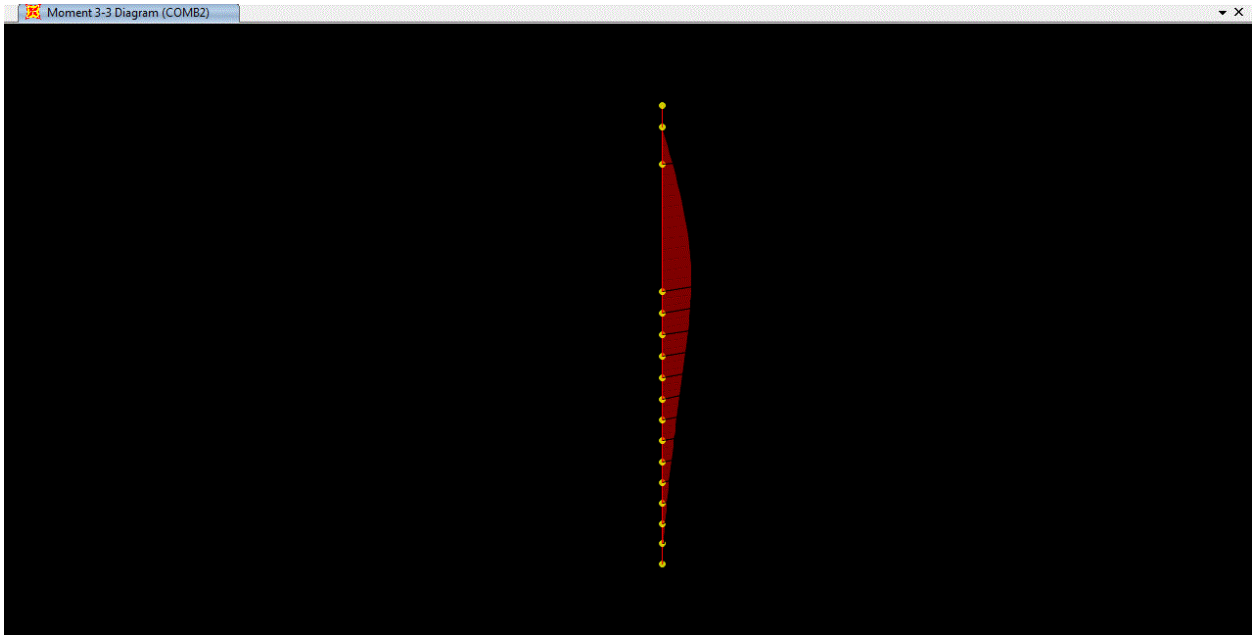


Figura 26: diagramma del momento

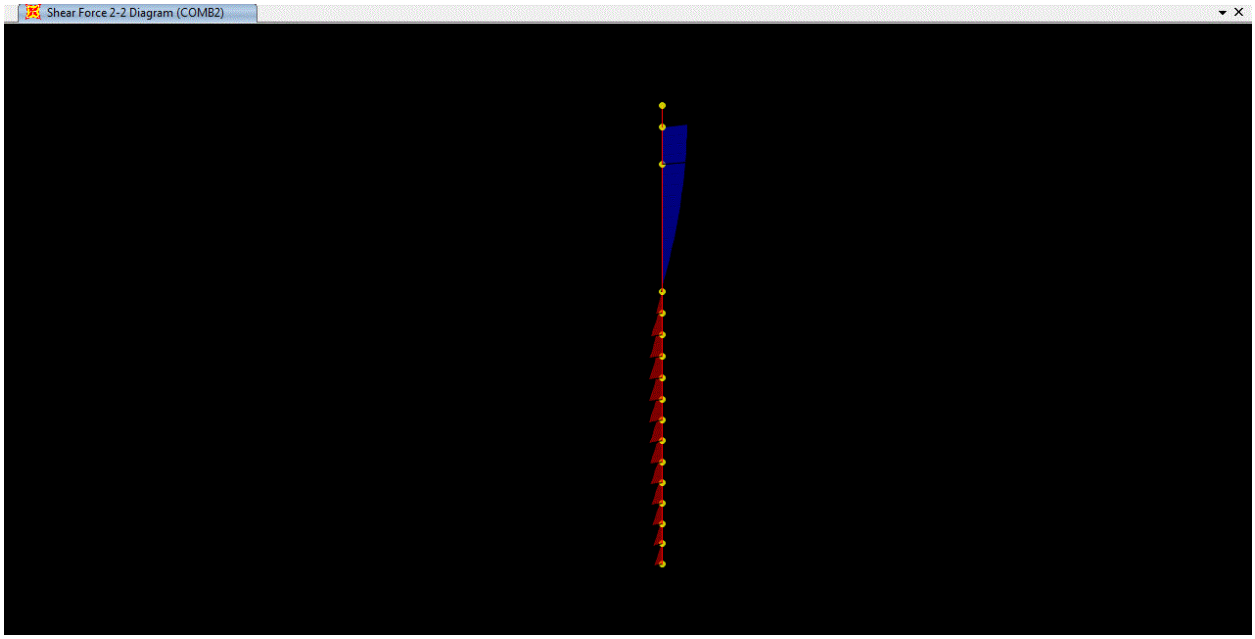


Figura 27: diagramma del taglio

Si riassumono nel seguito i parametri di sollecitazione più significativi per la condizione di carico in esame:

$M_{max,slu}$ = 1.30*21.98 = 28.57 tm momento massimo verticale sul paramento

$V_{max,slu}$ = 1.30*9.32 = 12.12 t taglio massimo verticale sul paramento

$R_{max,slu}$ = 1.30*9.45*2.50 = 30.71 t reazione massima sul tirante superiore

Per quanto concerne le sollecitazioni in testa alla parete tra un tirante e l'altro si ottiene:

q_{slu} = 1.30*9.45 = 12.29 t/ml

$M_{max,slu} = q*l^2/10 = 12.29*2.50^2/10 = 7.68$ tm

$V_{max,slu} = q*l/2 = 12.29*2.50/2 = 15.36$ t

12.3 CONDIZIONE 3 – SISMA – CARATTERE IMPULSIVO

12.3.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

Trattandosi di una condizione impulsiva verranno impiegati i seguenti parametri geotecnici, affetti dai coefficienti riduttivi (M2) previsti da normativa:

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 38°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 0°
coesione: 16.80 t/m^2

I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi+\phi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta-\theta)}{\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\sin(\psi+\beta)}}\right]^2} = 0.299$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi+\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\frac{\sin\varphi\cdot\sin(\varphi+\beta-\theta)}{\sin(\psi+\beta)\cdot\sin(\psi+\vartheta)}}\right]^2} = 3.964$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

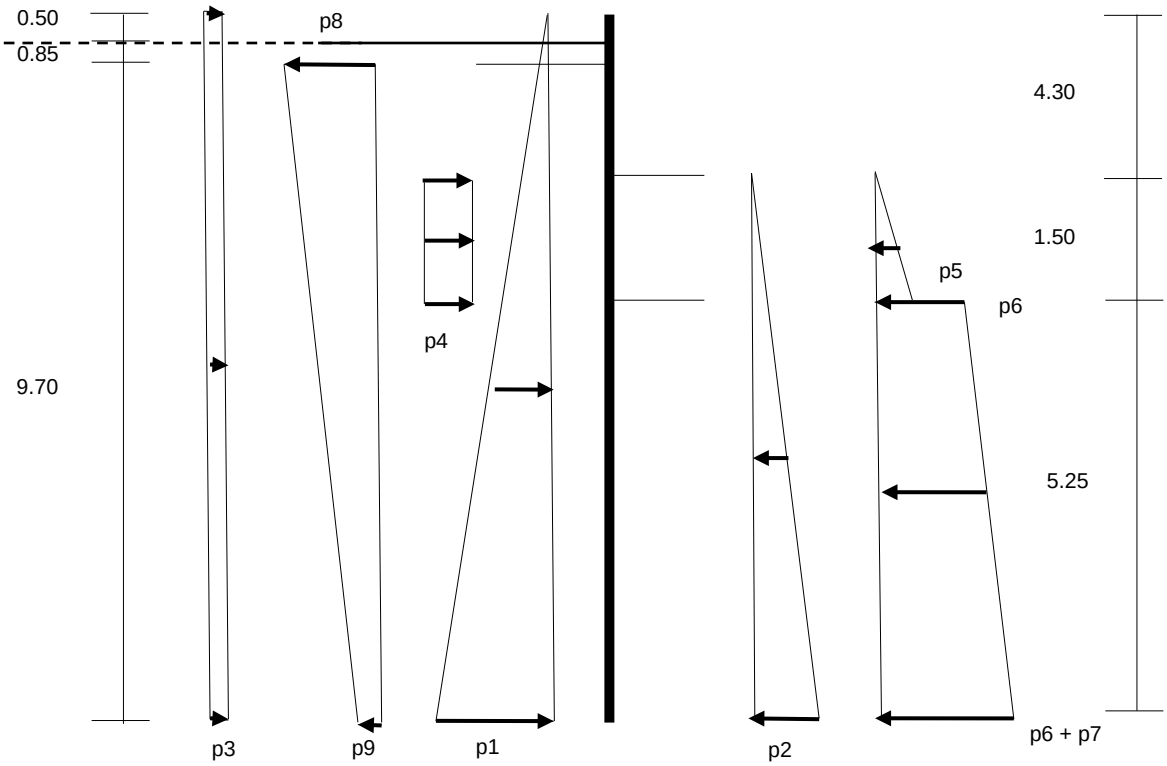
θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

12.3.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottate ai fini della determinazione delle sollecitazioni.



Si riportano nel seguito i valori di pressione esercitati sul manufatto

$p_1 = \gamma_w * h = 11.05$

$p_2 = \gamma_w * h = 6.75$

$p_3 = K_h * W = 0.107*(0.80*1.00*2.50) = 0.214$

$F_4 = 7/12*K_h*H^2 = 7/12*0.107*1.50^2 = 0.140$

$p_4 = F_4/h = 0.140/1.50 = 0.094$

Per quanto concerne le pressioni p_8 e p_9, considerando il contributo della coesione si ottiene considerando anche l'incremento sismico di spinta:

$\Delta F = \alpha*S*\gamma*H^2 = 0.244*1.157*2.05*2.95^2 = 5.036$

$\Delta p = \Delta F/H = 5.036/2.95 = 1.707$

$p_8 = 1.707 – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -31.89$

$p_9 = 1.00*1.05*9.70 – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -23.41$

L'alto valore di coesione porta ad escludere l'innescarsi di azioni spingenti della parete. L'alto valore di trazione nelle tensioni riscontrate, unito alla sporadicità dell'evento di piena porta a concludere che in questa fase di carico si può accettare di considerare lo strato in materiale coesivo non spingente.

Relativamente alle pressioni proprie della resistenza passiva si riportano nel seguito i valori limite; nell'analisi del manufatto il terreno, come detto, verrà considerato come elastoplastico e tali valori saranno raggiunti solamente per elevate deformazioni del terreno (proprie dei volumi più superficiali), mentre in profondità i valori di pressione saranno dettati dalla congruità del modello in ragione di una rigidezza del terreno pari a $K_w = 1000$ t/m^3.

$p_7 = k*\gamma*h = 3.964*1.20*1.50 = 7.135$

$p_8 = k*\gamma*h + 2*c*\sqrt{K_p} = 1.00*1.20*1.50 + 2*16.80*\sqrt{1.000} = 35.40$

$p_9 = k*\gamma*h = 1.00*1.05*5.25 = 5.512$

Si riportano nelle pagine seguenti modello ad elementi finiti e diagrammi delle sollecitazioni.

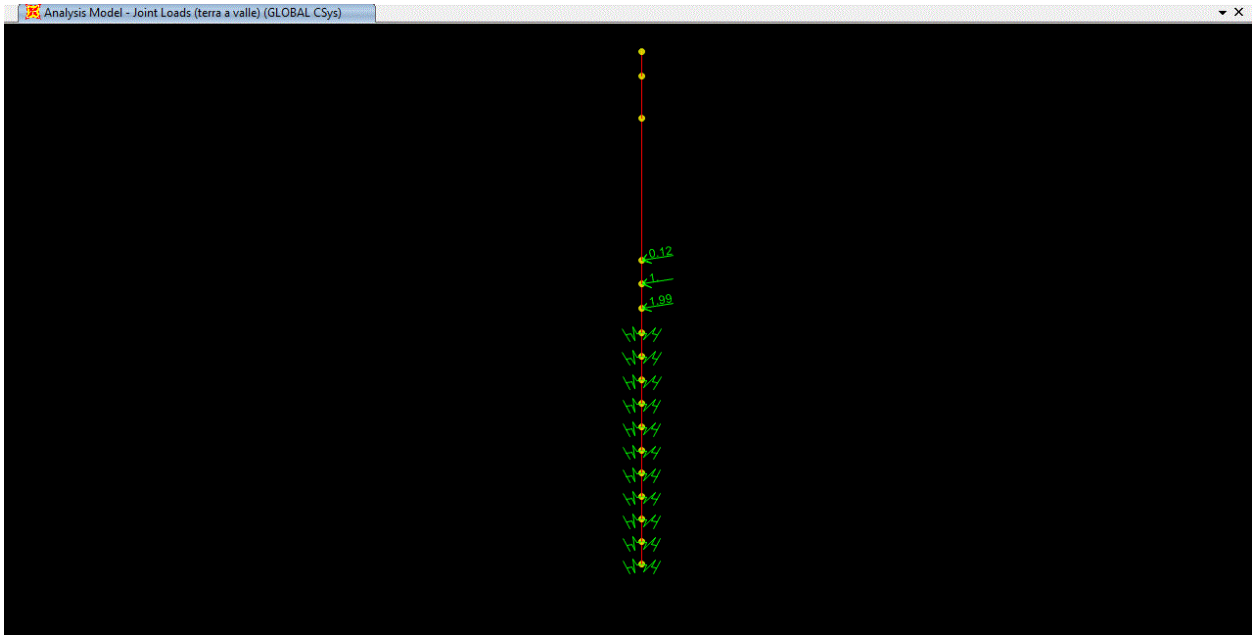


Figura 28: modello ad elementi finiti

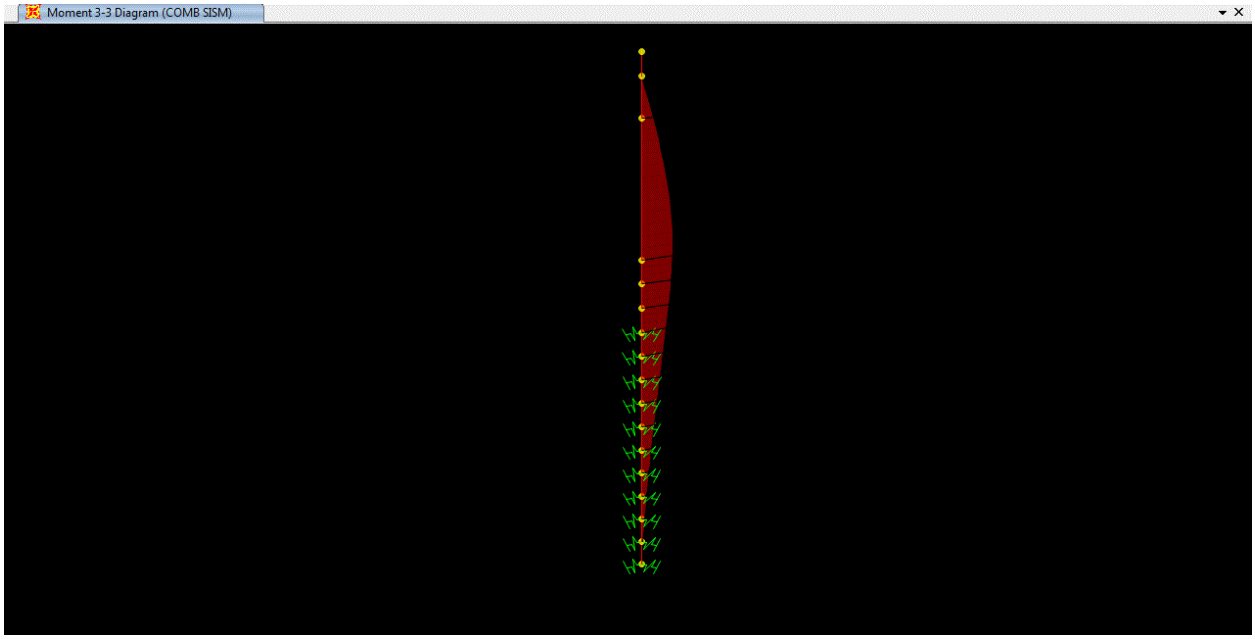


Figura 29: diagramma del momento

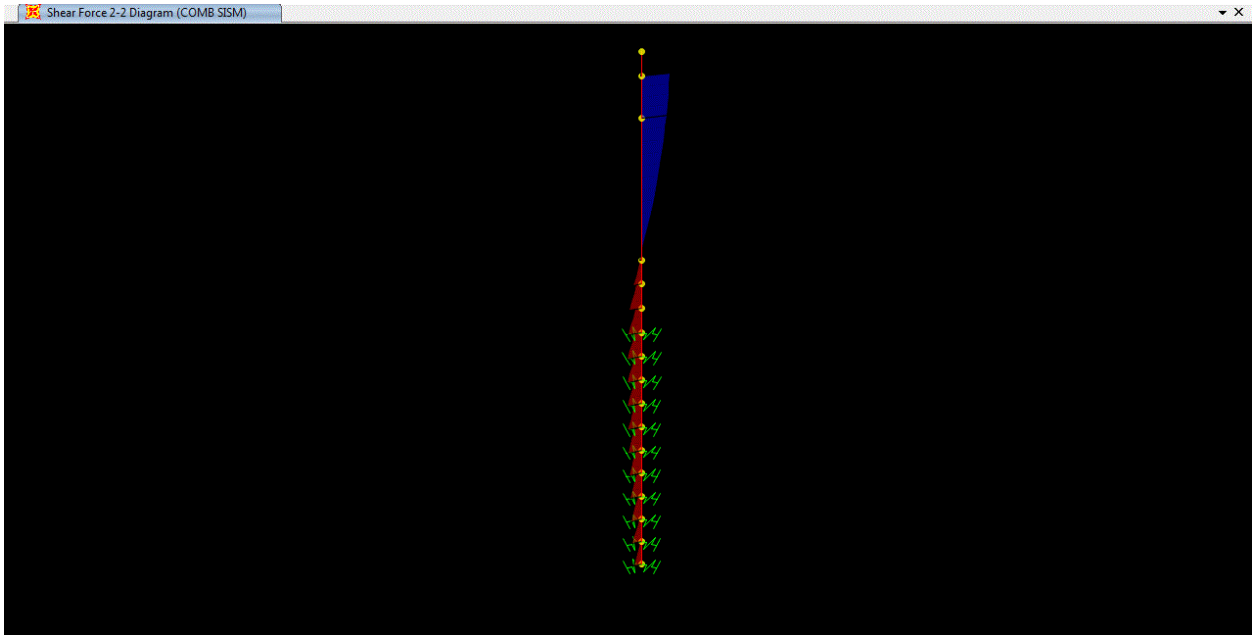


Figura 30: diagramma del taglio

Si riassumono nel seguito i parametri di sollecitazione più significativi per la condizione di carico in esame:

$M_{max,slu}$ = 1.00*20.94 = 20.94 tm momento massimo verticale sul paramento

$V_{max,slu}$ = 1.00*9.28 = 9.28 t taglio massimo verticale sul paramento

$R_{max,slu}$ = 1.00*9.51*2.50 = 23.78 t reazione massima sul tirante superiore

Per quanto concerne le sollecitazioni in testa alla parete tra un tirante e l'altro si ottiene:

q_{slu} = 1.00*9.51 = 9.51 t/ml

$M_{max,slu} = q*l^2/10 = 9.51*2.50^2/10 = 5.94$ tm

$V_{max,slu} = q*l/2 = 9.51*2.50/2 = 11.89$ t

12.4 VERIFICHE

Verifica del tirante:

Il massimo sforzo assiale registrato sul titante risulta:

$N_{max,slu}$ = 30.71 t

$N_{max,sle}$ = 23.62 t

Considerando la sezione resistente della sola barra Gewi si ottiene (A_s = 8.04 cm^2):

σ_f = (30.71E+3)/8.04 = 3819 kg/cm^2

La tensione in condizioni di esercizio, considerando reagente l'intera sezione in calcestruzzo (A_c = 40x55 cm^2):

σ_c = (23.62E+3)/2200 = 10.7 kg/cm^2

valore che porta ad escludere l'insorgere di aperture delle fessure.

Verifica del paramento esistente:

Il massimo momento flettente e taglio registrato sulla parete verticale risulta:

$M_{max,slu}$ = 28.57 tm

$V_{max,slu}$ = 12.12 t

Il diaframma di spessore pari a 80 cm, si ipotizza armato con ϕ24/15 verticali. Come calcestruzzo dell'opera si ipotizza Rck = 300 kg/cm^2. Relativamente a tale valore si precisa che non risulta influenzare significativamente le verifiche a flessione

$M_{max,slu}$ = 28.57 tm

A_t = ϕ24/15

SF = 2.70

$V_{max,slu}$ = 12.12 t

V_{rd} = 26.90 t

$k = 1 + (200/d)^{0.50} = 1.527$

$v_{min} = 0.035*k^{(3/2)}*f_{ck}^{(1/2)}$ = 3.74 kg/cm^2

Verifica della testa del diaframma:

Il massimo momento flettente e taglio registrato sulla parete verticale risulta:

$M_{max,slu}$ = 7.68 tm

$V_{max,slu}$ = 15.36 t

Il diaframma di spessore pari a 80 cm, si ipotizza armato con ϕ12/20 verticali. Come calcestruzzo dell'opera si ipotizza Rck = 300 kg/cm^2. Relativamente a tale valore si precisa che non risulta influenzare significativamente le verifiche a flessione

$M_{max,slu}$ = 7.68 tm

A_t = ϕ12/20 (tot n° 4)

SF = 1.61

$V_{max,slu}$ = 15.36 t

V_{rd} = 26.90 t

$k = 1 + (200/d)^{0.50} = 1.527$

$v_{min} = 0.035*k^{(3/2)}*f_{ck}^{(1/2)} = 3.74$ kg/cm^2

13 BRIGLIA DI MONTE – INTERVENTO CENTRO ALVEO

L'analisi riguarda la verifica della briglia di monte sottoposta all'azione aggiuntiva trasmessa dal tirante di collegamento alla briglia intermedia. Il collegamento tra i due elementi avviene tramite tiranti posti ad un interasse di circa 2.50 m poggiati su una platea esistente, collegati alla stessa e blindati lateralmente e superiormente mediante un getto di calcestruzzo.
Stante la geometria descritta appare evidente che l'azione di trascinamento verso valle trasmessa dal tirante avviene ad una quota dove la briglia di monte trova diretto contrasto le opere di fondo esistenti e nuove e pertanto l'azione assiale del tirante si trasmette direttamente dalla briglia alla platea senza un apprezzabile aumento delle solelcitazioni in gioco.

In questa sede pertanto si andrà a verificare lo scorrimento dell'opera di protezione di fondo nel suo complesso rispetto all'azione di spinta offerta dalla briglia di monte.

13.1 CONDIZIONE DRENATA

I carichi dell'opera di protezione del fondo sono riassunti nel seguito:

19.55*0.50*2.50*2.50 = 61.09 t	peso proprio platea esistente spessore stimato 50 cm
19.55*0.70*2.50*2.50 = 85.53 t	peso proprio platea nuova spessore medio 70 cm

In condizioni drenate per il terremo argilloso verranno impiegati i parametri:
angolo d'attrito interno ϕ = 14.5°
coesione: 6.40 t/m^2

La capacità resistente offerta dalla platea alla spinta della briglia di monte risulta:
F_{attr} = (61.09 + 85.53)*tg(2/3*14.5) + 6.40*2.50*19.55 = 337.77 t

La massima azione in condizioni drenate trasmessa dal tirante alla briglia e da questa alla platea risulta:
N = 30.71 t

con un fattore di sicurezza rispetto allo scorrimento pari a:
SF = 377.77/30.71 = 11.00

13.1 CONDIZIONE NON DRENATA

In condizioni drenate per il terremo argilloso verranno impiegati i parametri:

angolo d'attrito interno ϕ = 0°

coesione: 16.8 t/m^2

La capacità resistente offerta dalla platea alla spinta della briglia di monte risulta:

F_{attr} = 16.8*2.50*19.55 = 821.10 t

La massima azione in condizioni drenate trasmessa dal tirante alla briglia e da questa alla platea risulta:

N = 23.78 t

con un fattore di sicurezza rispetto allo scorrimento pari a:

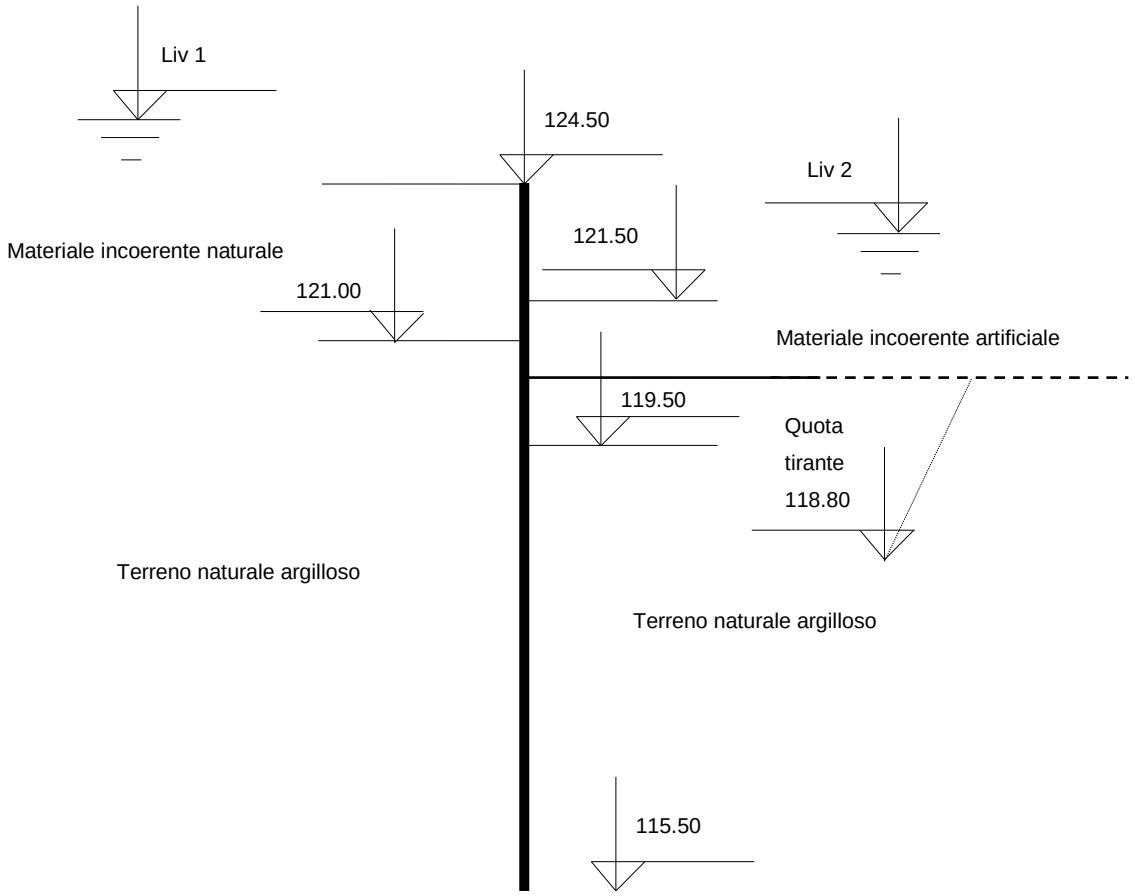
SF = 821.10/23.78 = 34.53

14 BRIGLIA DI MONTE – INTERVENTO IN SPONDA SINISTRA

L'analisi riguarda la verifica della briglia di monte sottoposta all'azione aggiuntiva trasmessa dal tirante di collegamento alla briglia intermedia. Il collegamento tra i due elementi avviene tramite tiranti posti ad un interasse di circa 2.50 m poggiati direttamente sul terreno e rivestiti superiormente da una massicciata di massi ciclopici.

L'azione dei tiranti verrà trasferita alla briglia di monte, che pertanto verrà verificata nelle differenti condizioni di carico rispetto a questo carico aggiuntivo.

La geometria di studio dell'opera è la seguente:



Le due quote Var 1 e Var 2 saranno differenti a seconda delle condizioni di carico indagate, e assunte come nel seguito esplicitate:

Condizione	Carattere	Liv 1	Liv 2
Onda di piena	Impulsivo	127.00	121.80
Regime ordinario	Lento	123.50	119.30
Sisma	Impulsivo	123.50	119.30

14.1 CONDIZIONE 1 – ONDA DI PIENA – CARATTERE IMPULSIVO

14.1.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

Trattandosi di una condizione impulsiva verranno impiegati i seguenti parametri geotecnici, affetti dai coefficienti riduttivi (M2) previsti da normativa:

Materiale incoerente naturale (materiale di trasporto solido del greto)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 34°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 38°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 0°
coesione: 16.80 t/m^2

I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente naturale (materiale di trasporto solido del greto)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.283$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.537$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi+\phi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta-\theta)}{\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\sin(\psi+\beta)}}\right]^2} = 0.238$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi+\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\frac{\sin\varphi\cdot\sin(\varphi+\beta-\theta)}{\sin(\psi+\beta)\cdot\sin(\psi+\vartheta)}}\right]^2} = 4.204$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

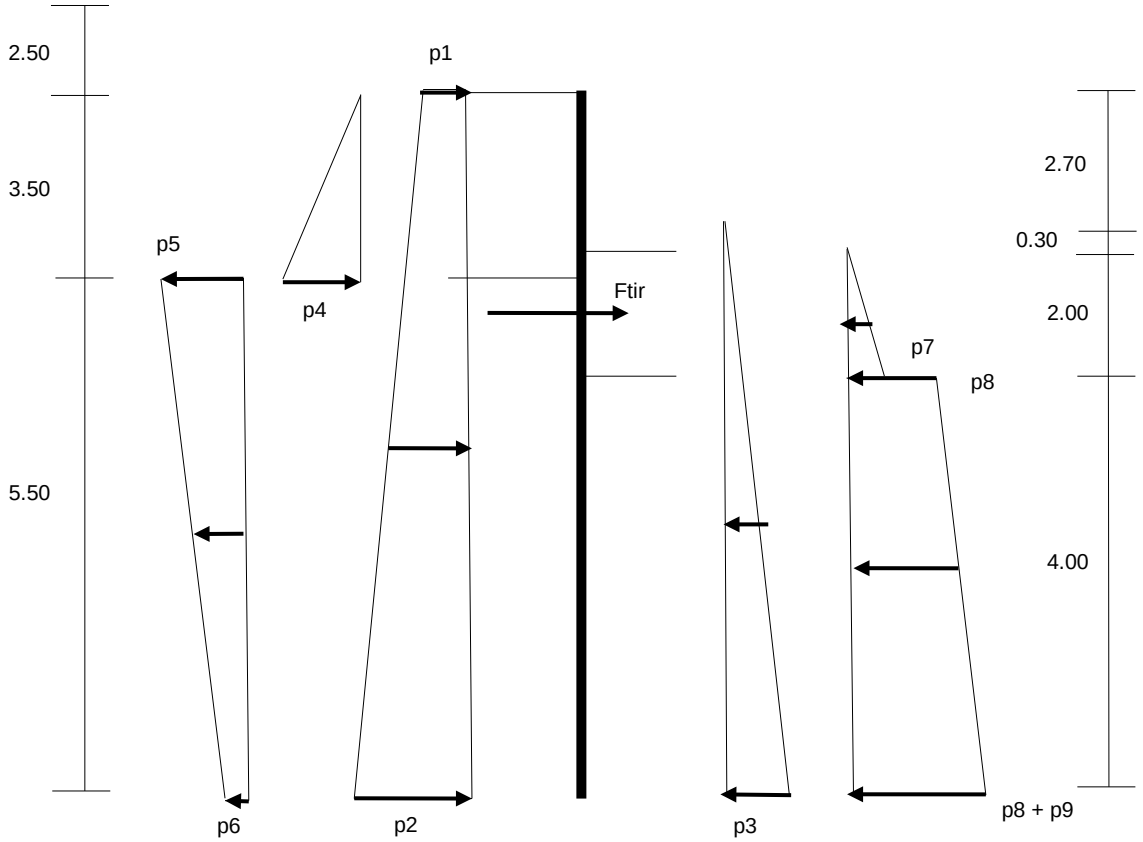
θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

14.1.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottate ai fini della determinazione delle sollecitazioni.



Si riportano nel seguito i valori di pressione esercitati sul manufatto

$p_1 = \gamma_w * h = 2.50$

$p_2 = \gamma_w * h = 11.50$

$p_3 = \gamma_w * h = 6.30$

$p_4 = k*\gamma*h = 0.283*1.20*3.50 = 1.189$

$F_{tir} = 6.79$ t

Per quanto concerne le pressioni p_5 e p_6, considerando il contributo della coesione si ottiene:

$p_5 = 1.00*1.20*3.50 – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -29.40$

$p_6 = 1.00*(1.20*3.50 + 1.05*5.50) – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -23.62$

L'alto valore di coesione porta ad escludere l'innescarsi di azioni spingenti della parete. L'alto valore di trazione nelle tensioni riscontrate, unito alla sporadicità dell'evento di piena porta a concludere che in questa fase di carico si può accettare di considerare lo strato in materiale coesivo non spingente.

Relativamente alle pressioni proprie della resistenza passiva si riportano nel seguito i valori limite; nell'analisi del manufatto il terreno, come detto, verrà considerato come elastoplastico e tali valori saranno raggiunti solamente per elevate deformazioni del terreno (proprie dei volumi più superficiali), mentre in profondità i valori di pressione saranno dettati dalla congruità del modello in ragione di una rigidezza del terreno pari a $K_w = 1000$ t/m^3.

$p_7 = k*\gamma*h = 4.204*1.20*2.00 = 10.089$

$p_8 = k*\gamma*h + 2*c*\sqrt{K_p} = 1.00*1.20*2.00 + 2*16.80*\sqrt{1.000} = 36.000$

$p_9 = k*\gamma*h = 1.00*1.05*4.00 = 4.200$

Si riportano nelle pagine seguenti modello ad elementi finiti e diagrammi delle sollecitazioni.

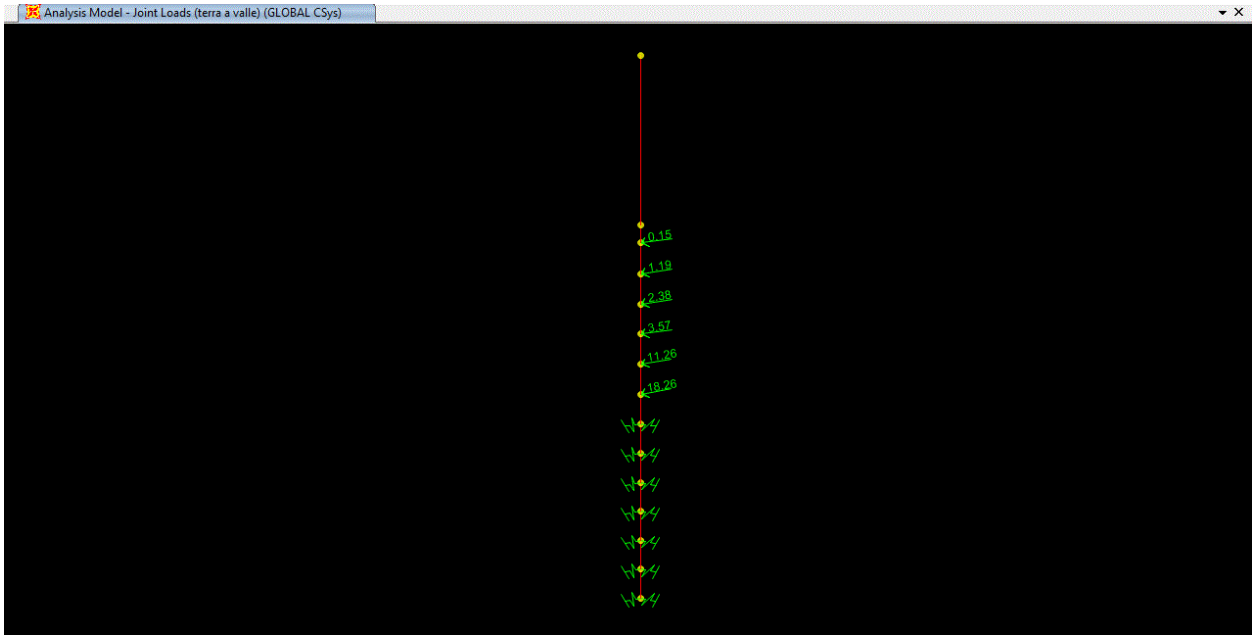


Figura 31: modello ad elementi finiti

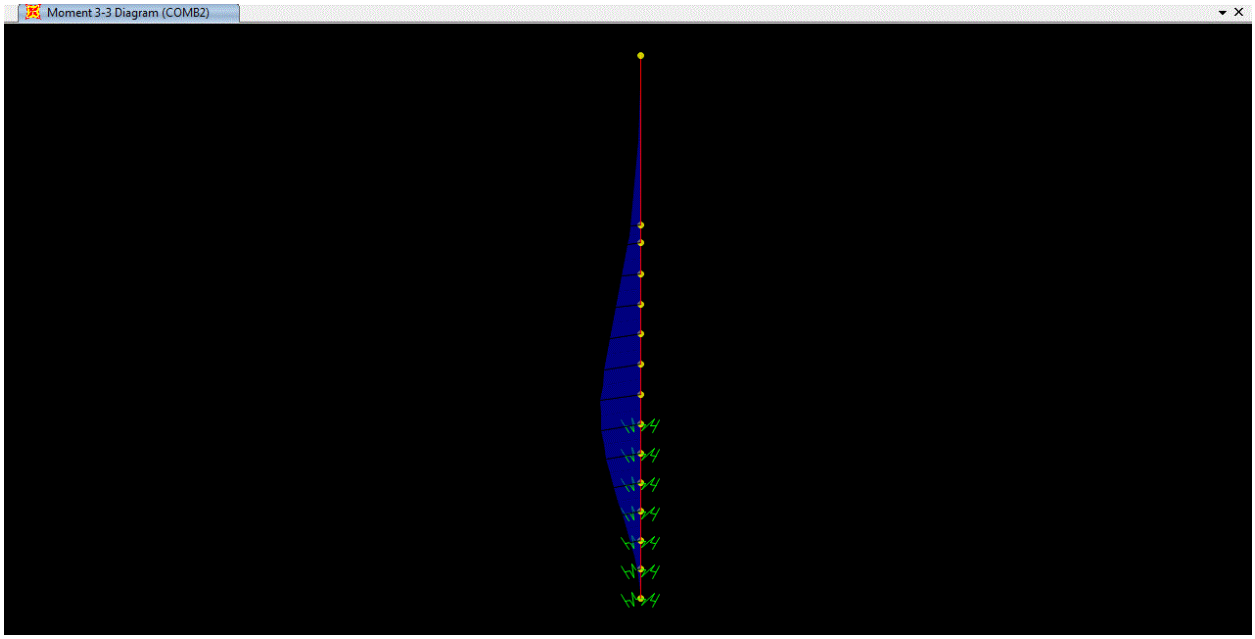


Figura 32: diagramma del momento

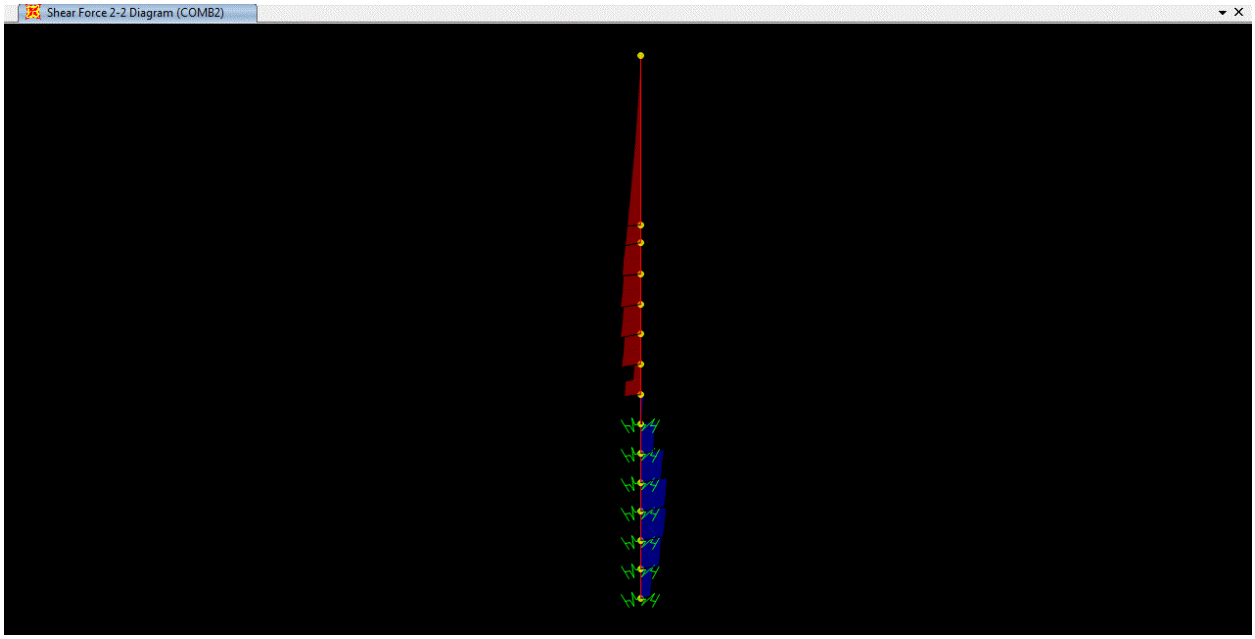


Figura 33: diagramma del taglio

Si riassumono nel seguito i parametri di sollecitazione più significativi per la condizione di carico in esame:

$M_{max,slu}$ = 1.30*53.41 = 69.43 tm momento massimo verticale sul paramento

$V_{max,slu}$ = 1.30*23.84 = 30.99 t taglio massimo verticale sul paramento

14.2 CONDIZIONE 2 – REGIME ORDINARIO – CARATTERE LENTO

14.2.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

Trattandosi di una condizione lenta verranno impiegati i seguenti parametri geotecnici, affetti dai coefficienti riduttivi (M2) previsti da normativa:

Materiale incoerente naturale (materiale di trasporto solido del greto)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 34°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 38°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 14.5°
coesione: 6.40 t/m^2

I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente naturale (materiale di trasporto solido del greto)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.283$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.537$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi+\phi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta-\theta)}{\sin(\psi-\theta-\delta)\cdot\sin(\psi+\beta)}}\right]^2} = 0.238$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\cdot\sin(\psi+\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\frac{\sin\varphi\cdot\sin(\varphi+\beta-\theta)}{\sin(\psi+\beta)\cdot\sin(\psi+\vartheta)}}\right]^2} = 4.204$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.600$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.668$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 14.5°

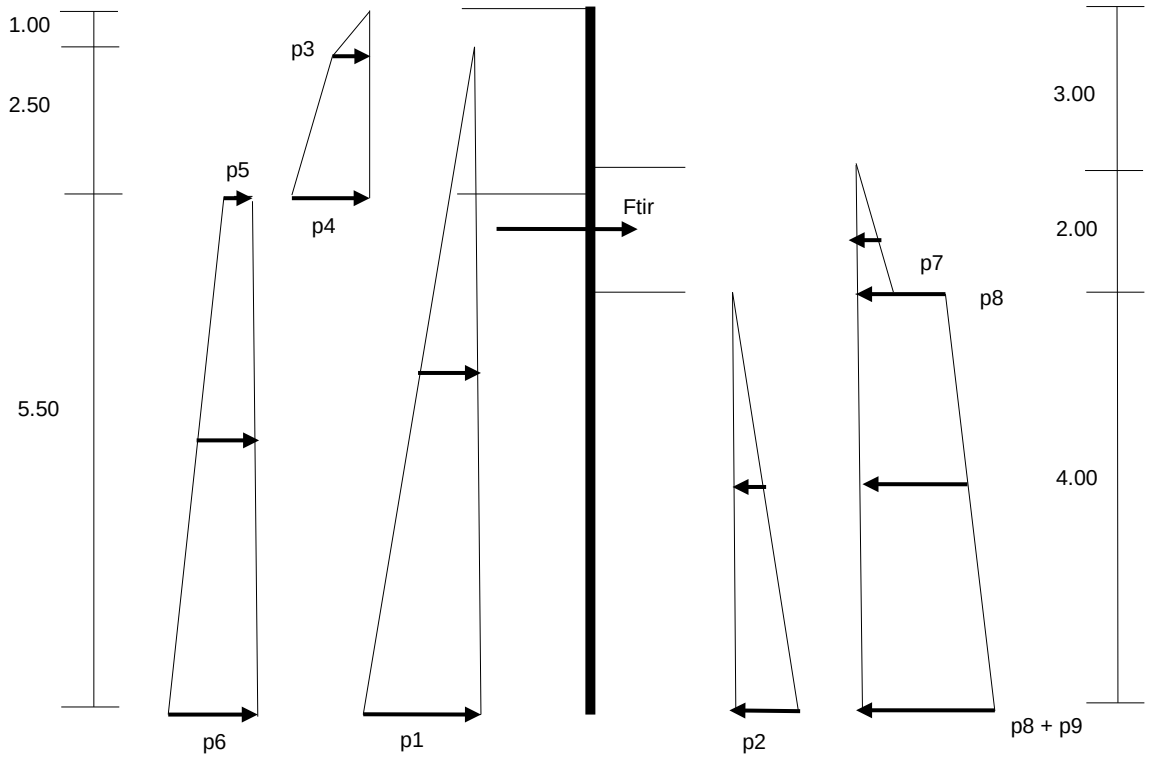
θ = 0°

δ = 0°

β = 0°

14.2.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottate ai fini della determinazione delle sollecitazioni.



Si riportano nel seguito i valori di pressione esercitati sul manufatto

$p_1 = \gamma_w * h = 8.00$

$p_2 = \gamma_w * h = 3.80$

$p_3 = k*\gamma*h = 0.283*2.20*1.00 = 0.623$

$p_4 = k*\gamma*h = 0.283*(2.20*1.00 + 1.20*2.50) = 1.472$

$F_{tir} = 9.45$ t

Per quanto concerne le pressioni p_5 e p_6, considerando il contributo della coesione si ottiene:

$p_5 = 0.600*(1.00*2.20 + 2.50*1.20) – 2*6.40*\sqrt{0.600} = -6.79$

$p_6 = 0.600*(1.00*2.20 + 2.50*1.20 + 5.50*1.05) – 2*6.40*\sqrt{0.600} = -3.33$

Il valore negativo riscontrato implica che la coesione risulterebbe da sola sufficiente a sostenere lo scavo, Tuttavia dato l'esiguo margine di sicurezza risultante (esiguo valore di tensione negativa) si considera comunque che il terreno a tergo del diaframma riceva una quota parte di spinta. Tale valore verrà calcolato come differenza tra la spinta a riposo e quella attiva.

$p_5 = 0.150*(1.00*2.20 + 2.50*1.20) = 0.780$

$p_6 = 0.150*(1.00*2.20 + 2.50*1.20 + 5.50*1.05) = 1.646$

Relativamente alle pressioni proprie della resistenza passiva si riportano nel seguito i valori limite; nell'analisi del manufatto il terreno, come detto, verrà considerato come elastoplastico e tali valori saranno raggiunti solamente per elevate deformazioni del terreno (proprie dei volumi più superficiali), mentre in profondità i valori di pressione saranno dettati dalla congruità del modello in ragione di una rigidezza del terreno pari a $K_w = 1000$ t/m^3.

$p_7 = k*\gamma*h = 4.204*2.20*2.00 = 18.498$

$p_8 = k*\gamma*h + 2*c*\sqrt{K_p} = 1.668*2.20*2.00 + 2*6.40*\sqrt{1.668} = 23.871$

$p_9 = k*\gamma*h = 1.668*1.05*4.00 = 7.006$

Si riportano nelle pagine seguenti modello ad elementi finiti e diagrammi delle sollecitazioni.

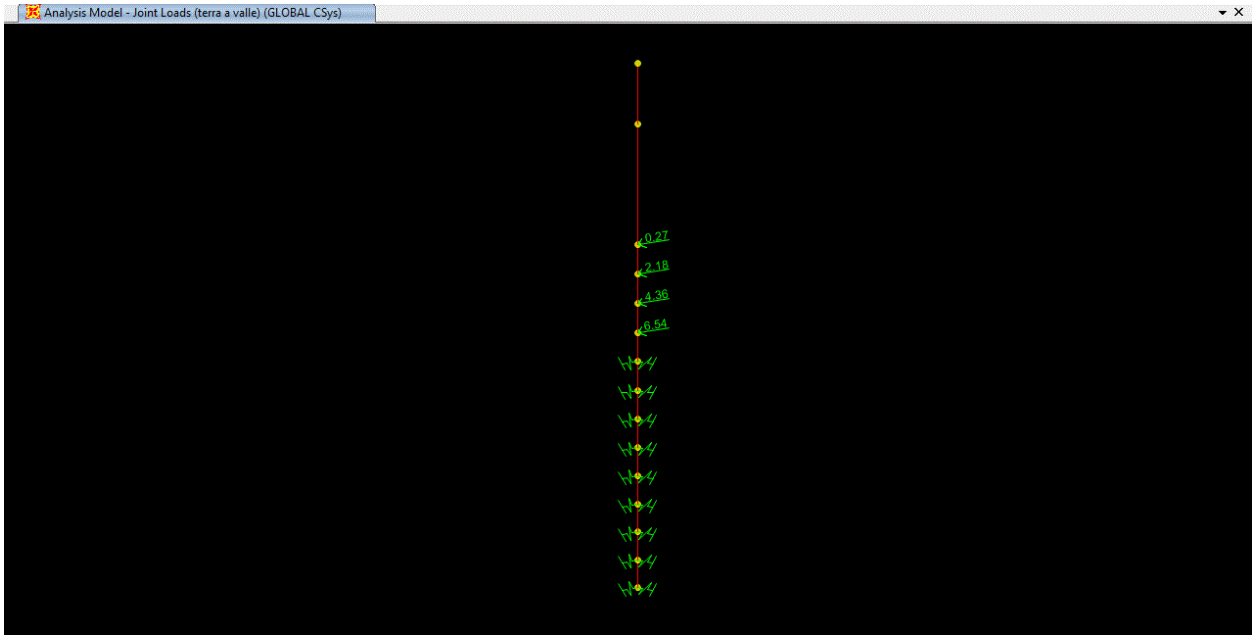


Figura 34: modello ad elementi finiti

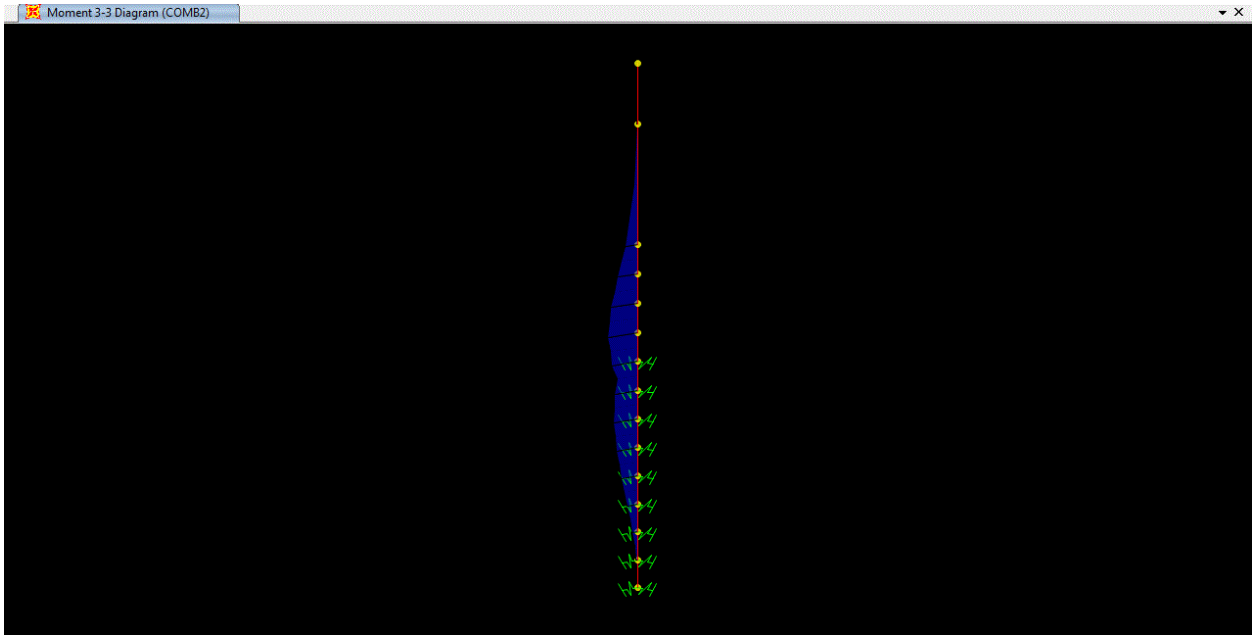


Figura 35: diagramma del momento

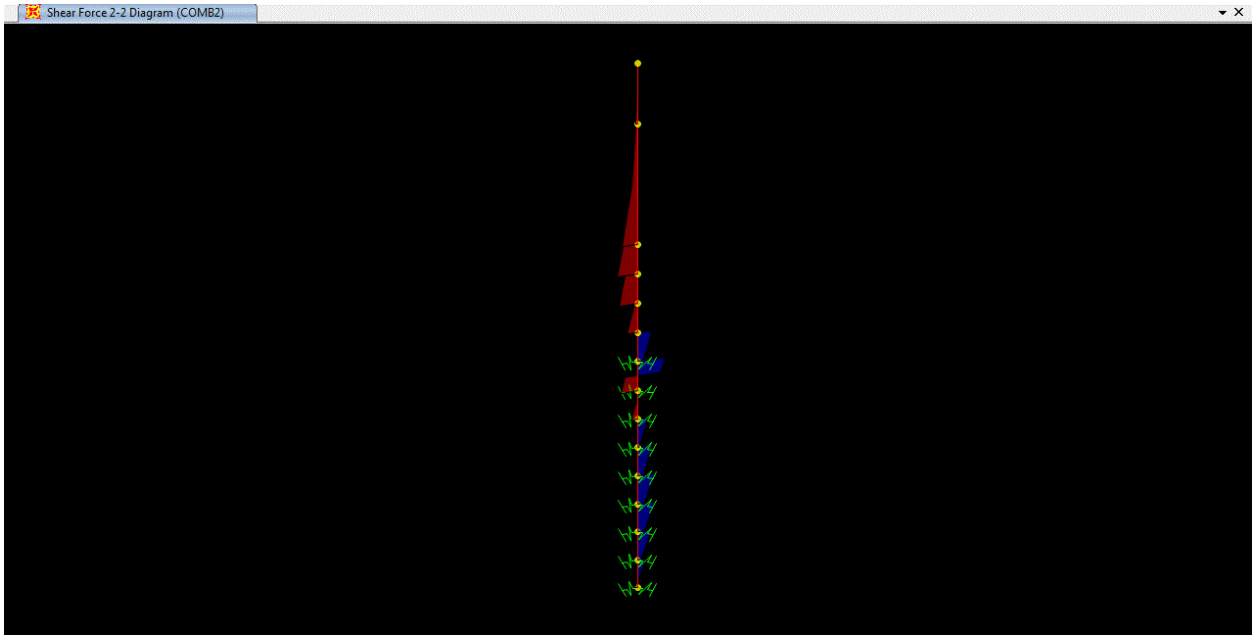


Figura 36: diagramma del taglio

Si riassumono nel seguito i parametri di sollecitazione più significativi per la condizione di carico in esame:

$M_{max,slu}$ = 1.30*8.80 = 11.44 tm momento massimo verticale sul paramento

$V_{max,slu}$ = 1.30*6.40 = 8.32 t taglio massimo verticale sul paramento

14.3 CONDIZIONE 3 – SISMA – CARATTERE IMPULSIVO

14.3.1 SCELTE E PARAMETRI GENERALI

Trattandosi di una condizione impulsiva verranno impiegati i seguenti parametri geotecnici, affetti dai coefficienti riduttivi (M2) previsti da normativa:

Materiale incoerente naturale (materiale di trasporto solido del greto)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 34°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

peso specifico del materiale secco γ = 2.20 t/m^3
peso specifico del materiale immerso γ = 1.20 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 38°
coesione: 0.00 t/m^2

Materiale coesivo naturale inferiore

peso specifico del materiale secco γ = 1.70 t/m^3
peso specifico del materiale saturo γ = 2.05 t/m^3
angolo d'attrito interno del terreno ϕ = 0°
coesione: 16.80 t/m^2

I coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva adottati per il manto superiore incoerente e inferiore coesivo risultano:

Materiale incoerente naturale (materiale di trasporto solido del greto)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.350$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.316$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 34°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

Materiale incoerente artificiale (massi ciclopici cementati o non cementati)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 0.299$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 3.964$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 38°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

Materiale coesivo naturale inferiore

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}}\right]^2} = 1.000$$

adottando

ψ = 90°

ϕ = 0°

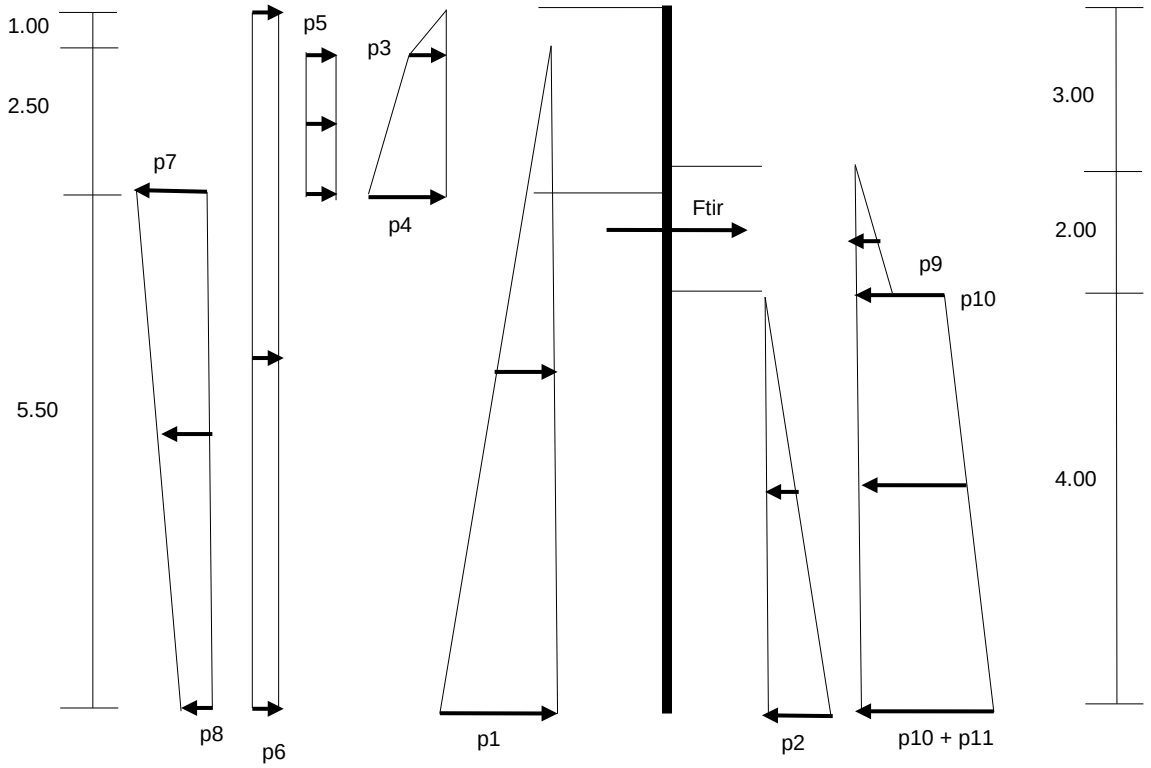
θ = 6.5°

δ = 0°

β = 0°

14.3.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi delle pressioni adottate ai fini della determinazione delle sollecitazioni.



Si riportano nel seguito i valori di pressione esercitati sul manufatto

$p_1 = \gamma_w * h = 8.00$

$p_2 = \gamma_w * h = 3.80$

$p_3 = k*\gamma*h = 0.350*2.20*1.00 = 0.770$

$p_4 = k*\gamma*h = 0.350*(2.20*1.00 + 1.20*2.50) = 1.820$

$F_5 = 7/12*K_h*H^2 = 7/12*0.107*2.50^2 = 0.390$

$p_5 = F_5/h = 0.390/2.50 = 0.156$

$p_6 = K_h*W = 0.107*(1.00*1.00*2.50) = 0.268$

$F_{tir} = 9.51$ t

Per quanto concerne le pressioni p_8 e p_9, considerando il contributo della coesione si ottiene:

$p_7 = 1.000*(1.00*2.20 + 2.50*1.20) – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -28.40$

$p_8 = 1.000*(1.00*2.20 + 2.50*1.20 + 5.50*1.05) – 2*16.80*\sqrt{1.000} = -22.62$

L'alto valore di coesione porta ad escludere l'innescarsi di azioni spingenti della parete. L'alto valore di trazione nelle tensioni riscontrate, unito alla sporadicità dell'evento di piena porta a concludere che in questa fase di carico si può accettare di considerare lo strato in materiale coesivo non spingente.

Relativamente alle pressioni proprie della resistenza passiva si riportano nel seguito i valori limite; nell'analisi del manufatto il terreno, come detto, verrà considerato come elastoplastico e tali valori saranno raggiunti solamente per elevate deformazioni del terreno (proprie dei volumi più superficiali), mentre in profondità i valori di pressione saranno dettati dalla congruità del modello in ragione di una rigidezza del terreno pari a $K_w = 1000$ t/m^3.

$p_9 = k*\gamma*h = 3.964*2.20*2.00 = 17.442$

$p_{10} = k*\gamma*h + 2*c*\sqrt{K_p} = 1.00*2.20*2.00 + 2*16.80*\sqrt{1.000} = 38.000$

$p_{11} = k*\gamma*h = 1.00*1.05*4.00 = 4.200$

Si riportano nelle pagine seguenti modello ad elementi finiti e diagrammi delle sollecitazioni.

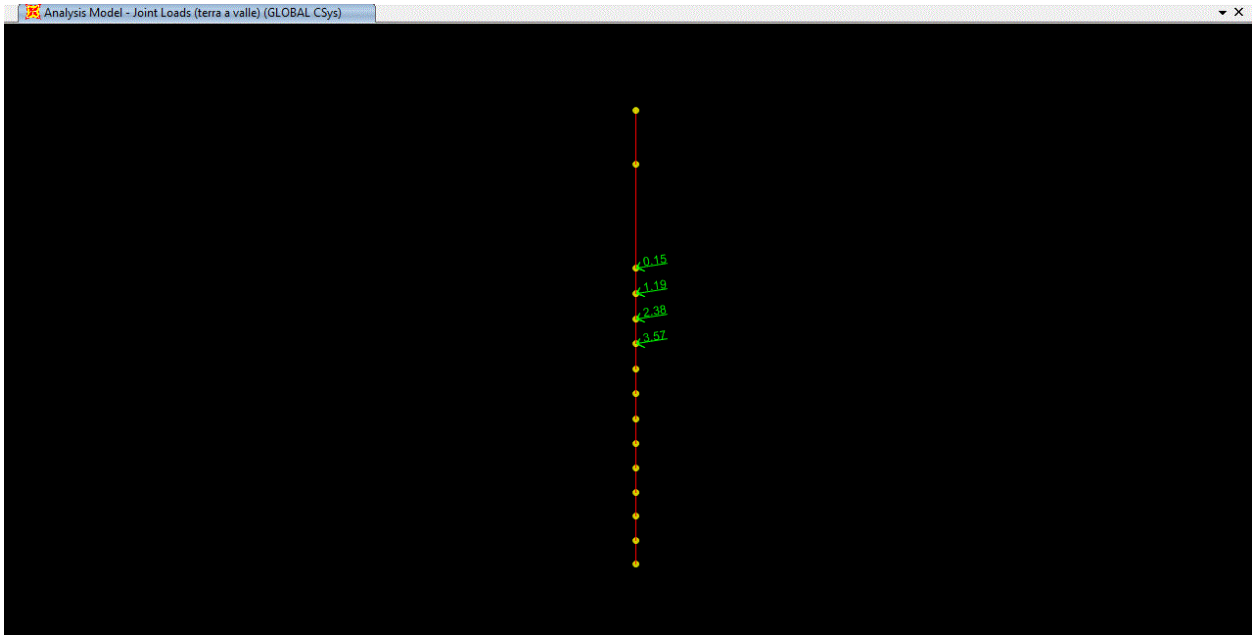


Figura 37: modello ad elementi finiti

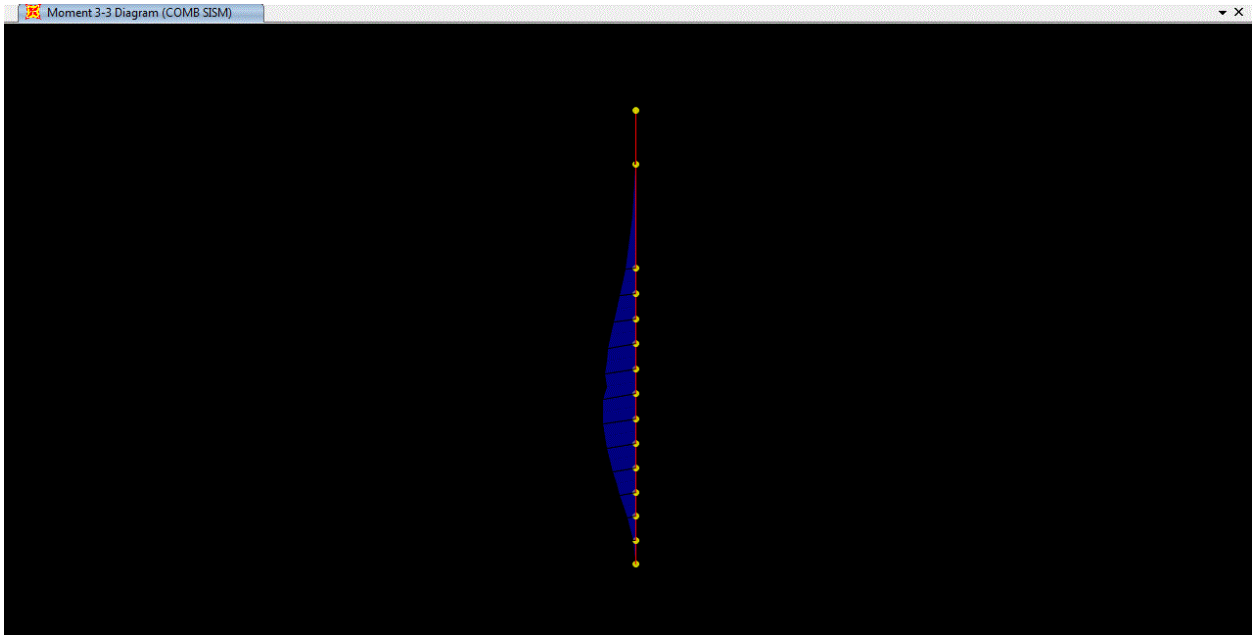


Figura 38: diagramma del momento

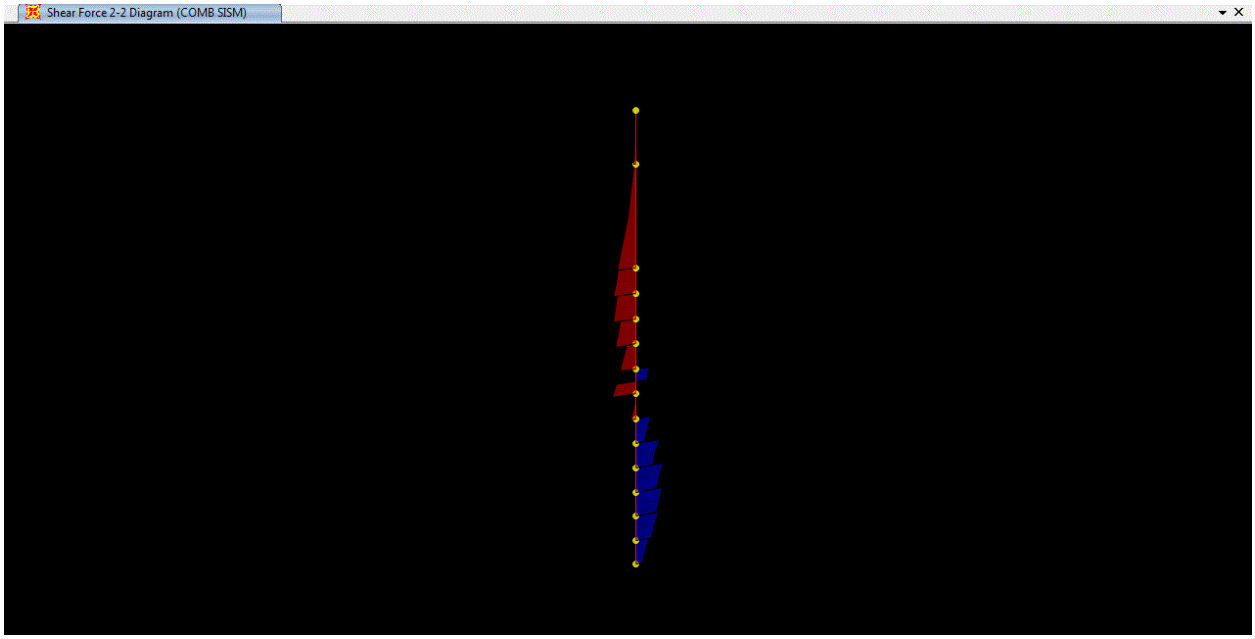


Figura 39: diagramma del taglio

Si riassumono nel seguito i parametri di sollecitazione più significativi per la condizione di carico in esame:

$M_{max,slu}$ = 1.00*17.17 = 17.17 tm momento massimo verticale sul paramento

$V_{max,slu}$ = 1.00*6.94 = 6.94 t taglio massimo verticale sul paramento

14.4 VERIFICHE

Verifica strutturale del paramento esistente:

Il massimo momento flettente e taglio registrato sulla parete verticale risulta:

$M_{max,slu}$ = 69.43 tm

$V_{max,slu}$ = 30.99 t

Il diaframma di spessore pari a 100 cm, si ipotizza armato con ϕ24/15 verticali. Come calcestruzzo dell'opera si ipotizza Rck = 300 kg/cm^2. Relativamente a tale valore si precisa che non risulta influenzare significativamente le verifiche a flessione

$M_{max,slu}$ = 69.43 tm

A_t = ϕ24/15

SF = 1.44

$V_{max,slu}$ = 30.99 t

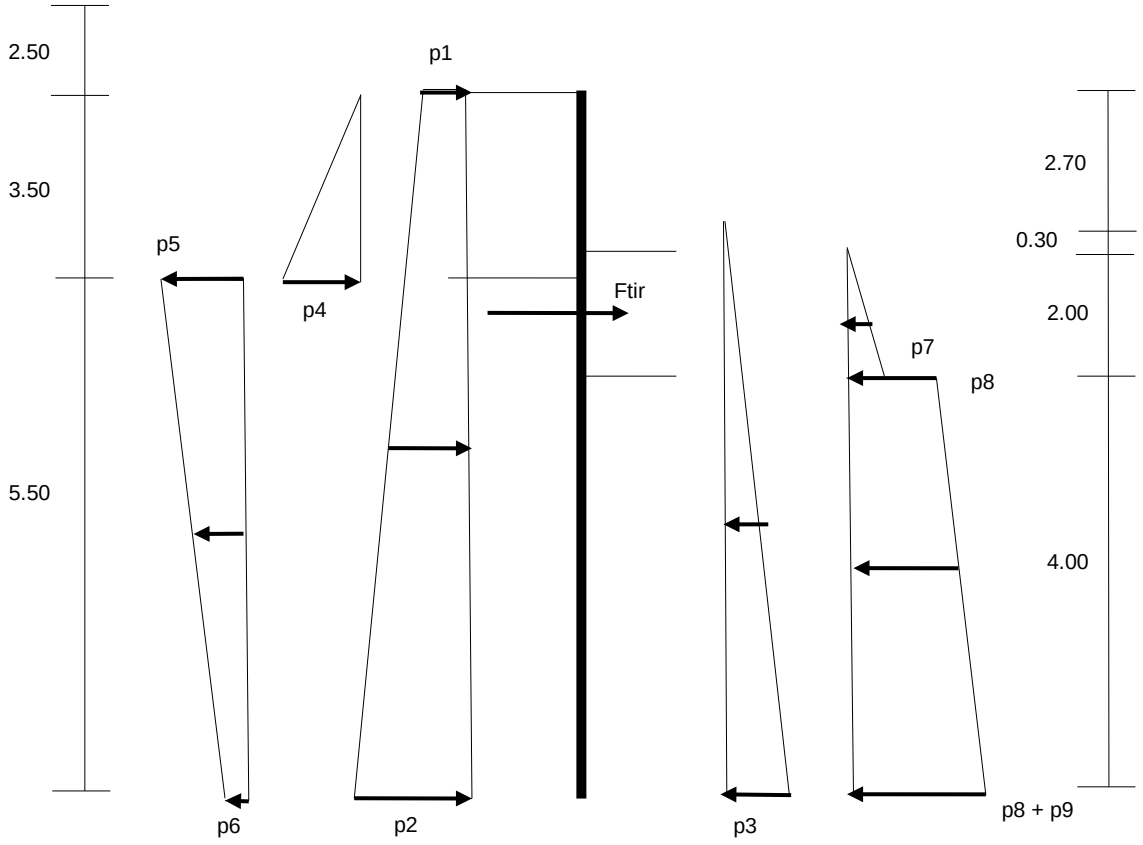
V_{rd} = 32.86 t

$k = 1 + (200/d)^{0.50} = 1.482$

$v_{min} = 0.035*k^{(3/2)}*f_{ck}^{(1/2)} = 3.57$ kg/cm^2

Verifica di stabilità del paramento esistente:

Come ultima verifica verrà riportata quella a stabilità del manufatto globale. Ci si riferisce alla prima combinazione che risulta la più gravosa intermini di carichi esterni applicati. Si ripropongono nel seguito i diagrammi delle pressioni.


2.50
3.50
5.50
p1
p5
p4
Ftir
p6
p2
p3
p7
p8
p8 + p9
2.70
0.30
2.00
4.00

p_1 = 2.500

$F_1 = p_1*b*h$ = 2.50*9.00 = 22.50

$M_1 = F_1*d$ = 22.50*9.00/2 = 101.25

p_2 = 9.00

$F_2 = p_2*b*h/2$ = 9.00*9.00/2 = 40.50

$M_2 = F_2*d$ = 40.50*9.00/3 = 121.50

p_4 = 1.189

$F_4 = p_4*b*h/2$ = 1.189*3.50/2 = 2.081

$M_4 = F_4*d$ = 2.081*(5.50 + 3.50/3) = 13.87

F_{tir} = 6.79

$M_{tir} = F_{tir}*d$ = 6.79*3.80 = 25.80

p_3 = 6.30

$F_3 = p_3*b*h/2$ = 6.30*6.30/2 = 19.85

$M_3 = F_3*d$ = 19.85*6.30/3 = 41.67

p_7 = 10.089

$F_7 = p_7*b*h/2$ = 10.089*2.00/2 = 10.089

$M_7 = F_7*d$ = 10.089*(4.00 + 2.00/3) = 47.08

p_8 = 36.000

$F_8 = p_8*b*h$ = 36.000*4.00 = 144.00

$M_8 = F_8*d$ = 144.00*4.00/2 = 288.00

p_9 = 4.200

$F_9 = p_9*b*h/2$ = 4.20*4.00/2 = 8.40

$M_9 = F_9*d$ = 8.40*4.00/3 = 11.20

ΣM_{stab} = 387.95 tm

ΣM_{rib} = 262.42 tm

$\Sigma M_{stab}/\Sigma M_{rib}$ = 1.48