

AREA DI LAMINAZIONE DEL TORRENTE SEVESO

Comune di Lentate sul Seveso (MB)

PROGETTO DEFINITIVO - MB-E-2

GENNAIO 2016



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ING. LUIGI MILLE

PROGETTAZIONE:

PROFESSIONISTI INCARICATI:

Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA PEDUZZI

Prof. Ing. ALESSANDRO PAOLETTI

Dott. Ing. STEFANO CROCI

Dott. Ing. FILIPPO MALINGEGNO

Dott. Ing. CRISTINA PASSONI

Dott. Geol. MARIO SPADA

Dott. Geol. GIAN MARCO ORLANDI

Dott. Geol. SUSANNA BIANCHI

ETATEC

STUDIO PAOLETTI

S.R.L.

SOCIETA' DI INGEGNERIA

Via Bassini 23 20133 Milano | tel: +39 02 26681264 - fax +39 02 26681553
etatec@etatec.it - etatec@pec.etatec.it - www.etatec.it

STUDIO PAOLETTI

INGEGNERI ASSOCIATI

Via Bassini 23 20133 Milano | tel: +39 02 26681264 - fax: +39 02 26681553
Studiopaoletti@etatec.it - Studiopaoletti@pec.etatec.it

Studio Associato di Geologia Spada

Via Donizetti 17 24020 Ranica (BG)
tel: +39 035 516090 - +39 035 513738



Sistema Certificato
UNI EN ISO 9001
SC 06-047/EA 34



CONSULENZE SPECIALISTICHE:

ASPETTI PAESAGGISTICI E AMBIENTALI:

Arch. ANDREAS KIPAR

Dott. Agr. GIOVANNI SALA

Arch. LUISA BELLINI

ASPETTI STRUTTURALI:

Ing. BRUNO BECCI

Ing. MARCO BELLINI

IMPIANTI ELETTRICI:

Ing. FEDERICO REPOSSI

Ing. MARCO GILARDONI

LAND Italia srl

Via Varese 16 20121 Milano
tel: +39 02 806911.1 - fax: +39 02 806911.30
www.land srl.com

CeAS s.r.l.

Viale Giustiniano, 10 - 20129 Milano
tel: +39 02 2020221 - fax: +39 02 29512533
E-mail: CEAS@FINZI-CEAS.IT - www.ceas.it

MCE s.r.l.

Via Bassini, 53 - 20133 Milano
tel: +39 02 70608880 - E-mail: info@mce-milano.com
www.mce-milano.com



LAND
LANDSCAPE ARCHITECTURE NATURE DEVELOPMENT

CeAS
centro di analisi strutturale
MCE

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

SCALA

Revisioni

1

RECEPIMENTO PRESCRIZIONI V.I.A. E C.D.S.

LUGLIO 2017

2

Numero
elaborato

TIPOLOGIA

PD

COMMESSA

250-27

DOCUMENTO

ATTI

NUMERO

A.3.8

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. RIFERIMENTI.....	4
2.1 RIFERIMENTI NORMATIVI	4
2.1 RIFERIMENTI DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	6
3.1 AREA DI LAMINAZIONE GOLENALE.....	6
3.2 AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO.....	6
4. FALDA	8
5. ASPETTI SISMICI.....	9
6. MATERIALI	10
6.1 CALCESTRUZZO.....	10
6.2 ACCIAIO PER C.A.....	11
7. OPERE STRUTTURALI AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO	12
7.1 MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO.....	12
7.1.1 Descrizione delle opere.....	12
7.1.2 Aspetti idraulici.....	12
7.1.3 Verifiche geotecniche e di equilibrio globale	13
7.1.4 Verifiche strutturali.....	14
7.1.5 Sintesi incidenza armatura	24
7.2 MANUFATTI DI INTERCONNESSIONE TRA FALDA ED INVASO	24
7.2.1 Descrizione delle opere.....	24
7.2.2 Aspetti idraulici.....	27
7.2.3 Verifiche geotecniche e di equilibrio globale	28
7.2.3.1 Approccio di verifica.....	28
7.2.3.2 Criteri di calcolo delle spinte.....	29
7.2.3.3 Verifiche nel dettaglio	32
7.2.4 Verifiche strutturali.....	58
7.2.4.1 Parete di monte.....	58
7.2.4.2 Parete di valle	66
7.2.4.3 Parete interna.....	66

7.2.4.4	Pareti laterali.....	66
7.2.4.5	Ciabatta di fondazione.....	71
7.2.5	Sintesi incidenza armatura	74
7.3	OPERA DI PRESA DAL T. SEVESO E CANALE DI ALIMENTAZIONE	75
7.3.1	Descrizione dell'opera	75
7.3.2	Aspetti idraulici.....	77
7.3.3	Verifiche geotecniche e di equilibrio.....	80
7.3.3.1	Sezione C-C e sezione D-D.....	80
7.3.3.2	Sezione E-E	135
7.3.3.3	Canale di alimentazione circolare	145
7.3.3.4	Paratia di pali lungo la sponda sinistra del T. Seveso .	145
7.3.4	Verifiche strutturali.....	156
7.3.4.1	Sezione C-C e sezione D-D.....	156
7.3.4.2	Sezione E-E	159
7.3.4.3	Canale di alimentazione circolare	179
7.3.4.4	Paratia di pali lungo la sponda sinistra del T. Seveso .	184
7.3.5	Sintesi incidenza armatura	192
7.3.5.1	Sezione C-C e sezione D-D.....	192
7.3.5.2	Sezione E-E	193
7.3.5.3	Canale di alimentazione circolare	193
7.3.5.4	Paratia di pali lungo la sponda sinistra del T. Seveso .	193
8.	OPERE STRUTTURALI AREA DI LAMINAZIONE GOLENALE.....	194
8.1	SOGLIA SFIORO DAL T. SEVESO	194
8.1.1	Manufatto di derivazione	194
8.1.1.1	Descrizione dell'opera.....	194
8.1.1.2	Aspetti idraulici	194
8.1.1.3	Verifiche geotecniche e di equilibrio globale.....	194
8.1.1.4	Verifiche strutturali	214
8.1.1.5	Sintesi incidenza armatura.....	216
8.1.2	Manufatto di scarico	216
8.1.2.1	Descrizione dell'opera.....	216
8.1.2.2	Aspetti idraulici	216
8.1.2.3	Verifiche geotecniche e di equilibrio globale.....	217
8.1.2.4	Verifiche strutturali	229
8.1.2.5	Sintesi incidenza armatura.....	245

1. PREMESSA

Scopo della presente relazione è il dimensionamento delle strutture in c.a. previste nel progetto definitivo della vasca di laminazione del torrente Seveso in Comune di Lentate sul Seveso (MB).

Il progetto prevede la realizzazione, in Comune di Lentate sul Seveso, di una delle opere del sistema complessivo per la riduzione delle piene del fiume Seveso: nello specifico si tratta di una vasca di laminazione per un volume di circa 808.000 mc, da realizzarsi in scavo rispetto al piano campagna, per una profondità media di circa 20-21 metri dal p.c.. Stante la volumetria di acqua da laminare, la vasca ha dimensioni importanti, sia arealmente che in profondità. Nell'ambito del progetto è prevista anche la realizzazione di un'area di laminazione golenale, posta in sponda idrografica destra del fiume Seveso, sempre in comune di Lentate sul Seveso, a nord della vasca di laminazione, per un volume complessivo di circa 20.000 mc.

Nel presente documento sono trattate le seguenti opere strutturali di servizio all'opera:

- Area di laminazione in scavo:
 - Manufatto di sollevamento;
 - Manufatto di interconnessione tra falda ed invaso;
 - Opera di presa del T. Seveso e canale di alimentazione;
- Area di laminazione golenale:
 - Soglia sfioro dal T. Seveso;
 - Manufatto di scarico.

2. RIFERIMENTI

2.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

1.] D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
2.] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
3.] UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
4.] UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
5.] UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
6.] UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
7.] UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
8.] UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
9.] UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
10.] UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
11.] UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
12.] UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
13.] UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni;
14.] UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
15.] UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
16.] Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
17.] D.M. 23/02/71 “Norme tecniche per gli attraversamenti ed i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto”.

2.1 RIFERIMENTI DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE

18.] A.3.3 : “RELAZIONE GEOLOGICA-IDROGEOLOGICA”;
19.] A.3.4 : “RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA”;
20.] D.2.1 : “CARTA GEOLOGICA”;
21.] D.2.2 : “CARTA IDROGEOLOGICA”;
22.] D.2.4 : “UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE E STRATIGRAFICHE”;
23.] D.5.1 : “AREA DI LAMINAZIONE GOLENALE – PLANIMETRIA DI PROGETTO”;

- 24.] D.5.3 : “AREA DI LAMINAZIONE GOLENALE – MANUFATTI DI DERIVAZIONE E DI RESTITUZIONE”;
- 25.] D.6.1 : “AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO – PLANIMETRIA DI PROGETTO”;
- 26.] D.6.3 : “AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO – SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO”;
- 27.] D.6.4 : “AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO – OPERA DI PRESA DEL T.SEVESO E CANALE DI ALIMENTAZIONE INVASO”;
- 28.] D.6.8 : “AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO – MANUFATTO DI INTERCONNESSIONE TRA L’INVASO E LA FALDA”;
- 29.] D.6.6 : “AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO – MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO E SISTEMA DI SCARICO”;

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per gli aspetti legati alla caratterizzazione geotecnica ai fini del calcolo delle opere strutturali indicate nel capitolo 1, si fa riferimento all'elaborato A.3.4 "Relazione geologico – geotecnica". Da tale relazione, con riferimento all'area di laminazione golenale ed alla zona dell'area di laminazione in scavo, si evincono i seguenti modelli geotecnici.

3.1 AREA DI LAMINAZIONE GOLENALE

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici in accordo alla relazione geologico-tecnica.

Tabella 1: modello geotecnico AREA DI LAMINAZIONE GOLENALE.

Parametri geotecnici		Livello 0
		Ghiaie da medie a grossolane e sabbie, con possibile locale presenza di limi sabbiosi
		Da 0 a 5 m da p.c. (*)(**)
Peso volumico	γ [kN/m ³]	18÷19
Densità relativa	D_r [%]	25÷35
Angolo di attrito	ϕ [°]	28
Coesione efficace	c' [kPa]	0
(*) volume di terreno interessato dalle opere		
(**) porzione superficiale di alterazione pressochè assente o limitata ad alcuni decimetri di terreno di coltivo, comunque da rimuovere		

Le quote del p.c. variano da 229 a 224 m s.m., degradanti verso sud.

3.2 AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici in accordo alla relazione geologico-tecnica.

Tabella 2: modello geotecnico AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO

Parametri geotecnici		Livello 0	Livello1A (*)	Livello1B (*)
		Sabbie medio fini, con limi	Ghiaie con sabbia da moderatamente a ben addensate	Ghiaie con sabbia con livello di addensamento da buono a molto buono
		Da 0 a 1 m da p.c.	Da 1 a 10 m da p.c.	Da 10 a >10 m da p.c.
Peso volumico	γ [kN/m³]	DA RIMUOVERE PER L'APPOGGIO DI STRUTTURE	19	19÷20
Densità relativa	D _r [%]		50÷70	60÷100
Angolo di attrito	Ø [°]		31÷33	>35
Coesione efficace	c' [kPa]		0	0
(*) permeabilità da elevata a molto elevata				

Le quote del p.c. variano da 221 (nei pressi della linea ferroviaria) a 223-224 m s.m. (nella porzione terminale nord-est dell'area di intervento).

4. FALDA

Il livello di falda assunto in progetto è pari a 199 m s.m.

Alla luce dei recenti fenomeni di innalzamento della falda, al fine di garantire la sicurezza e la stabilità delle opere, si prevede l'impermeabilizzazione delle vasca per impedire la percolazione, e più in generale il contatto, tra acque invase del fiume Seveso con quelle della prima falda. Contestualmente il progetto prevede la realizzazione di un sistema che consente l'afflusso dell'acqua di falda nella vasca per gravità, in caso di innalzamento della stessa, al fine di equiparare i livelli di falda all'esterno ed all'interno delle vasche, onde evitare problemi di sottospinte. Per i dettagli si rimanda ai documenti rif. 18.]19.].

5. ASPETTI SISMICI

L'area in esame è classificata in Zona sismica 4, sia sulla base della O.P.C.M. 3274 che sulla base della nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lombardia approvata con D.G.R. 2129 del 11/07/2014.

La caratterizzazione del sottosuolo ai fini sismici viene condotta sulla base della campagna geognostica riportata nel documento A.3.4 "Relazione geologico-geotecnica", con particolare riferimento allo stendimento MASW, dalla quale risulta un valore di V_{s30} pari a 437m/s e pertanto una categoria di sottosuolo, in accordo alla Tabella 3.2.II di NTC08, tipo B ($360\text{m/s} < V_{s30} < 800\text{m/s}$).

Ai fini del calcolo dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in accordo con il D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni, di seguito si riportano i parametri assunti.

- Comune: Lentate sul Seveso (MB)
- Categoria sottosuolo: B ($360\text{m/s} < V_{s30} < 800\text{m/s}$).
- Categoria topografica: T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con $i \leq 15^\circ$)
- Vita nominale V_n : 100 anni (Grandi opere)
- Classe d'uso: IV ($C_u=2$) (Costruzione con funzione strategica)
- Periodo di riferimento $V_R = V_n \cdot C_u = 200$ anni
- Stato limite: SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) – probabilità di superamento $P_{VR}=10\%$

da cui:

- $a_g = 0.062g$
- $F_0 = 2.762$
- $T^*_C = 0.314s$
- $S_S = 1.2$
- $C_C = 1.387$
- $S_T = 1.0$

Pertanto, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito risulta pari a:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.062 \cdot g = 0.0744g$$

6. MATERIALI

6.1 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo a prestazione garantita in accordo a UNI EN 206-1:2006 (UNI11104:2004).

Opere di sottofondazione non strutturali (magrone)

- Classe di resistenza: C12/15

Paratia di pali

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza (Slump): S4
- Diametro massimo aggregato: 32mm
- Massimo rapporto a/c: 0.60
- Minimo contenuto in cemento: 300 kg/m³
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 30\text{MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 25\text{MPa}$
- Resistenza di compressione di progetto: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.16\text{MPa}$
 $(\alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.50)$
- Resistenza media cilindrica: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33\text{MPa}$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31476\text{MPa}$
- Peso per unità di volume: $\gamma_{cls} = 25.00\text{kN/m}^3$
- Copriferro minimo 60mm

Altre opere in fondazione ed elevazione strutturali

- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di esposizione: XC4 (ciclicamente asciutto e bagnato)
- Classe di consistenza (Slump): S4
- Diametro massimo aggregato: 32mm
- Massimo rapporto a/c: 0.50
- Minimo contenuto in cemento: 340 kg/m³
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 40\text{MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 32\text{MPa}$

- Resistenza di compressione di progetto: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ MPa}$
 $(\alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.50)$
- Resistenza media cilindrica: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume: $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Copriferro minimo: 50mm

6.2 ACCIAIO PER C.A.

- Acciaio tipo B450C avente le seguenti caratteristiche:
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{sk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio: $\gamma_s = 1.15$
- Tensione di snervamento di progetto: $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume: $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$

7. OPERE STRUTTURALI AREA DI LAMINAZIONE IN SCAVO

7.1 MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO

7.1.1 Descrizione delle opere

Il manufatto di sollevamento è realizzato per mezzo di diaframmi in c.a. di dimensioni 80cmx250cm. Al fine di garantire il funzionamento scatolare, si prevedono giunti tra i pannelli con tubo spalla ed una trave di coronamento sommitale di sezione 100cmx100cm.

La struttura viene successivamente completata con un muro di rivestimento in c.a. di spessore pari a 30 cm ed un ulteriore muro in elevazione di spessore 50 cm.

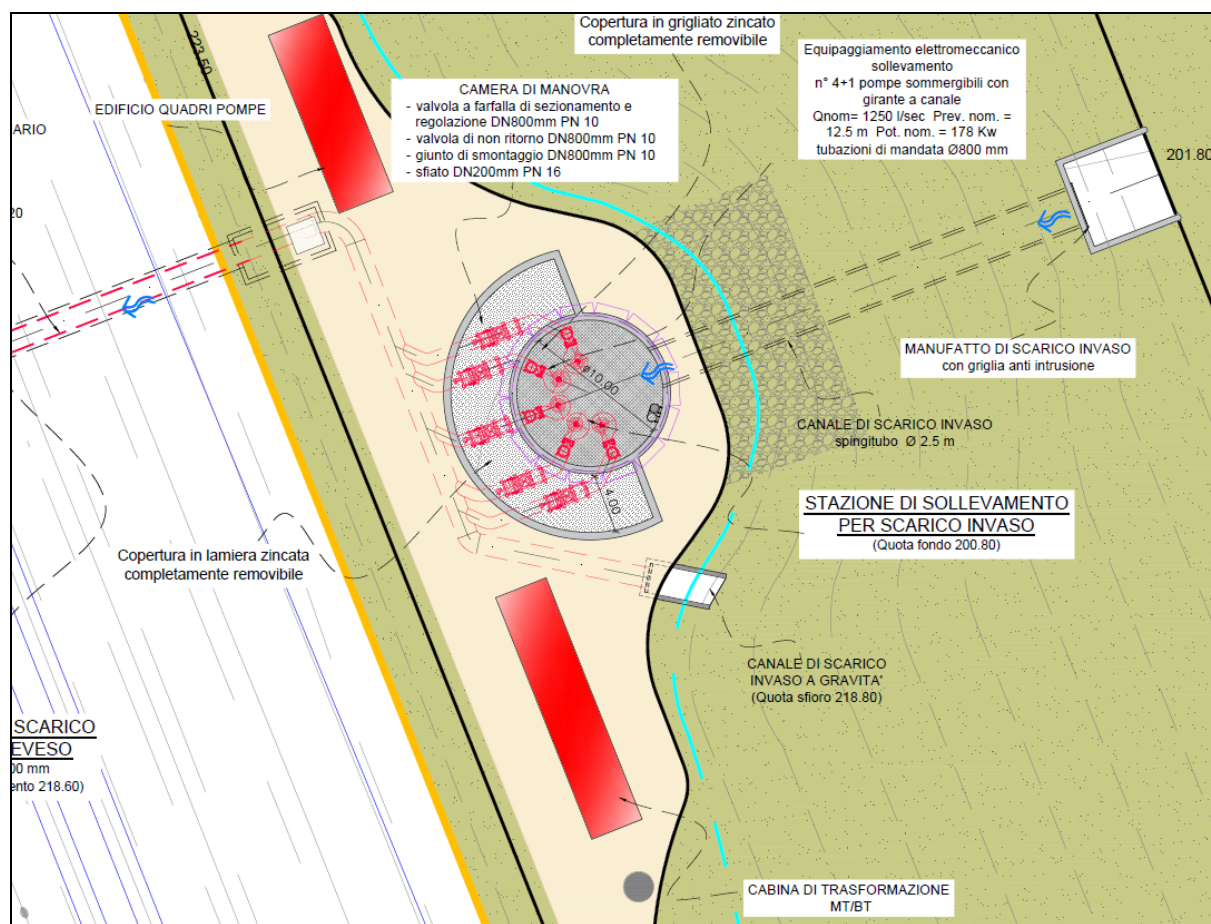


Figura 1: Stazione di sollevamento - pianta.

7.1.2 Aspetti idraulici

La stazione di sollevamento è normalmente vuota.

Se la falda dovesse salire al di sopra del fondo dell'invaso e della stazione di sollevamento, il livello idrico sarà lo stesso.

Quando si ha l'invaso, il livello all'interno della stazione di sollevamento arriva a quota 220.8 m s.m.. Solo in casi eccezionali (invaso già pieno e arrivo di un'altra onda di piena centennale) il livello può arrivare fino a 223 m s.m.

L'invaso di laminazione è impermeabilizzato, per cui il livello della falda durante l'invaso resterà invariato.

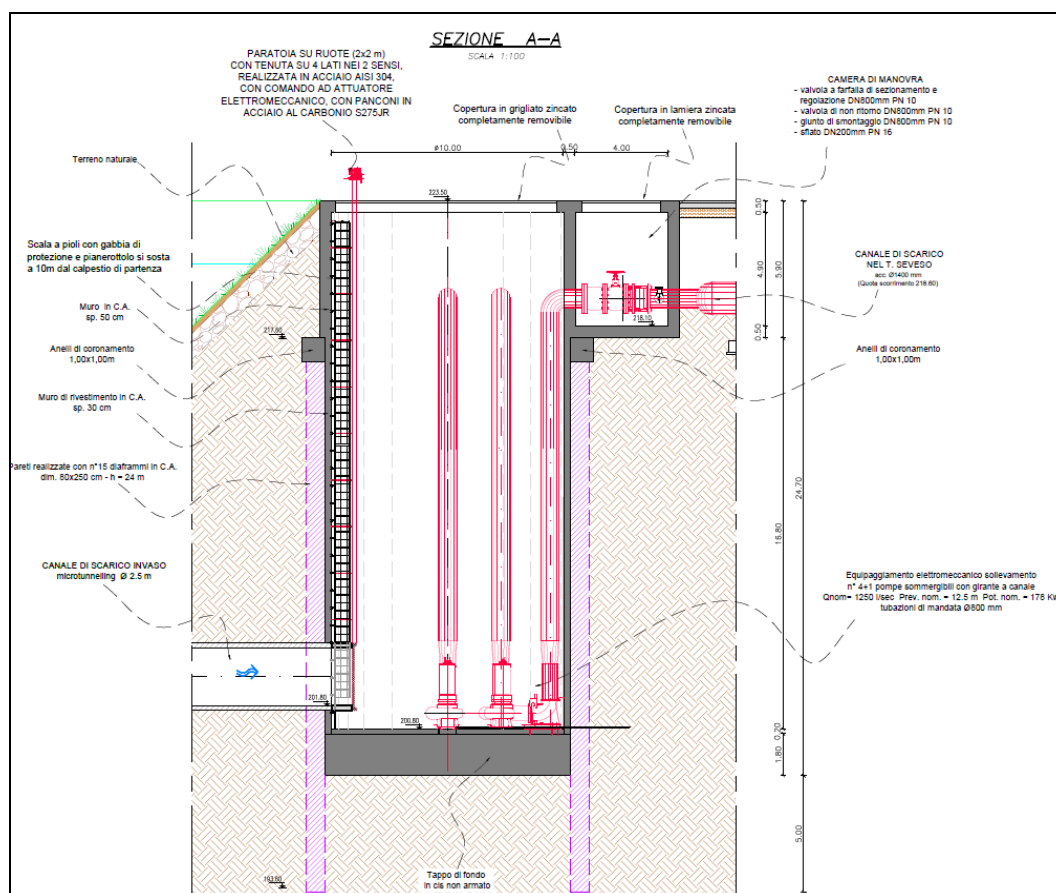


Figura 2: Manufatto di sollevamento-livello di falda.

7.1.3 Verifiche geotecniche e di equilibrio globale

L'introduzione di un elemento a pozzo, non soggetto a forze esterne, nell'ambito di un sistema geotecnico stabile, come il presente argine, non introduce ulteriori fattori che comportano un peggioramento delle condizioni di equilibrio. Pertanto, le verifiche in oggetto, sono da ritenersi implicitamente soddisfatte, a seguito del soddisfacimento delle verifiche di

stabilità del versante.

7.1.4 Verifiche strutturali

La condizione maggiormente gravosa per l'opera è in assenza di acqua.

Alla luce della conformazione del manufatto, la struttura è stata analizzata in assial-simmetria per mezzo del programma ParatiePlus. Il software analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno. Lo studio è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno. La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

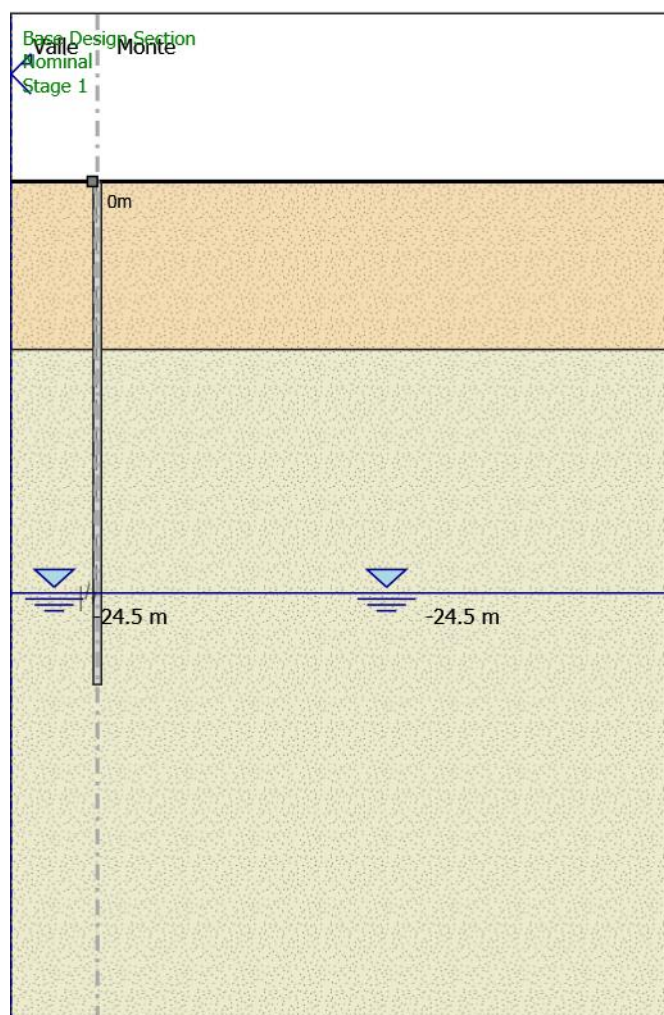
- i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano (gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- la soletta è schematizzata tramite una molla puntuale convergente in un nodo della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Per quanto concerne le proprietà meccaniche del terreno, si è fatto riferimento alla Tabella 2.

L'analisi di seguito illustrata, è stata condotta in condizioni di esercizio, da ritenersi le maggiormente gravose e pertanto dimensionanti.

L'analisi è stata condotta per fasi, come segue.

STAGE 1: condizione geostatica



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): 0 m

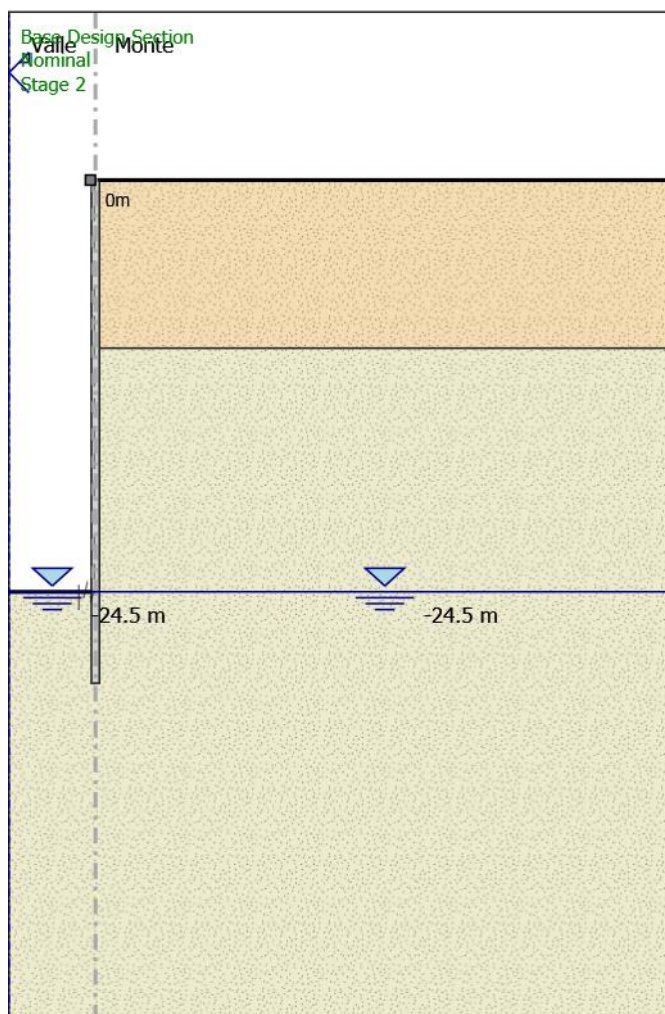
Linea di scavo di destra (Orizzontale): 0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -24.5 m (199 m s.m.)

Falda di destra : -24.5 m

STAGE 2: scavo



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : -24.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): -24.5 m

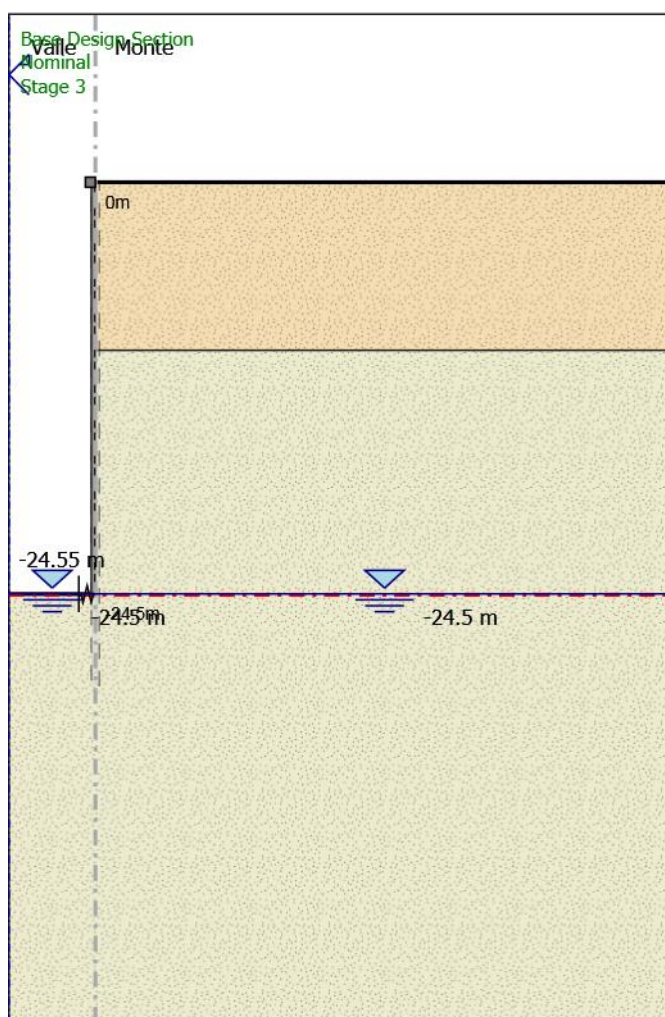
Linea di scavo di destra (Orizzontale): 0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -24.5 m

Falda di destra : -24.5 m

STAGE 3: realizzazione struttura interna



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : -24.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): -24.5 m

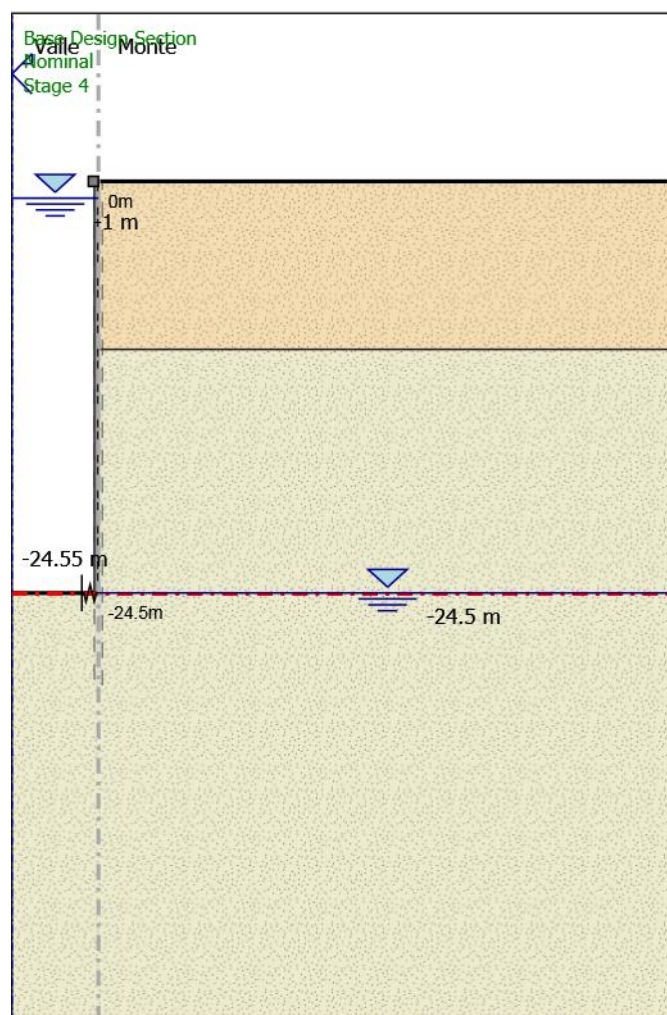
Linea di scavo di destra (Orizzontale): 0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -24.5 m

Falda di destra : -24.5 m

STAGE 4: evento massima di piena



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : -24.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): -24.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale): 0 m

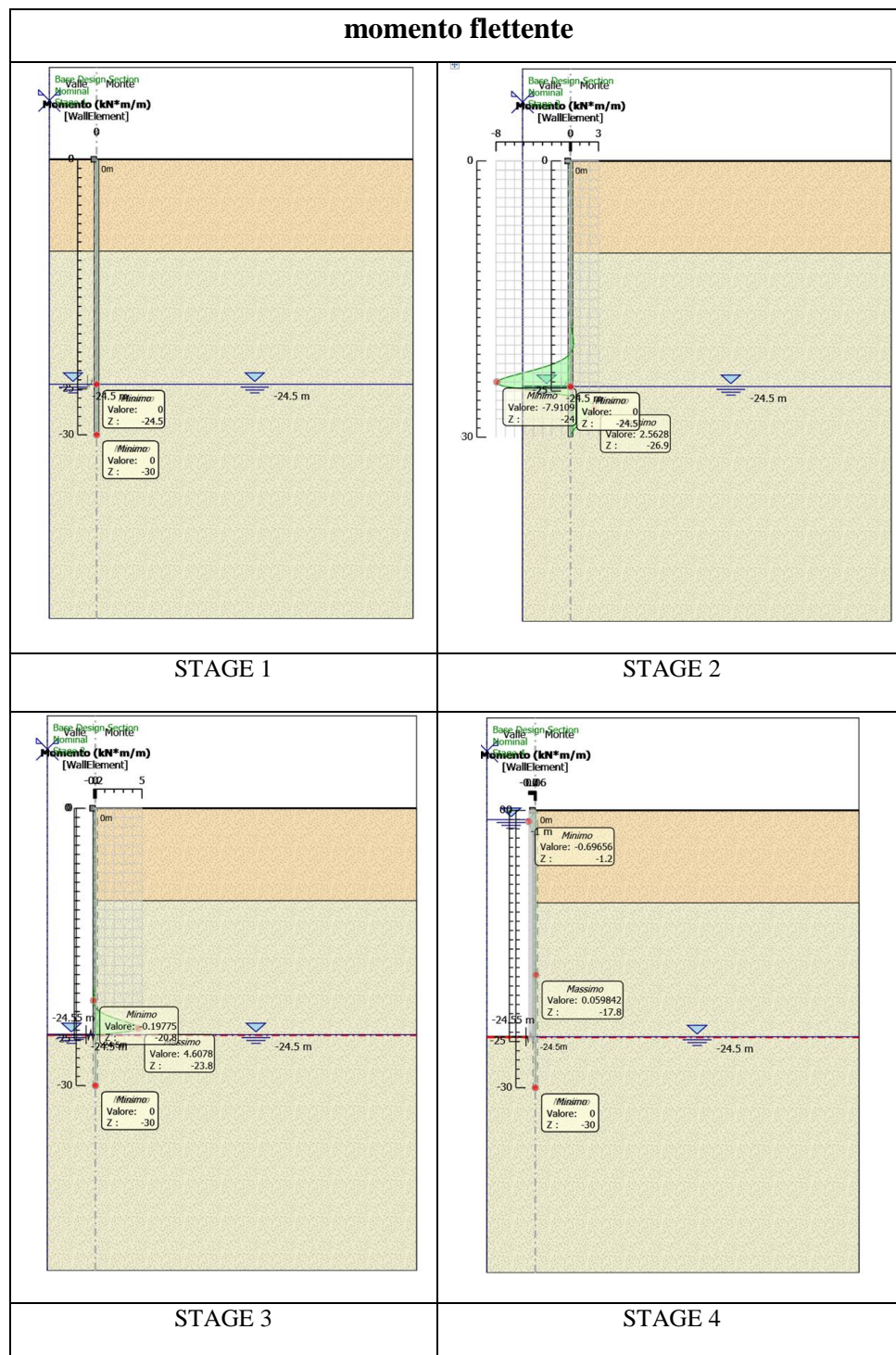
Falda acquifera

Falda di sinistra : -1 m

Falda di destra : -24.5 m

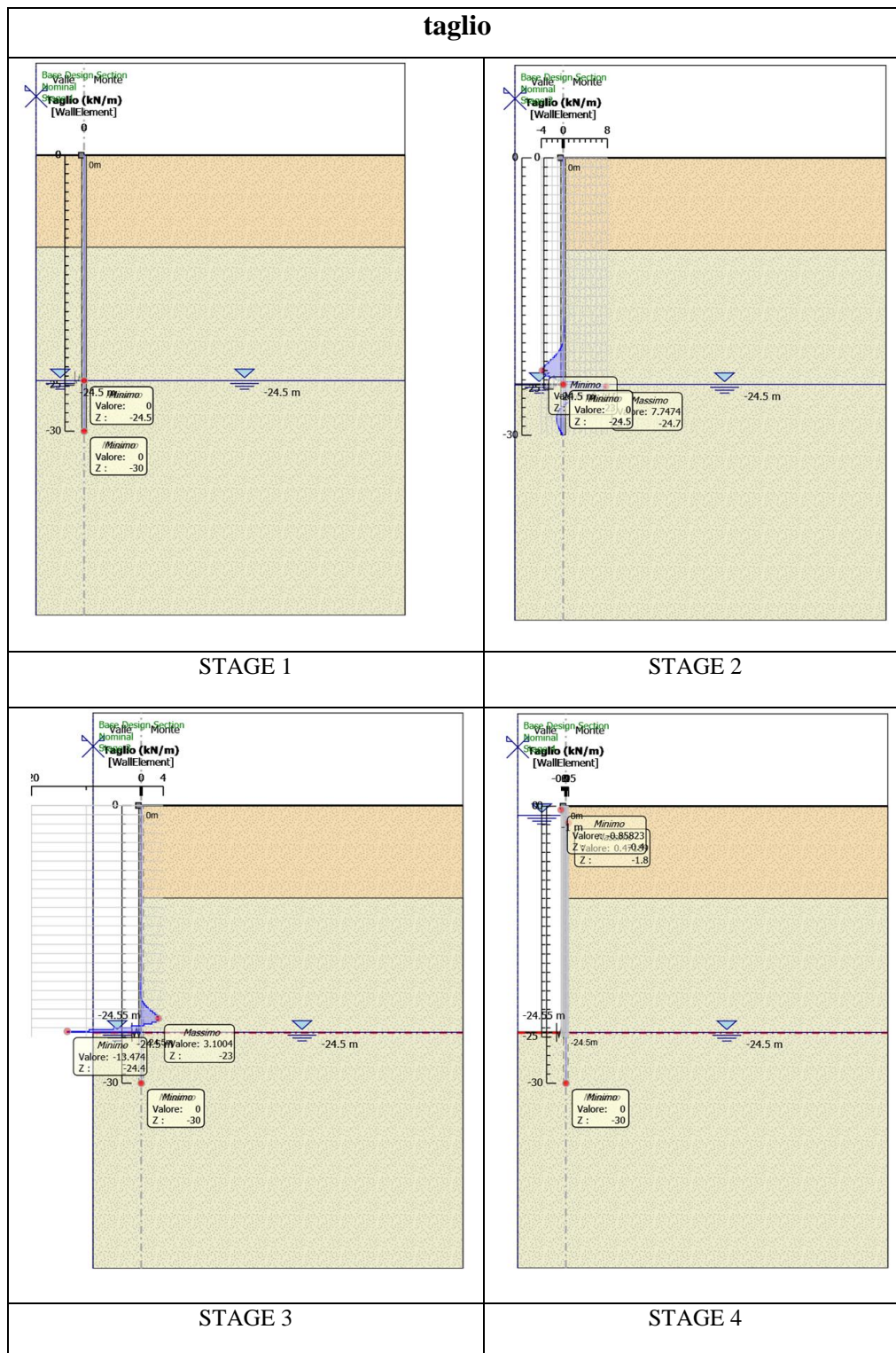
Di seguito i principali risultati.

RISULTATI LATO STRUTTURA

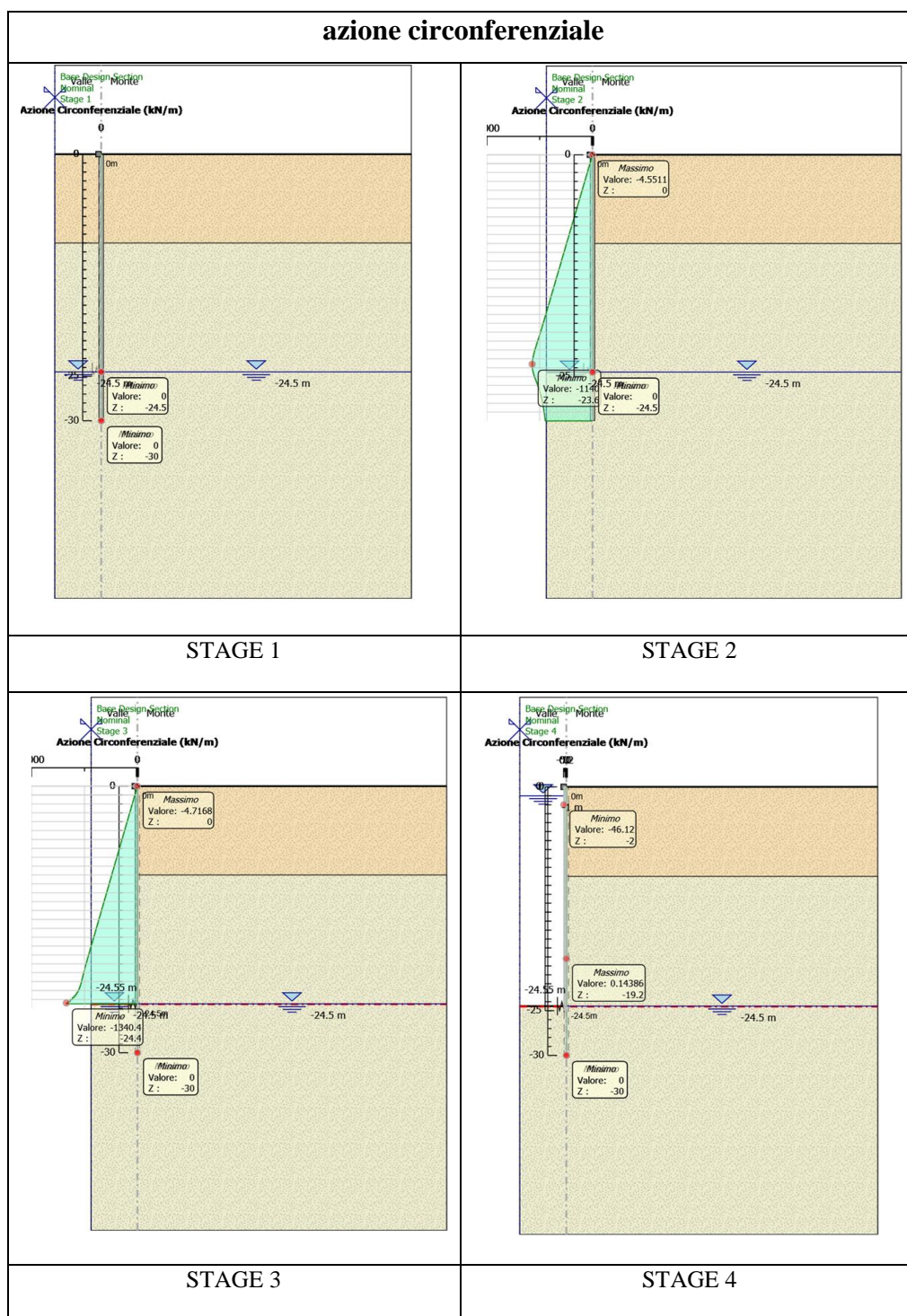


Momento massimo: 4.6 kNm/m

Momento minimo: -7.9 kNm/m

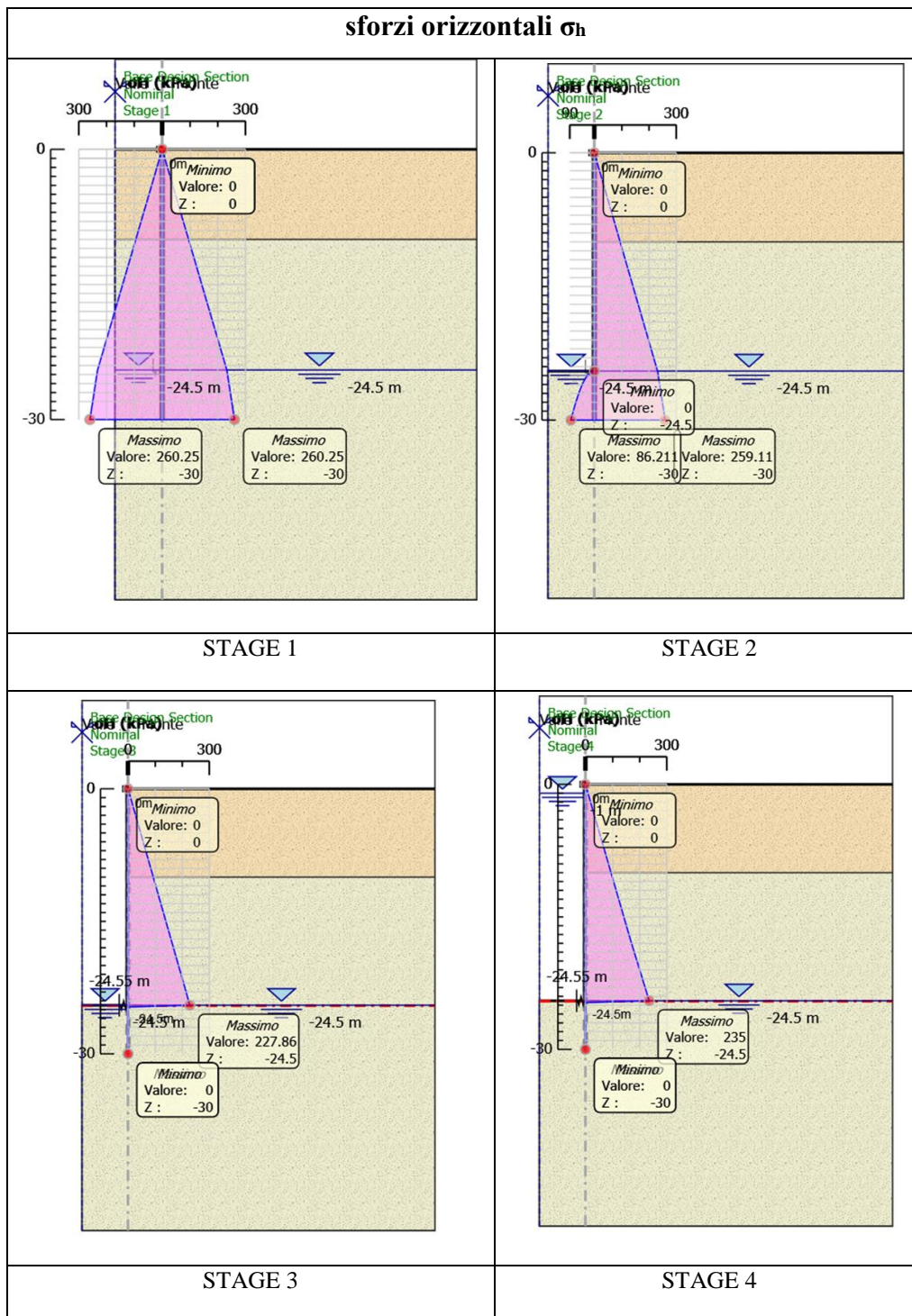


Taglio massimo: 13.5 kN/m



Azione circonferenziale massima~ 1341 kN/m

RISULTATI LATO TERRENO



Ai fini delle verifiche si considera pertanto quanto segue.

Pressoflessione

Si controlla la pressione di compressione sul calcestruzzo, verificando che sia inferiore al valore ammissibile in condizioni di esercizio e pari a 14 MPa.

$$N = 1341 \text{ kN/m}$$

$$M = 7.9 \text{ kNm/m}$$

$$e = M/N = 0.006 \text{ m} \rightarrow \text{eccentricità trascurabile}$$

$$\sigma_c = N/A = 1341 \text{ kN/m} / (0.3\text{m}) = 4.5 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

Taglio

La verifica è condotta in condizioni ultime incrementando il valore del taglio sollecitante calcolato in condizioni di esercizio di un fattore 1.5.

$$V_{SLU} = 1.5 \cdot 13.5 \text{ kN/m} = 21 \text{ kN/m}$$

Lo sforzo di taglio medio è pari a $V_{SLU}/(d=0.25\text{m})=0.084 \text{ MPa}$, valore largamente inferiore al minimo resistente in accordo a NTC08.

Ai fini del calcolo dell'armatura nei muri, si considera, dal lato della sicurezza, l'ipotesi di un distacco tra gli stessi e la parete costituita da diaframmi; ciò comporta che sui muri interni, in occasione dell'evento di piena, sia agente una pressione diretta dall'interno verso l'esterno e pari alla pressione dell'acqua, non contrastata pertanto dalla spinta delle terre agente invece sui diaframmi esterni.

Pertanto, con riferimento alla pressione massima, in accordo alla nota relazione di Mariotte, la trazione nella struttura interna risulta:

$$p_w = \gamma_w \cdot h = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 23 \text{ m} = 230 \text{ kPa}$$

$$T = p_w \cdot (r=5.15 \text{ m}) = 1185 \text{ kN/m}$$

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2, a 160 MPa.

Disponendo un'armatura di $\varnothing 24/10$ su entrambi i lati ($90\text{cm}^2/\text{m}$) si ottiene:

$$\sigma_s = N/A_s = 1341 \text{ kN/m} / (90\text{cm}^2/\text{m}) = 150 \text{ MPa}$$

la verifica è pertanto soddisfatta.

7.1.5 Sintesi incidenza armatura

Per i diaframmi, sollecitati a compressione per effetto dell'azione circonferenziale, si dispone un'armatura minima in ragione di 60 kg/m^3 .

Per i muri, considerando una diminuzione lineare con l'altezza dell'armatura precedentemente calcolata e mettendo in conto un'armatura nella direzione ortogonale a quella portante pari al 25% , l'incidenza di armatura media è pari a 200 kg/m^3 .

7.2 MANUFATTI DI INTERCONNESSIONE TRA FALDA ED INVASO

7.2.1 Descrizione delle opere

I manufatti di interconnessione tra falda ed invaso, sono situati al piede delle scarpate dell'invaso (vasca di laminazione) e permettono l'equiparazione tra i livelli della falda all'esterno ed all'interno dalla vasche. Il sistema è costituito da una serie di tubazioni drenanti, poste alla base delle scarpate, che intercettano l'acqua di falda e la riversano all'interno dell'invaso, al fine di omogeneizzare i livelli dell'acqua. Tali tubazioni sono dotate di una valvola a clapet che consente l'ingresso in vasca dell'acqua di falda, ma non consente l'uscita delle acque delle vasche verso la falda (sistema monodirezionale).

La struttura è costituita da un manufatto scatolare bicellulare in c.a. gettato in opera, aperto in sommità (la copertura è costituita da botole rimovibili in acciaio inox), connesso con l'esterno mediante tubazioni e caratterizzato da una ciabatta di fondazione sporgente lato invaso (scarpa di valle) su cui poggia la tubazione di scarico dell'acqua.

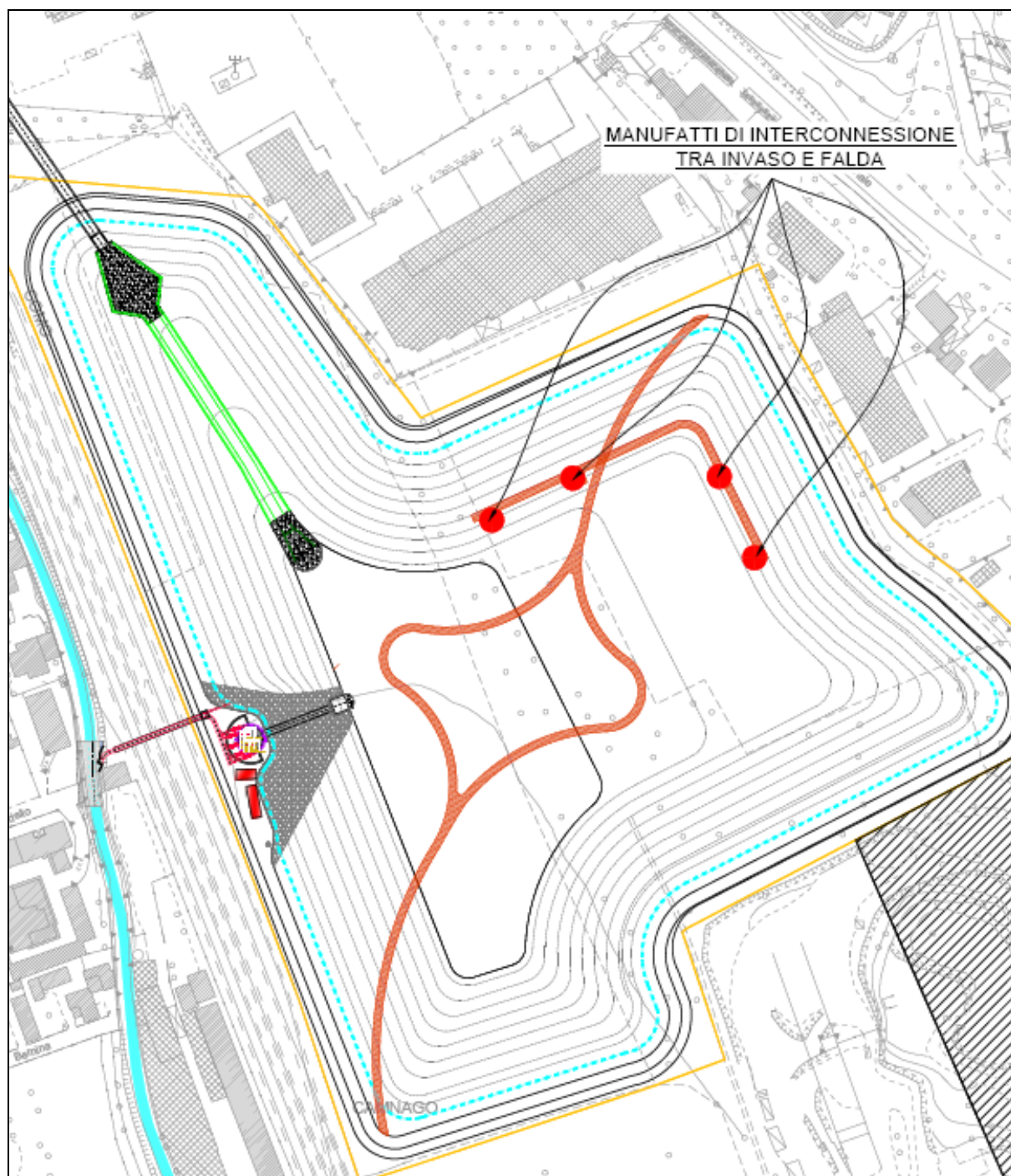


Figura 3: manufatti di interconnessione tra falda ed invaso-stralcio planimetrico di riferimento.

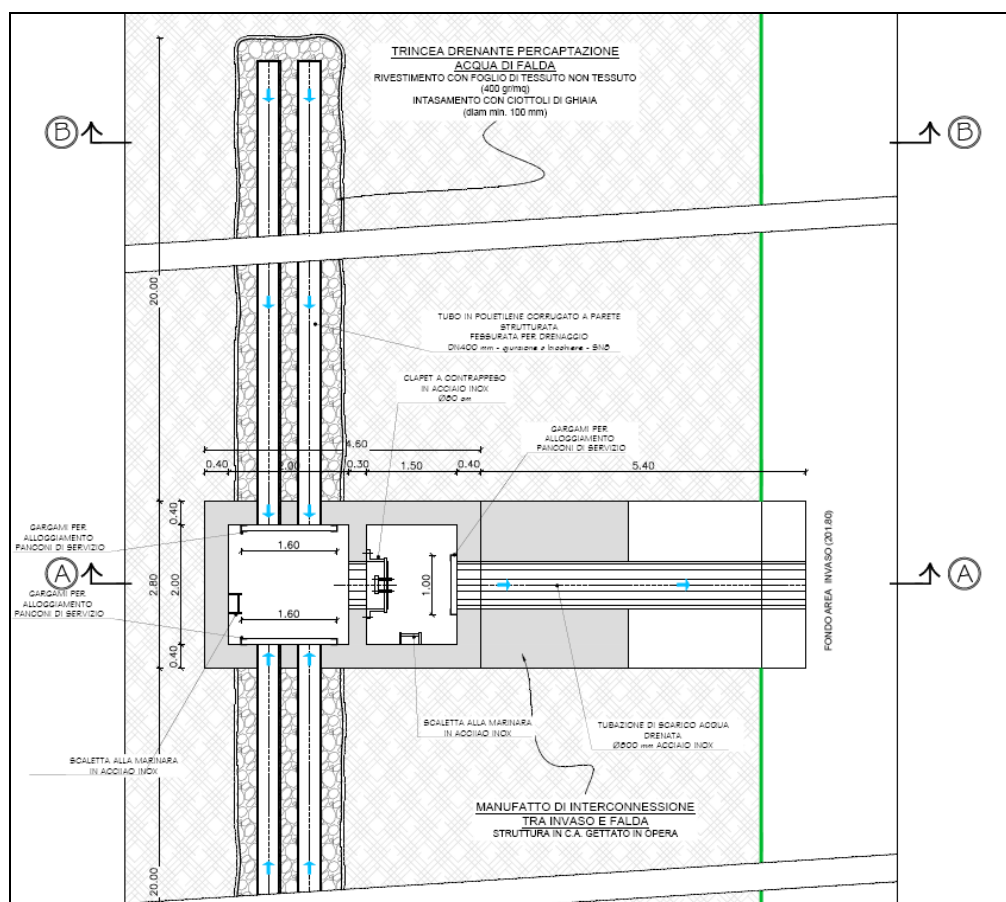


Figura 4: manufatti di interconnessione tra falda ed invaso-pianta.

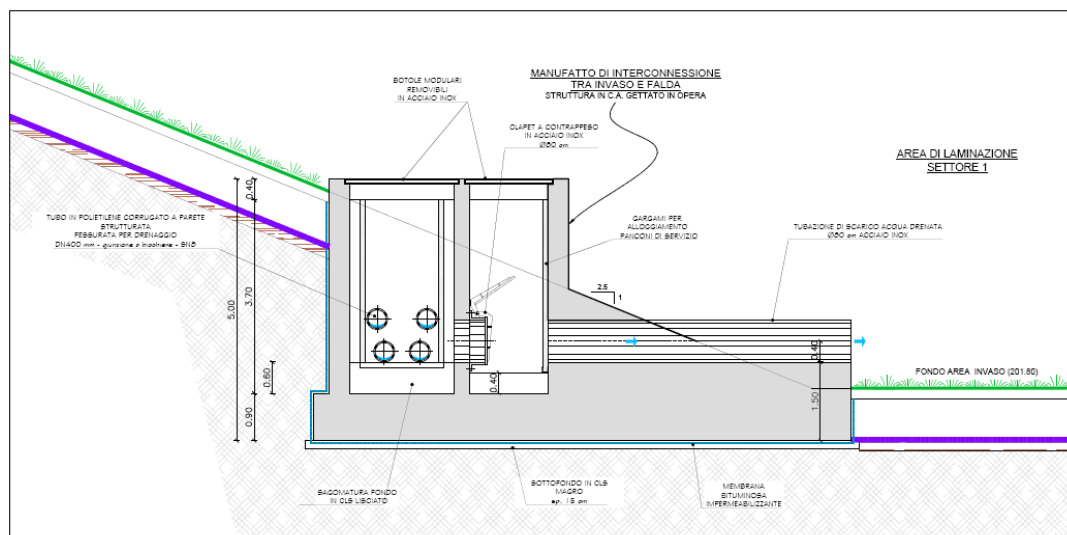


Figura 5: manufatti di interconnessione tra falda ed invaso-sezione A-A

7.2.2 Aspetti idraulici

Alla luce di quanto illustrato nel paragrafo 4, si considerano le seguenti configurazioni idrauliche:

Condizione normale

La quota della falda di progetto è 199 m s.m., inferiore alla quota di imposta della fondazione; pertanto, in condizioni normali, il manufatto è vuoto.

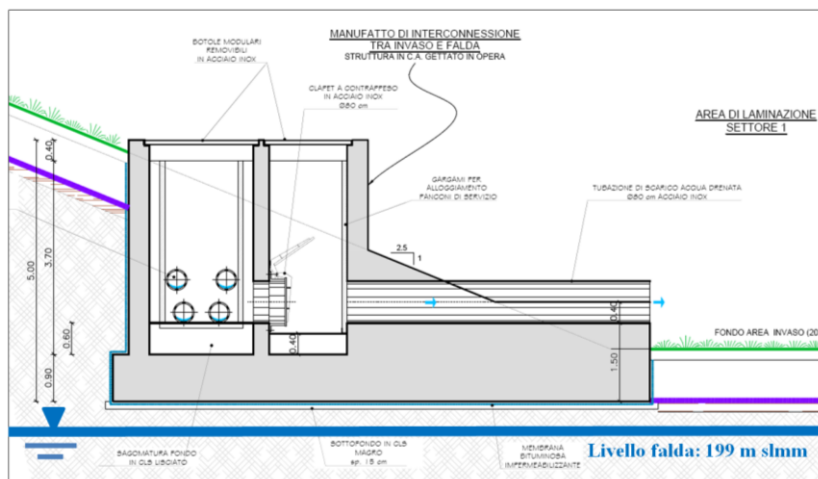


Figura 6: Condizioni normali: manufatto vuoto.

Innalzamento del livello di falda

Se il livello di falda supera il fondo dell'invaso, il manufatto è immerso d'acqua (assenza di sottospinte).

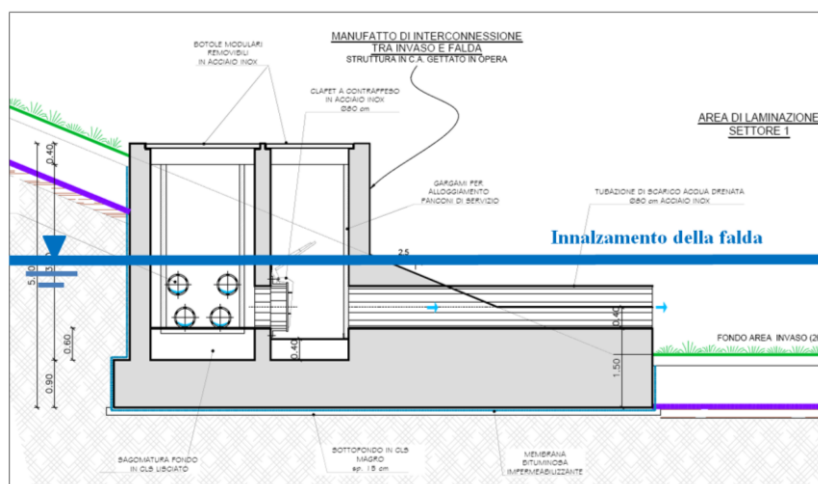


Figura 7: Innalzamento della falda: manufatto sommerso.

Evento di piena del T. Seveso

Durante la fase di riempimento dell'invaso per effetto di una piena del T. Seveso, il manufatto è sommerso (assenza di sottospinte), con massimo carico idraulico pari a 223 m s.m.

7.2.3 Verifiche geotecniche e di equilibrio globale

Il livello medio del p.c. è dell'ordine di 223-224 m s.m..

La quota del piano di fondazione è dell'ordine di 200 m s.m..

Pertanto, le proprietà meccaniche del terreno prese in considerazione sono quelle riportate nella Tabella 2 e relative al livello 1B.

Relativamente alle configurazioni idrauliche ci si riferisce al paragrafo 4 ed al paragrafo 7.2.2.

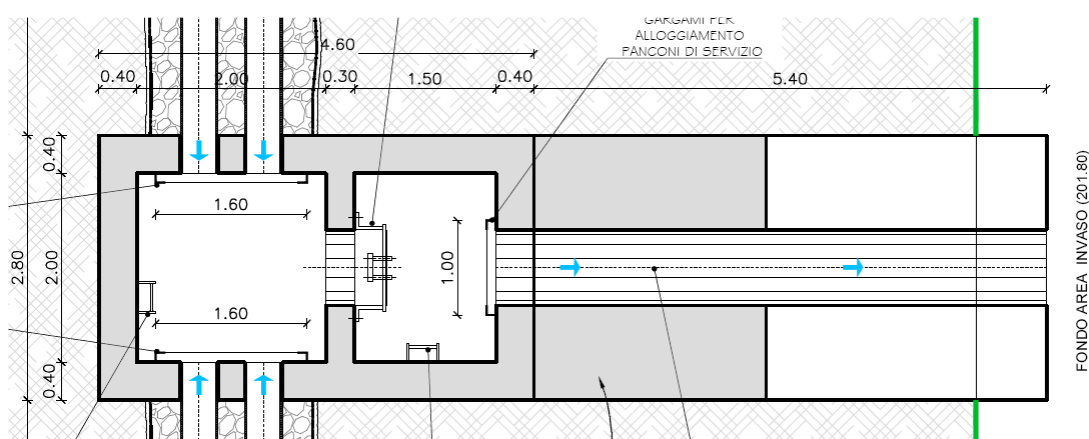
7.2.3.1 Approccio di verifica

Ai fini delle verifiche geotecniche (scorrimento, capacità portante) e di equilibrio globale (ribaltamento), la configurazione maggiormente gravosa è la condizione normale, con manufatto vuoto in assenza di innalzamento della falda e/o evento di piena.

Ai presenti fini, l'opera è sostanzialmente equiparabile ad un muro di sostegno del terrapieno retrostante; le verifiche pertanto condotte riferendosi a tale tipologia strutturale operando con parametri equivalenti.

In particolare:

peso volumico equivalente del paramento verticale



$$A_{cls} = 4.60\text{m} \cdot 2.80\text{m} - 2\text{m} \cdot 2\text{m} - 1.50\text{m} \cdot 2\text{m} = 5.88 \text{ m}^2$$

$$h = 4.10\text{m}$$

$$P = \gamma_c \cdot A_{cls} \cdot h = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 5.88 \text{ m}^2 \cdot 4.10 \text{ m} = 602.7 \text{ kN}$$

$$\gamma_{eq} = P_s / (L \cdot t \cdot h) = 602.7 \text{ kN} / (2.80 \text{ m} \cdot 4.60 \text{ m} \cdot 4.10 \text{ m}) = 11.5 \text{ kN/m}^3$$

posizione del paramento verticale

momento statico della sezione (trascurando i fori) rispetto al lato di monte $S = 13.374 \text{ m}^3$

$$\text{area } A = 5.88 \text{ m}^2$$

$$\text{distanza del baricentro dal lato di monte} = S/A \sim 2.3 \text{ m}$$

ciabatta di fondazione

dal lato della sicurezza, si considera lo spessore minimo di 0.90m.

7.2.3.2 Criteri di calcolo delle spinte

Nel presente paragrafo si illustrano i criteri generali di calcolo delle spinte.

Condizioni statiche

Alla luce della tipologia di opera, si considerano condizioni di spinta attiva.

Ad una generica profondità z , lo sforzo orizzontale totale sulla parete è dato da:

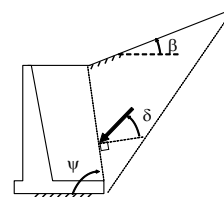
$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui

- $\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .
- $u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità (nulla in questo caso)

Il coefficiente di spinta attiva K_A viene calcolato con la nota relazione di Muller-Breslau, estensione della teoria di Coulomb:

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



con:

- β = inclinazione della scarpata;
- ψ = inclinazione parete;
- δ = angolo di attrito parete-terreno;
- ϕ = angolo di attrito;

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, combinazione GEO (M2), si considera l'angolo d'attrito di progetto, introducendo il fattore di sicurezza parziale di 1.25 sulla tangente dell'angolo stesso: $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$.

Condizioni sismiche

Alla luce della conformazione strutturale dell'opera, si ritiene il manufatto in grado di spostarsi, considerando pertanto condizioni di spinta attiva.

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

- Orizzontale = $k_h \cdot g$
- Verticale = $k_v \cdot g$

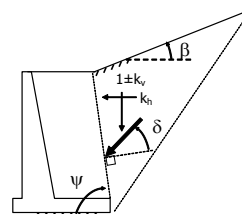
La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalla seguente espressione (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

$$\begin{aligned} \beta \leq \phi - \theta: \quad K_{A,E} &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \\ \beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \end{aligned}$$



con:

- β = inclinazione della scarpata;
- ψ = inclinazione parete;
- δ = angolo di attrito parete-terreno;
- ϕ = angolo di attrito;
- ψ = angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, combinazione GEO (M2), si considera l'angolo d'attrito di progetto, introducendo il fattore di sicurezza parziale di 1.25 sulla tangente dell'angolo stesso: $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$.

Nel caso in oggetto, in assenza di acqua, come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

Ritenendo il muro in grado di ruotare alla base, si può considerare che l'incremento di spinta per effetto del sisma abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche.

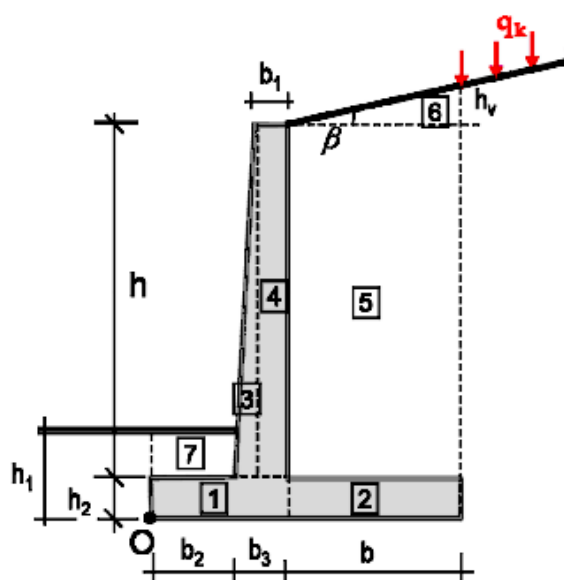
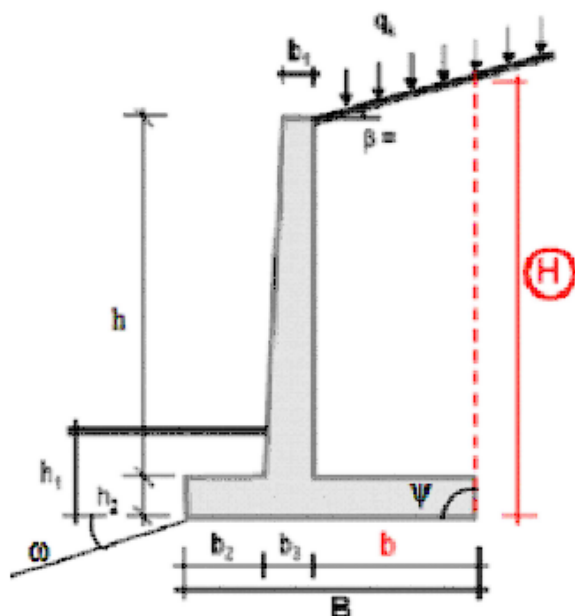
Di seguito le verifiche nel dettaglio.

7.2.3.3 Verifiche nel dettaglio

Manufatto di interconnessione tra falda ed invaso Verifiche EQU - NTC08 - CONDIZIONE STATICA

Dati geometrici

$h := 4.10\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.90\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.90\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 4.60\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 4.6\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5.40\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 0.30\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 21.8^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 10.3\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.12\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\varphi_k := 35^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := 0 \cdot \varphi_k = 0^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume c.a.

$$\gamma_{eqk} := 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume equivalente paramento verticale

$$q := 0 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{max} := 0 \cdot g = 0$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = 0$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

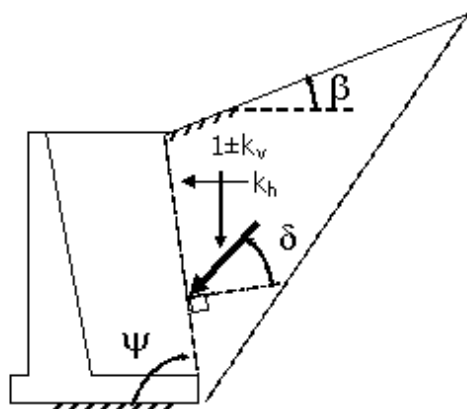
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\varphi_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.355$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\varphi_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1.25}\right) = 29.256^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 0^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\varphi_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.478$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 92.959 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 92.959 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{tkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{qkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 125.413 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 125.413 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{tdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{qdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 225 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 5 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 10.2 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 1.125 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 3.672 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 6.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 68.513 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{eqk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5.4 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{eqk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 216.89 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.7 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 1.67 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 246 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 249.69 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 473.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 3.117 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 6.581 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma G1=1$

H.i = azione orizzontale i-esima B.hi = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.267 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.04 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.9 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$$\gamma_{G1f_EQU} := 0.9$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_EQU} := 1.1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_EQU} := 1.5$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 235.442 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 235.442 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 2.805 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

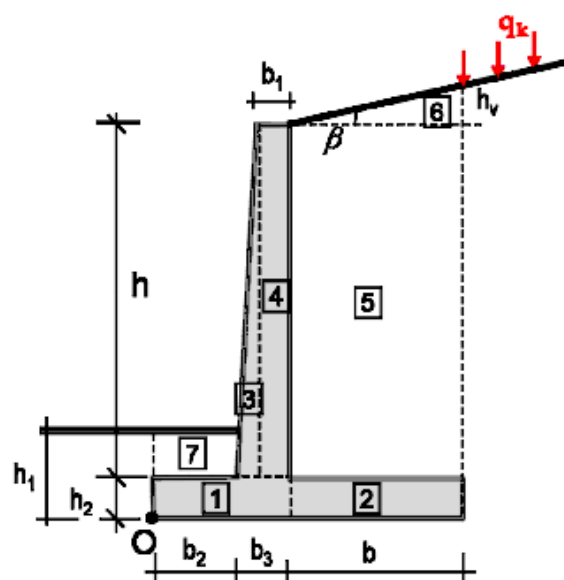
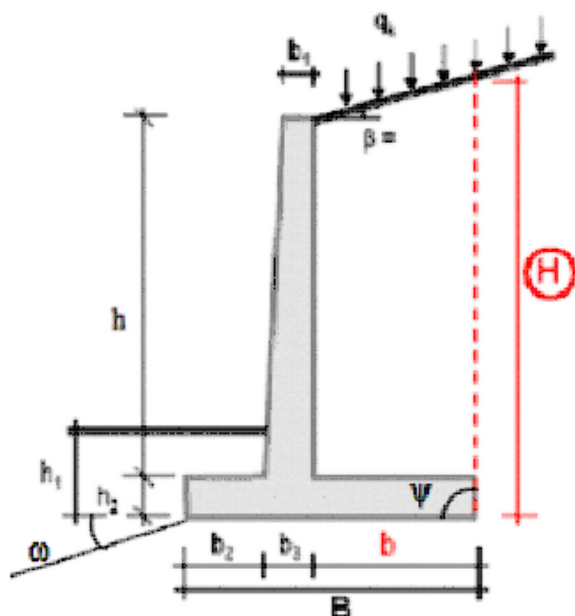
Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 11.915 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Manufatto di interconnessione tra falda ed invaso
Verifiche EQU - NTC08 - CONDIZIONE SISMICA

Dati geometrici

$h := 4.10\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.90\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.90\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 4.60\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 4.60\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5.40\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 0.30\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 21.8^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 10.3\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.12\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\varphi_k := 35^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := 0 \cdot \varphi_k = 0^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume c.a.

$$\gamma_{eqk} := 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume equivalente del paramento verticale

$$q := 0 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0.0744 \cdot g = 0.73 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.074$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = -0.037$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.077 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

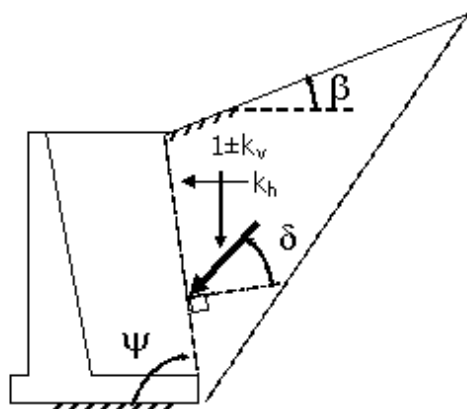
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\varphi_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.436$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\varphi_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1.25}\right) = 29.256^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 0^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\varphi_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.608$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 110.066 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 110.066 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 153.472 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 153.472 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 216.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0.347 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 5 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 10.2 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 1.083 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 3.535 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 6.499 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 65.964 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{eqk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5.4 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{eqk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 208.822 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.7 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 1.608 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 23.685 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 240.402 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 455.982 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 3.001 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 6.581 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma G1=1$

H.i = azione orizzontale i-esima B.hi = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 16.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 7.533 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0.502 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0.226 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.267 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 35.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 103.485 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 1.83 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 5.399 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0.027 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.04 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0.135 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.9 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 54.179 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 116.778 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 2.155 \text{ m}$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$\gamma_{G1f_EQU} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 261.925 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 261.925 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 2.884 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

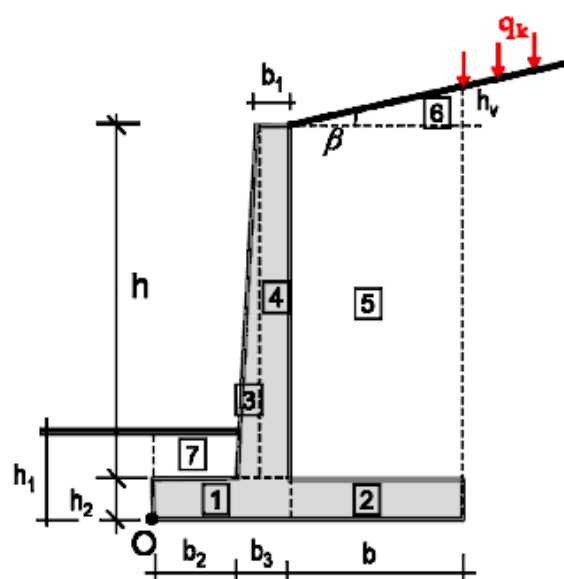
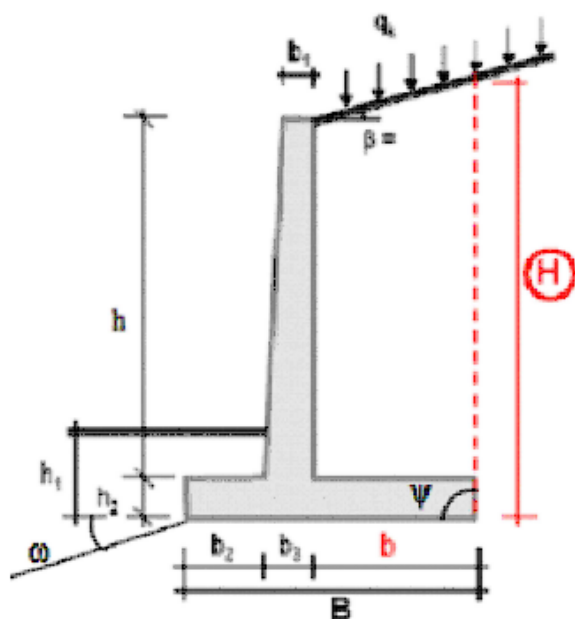
Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 11.012 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Manufatto di interconnessione tra falda ed invaso
Verifiche GEO - NTC08 - CONDIZIONE STATICA

Dati geometrici

$h := 4.10\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.90\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.90\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 4.60\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 4.6\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5.40\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 0.30\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 21.8^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 10.3\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.12\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\sigma_k := 35^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := \frac{2}{3} \cdot \sigma_k = 23.333^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume c.a.

$$\gamma_{eqk} := 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume equivalente paramento verticale

$$q := 0 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0 \cdot g = 0$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = 0$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

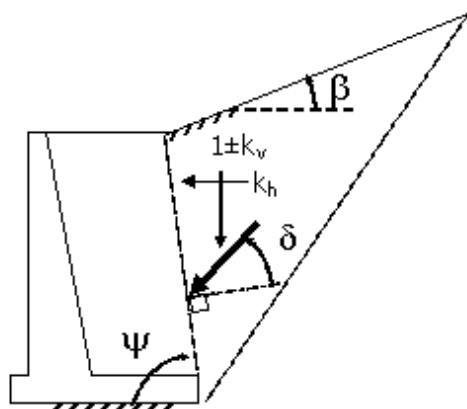
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.335$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 29.256^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 19.039^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.454$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 87.759 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 80.582 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 34.76 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{tkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{qkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 118.928 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 112.422 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 38.795 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{tdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{qdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 225 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 5 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 10.2 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 1.125 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 3.672 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 6.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 68.513 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{eqk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5.4 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{eqk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 216.89 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.7 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 1.67 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 246 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 249.69 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 473.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 3.117 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 6.581 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma G1=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.267 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.04 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.9 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0$$

STATO LIMITE DI SCORRIMENTO

A1-C2 (A2+M2+R2)

$$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{R_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Azione di progetto (spinta terrap.+spinta del sovraccarico+forza inerzia muro+terrapieno sopra)

$$V_{Ed_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 112.422 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistenza di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$R_{Ed_A1C2} := \frac{(\gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv}) \cdot \tan(\sigma_d)}{\gamma_{R_A1C2}} = 287.026 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{scorrimento_A1C2} := \frac{R_{Ed_A1C2}}{V_{Ed_A1C2}} = 2.553 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI COLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 512.395 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 112.422 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 12.375^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 191.867 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 877.683 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = -685.817 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 1.338 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 18 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 7.623 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right)\right)^2 = 16.921$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 13.378$$

$$i_{q_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.609$$

$$i_{\gamma_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.476$$

$$s_q := s_\gamma = 1$$

$$s_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 1$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi_d)}\right)^{0.35} = 1$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_{q_A1C2} \cdot s_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_{\gamma_A1C2} \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma = 670.636 \text{ kPa}$$

Verifica

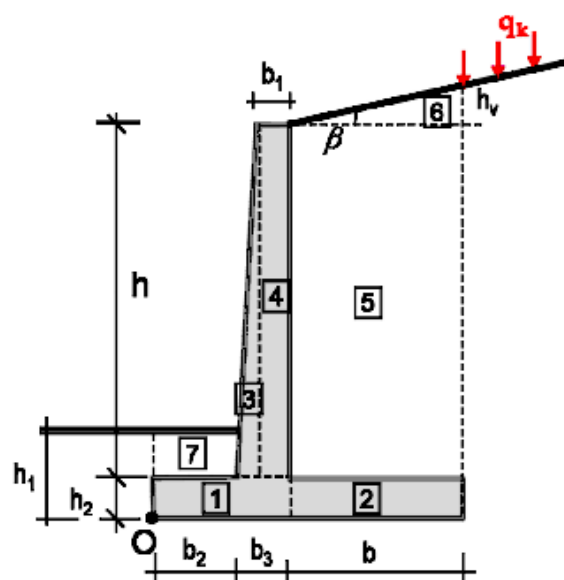
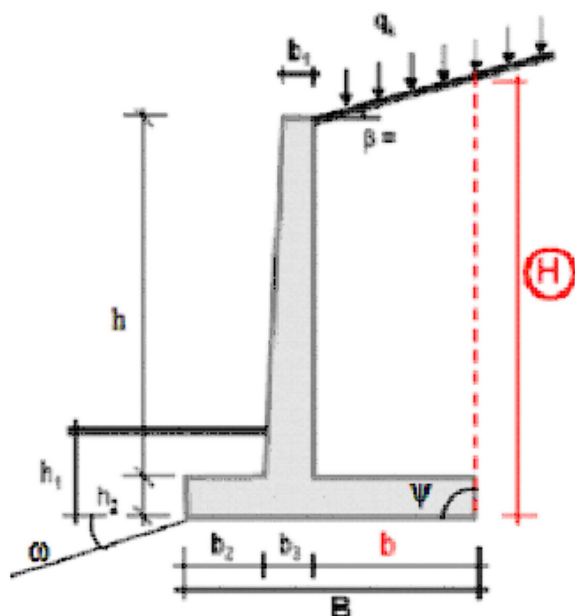
$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 9.977$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

Manufatto di interconnessione tra falda ed invaso
Verifiche GEO - NTC08 - CONDIZIONE SISMICA

Dati geometrici

$h := 4.10\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.90\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.90\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 4.60\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 4.60\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5.40\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 0.30\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 21.8^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 10.3\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.12\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso di volume del terreno}$$

$$\sigma_k := 35^\circ \quad \text{angolo di resistenza al taglio del terreno}$$

$$\delta_k := \frac{2}{3} \cdot \sigma_k = 23.333^\circ \quad \text{angolo di attrito terra-muro}$$

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso di volume c.a.}$$

$$\gamma_{eqk} := 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso di volume equivalente del paramento verticale}$$

$$q := 0 \text{ kPa} \quad \text{sovraccarico (variabile) sul terrapieno}$$

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0.0744 \cdot g = 0.73 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{accelerazione orizzontale massima al sito} = a_g \times S_s \times S_t$$

$$\beta_m := 1 \quad \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica}$$

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.074 \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = -0.037 \quad \text{coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.077 \cdot \text{rad} \quad \text{inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica } k_h$$

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

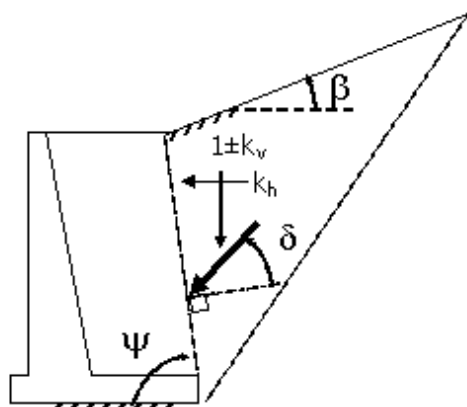
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.43$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 29.256^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 19.039^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.609$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 108.53 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 99.654 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 42.987 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{tkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{qkv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 153.819 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 145.405 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 50.177 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.707 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{tdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.56 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{qdv} := B = 10.3 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 216.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0.347 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 5 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 10.2 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 1.083 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 3.535 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 6.499 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 65.964 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{eqk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5.4 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{eqk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 208.822 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.7 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 1.608 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 23.685 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 10.15 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 240.402 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 455.982 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 3.001 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 6.581 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma G1=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 16.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 7.533 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0.502 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0.226 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.267 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 35.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 103.485 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 1.83 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 5.399 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0.027 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.04 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0.135 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := [\max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2)]] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.9 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 54.179 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 116.778 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 2.155 \text{ m}$$

STATO LIMITE DI SCORRIMENTO

A1-C2 (A2+M2+R2)

$$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{R_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Azione di progetto (spinta terrap.+spinta del sovraccarico+forza inerzia muro+terrapieno sopra)

$$V_{Ed_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 199.584 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistenza di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$R_{Ed_A1C2} := \frac{(\gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv}) \cdot \tan(\sigma_d)}{\gamma_{R_A1C2}} = 283.533 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{scorrimento_A1C2} := \frac{R_{Ed_A1C2}}{V_{Ed_A1C2}} = 1.421 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI COLLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 506.159 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 199.584 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 21.52^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 364.935 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 911.083 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = -546.147 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 1.079 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 18 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 8.142 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\frac{\pi \cdot \tan(\sigma_d)}{\left(\tan\left(45^\circ + \frac{\sigma_d}{2}\right)\right)^2}} = 16.921$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\sigma_d) = 13.378$$

$$i_q := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.367$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.222$$

$$g_q := g_\gamma = 1$$

$$g_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 0.951$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\sigma_d)}\right)^{0.35} = 0.951$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma = 336.549 \text{ kPa}$$

Verifica

$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 5.414$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

7.2.4 Verifiche strutturali

7.2.4.1 Parete di monte

Si considera lo schema statico di piastra appoggiata su 3 lati.

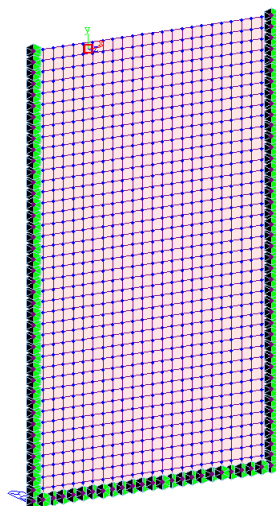


Figura 8: schema statico.

Il calcolo è condotto nelle seguenti ipotesi di carico:

- caso di carico 1: pressione dell'acqua in condizione di massimo invaso (223 m s.m.), decurtata dalla spinta attiva del terrapieno; pertanto:
 - lato monte:

sommità: $p_s = 10\text{kN/m}^3 \cdot 17\text{m} \cdot (k_a = 0.25) = 42.5 \text{ kPa}$

piede: $p_s = 18\text{kN/m}^3 \cdot 4.10\text{m} \cdot (k_a = 0.25) + 10\text{kN/m}^3 \cdot 17\text{m} \cdot (k_a = 0.25) = 61 \text{ kPa}$
 - lato valle:

sommità: $p_w = 10\text{kN/m}^3 \cdot 17\text{m} = 170 \text{ kPa}$

piede: $p_w = 10\text{kN/m}^3 \cdot 22\text{m} = 220 \text{ kPa}$
- caso di carico 2: spinta a riposo del terrapieno (k_0) lato monte (equivalente alla pressione dell'acqua):

sommità: $p_s = 0 \text{ kPa}$

piede: $p_s = 20\text{kN/m}^3 \cdot 4.10\text{m} \cdot (k_0 = 0.5) = 41 \text{ kPa}$

Nel seguito le azioni interne per i due casi di carico.

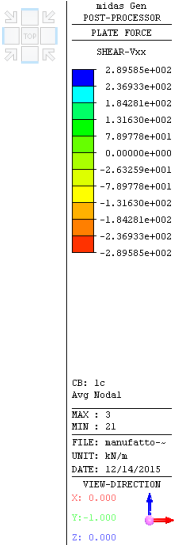
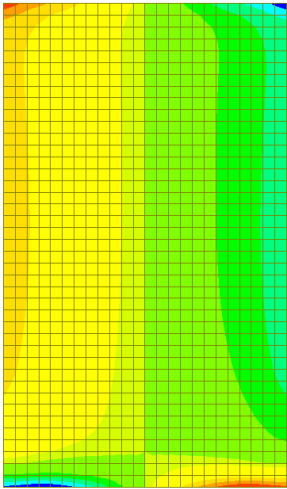


Figura 11: caso di carico 1 - v_{xx} .

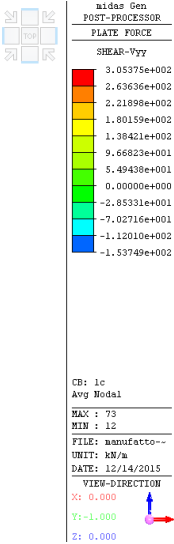
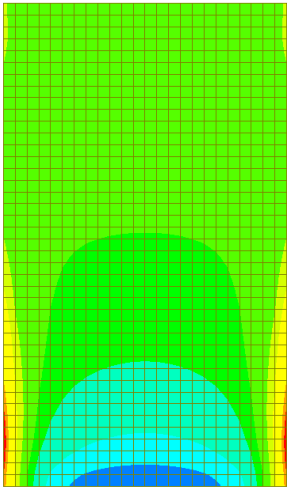


Figura 12: caso di carico 1 - v_{yy} .

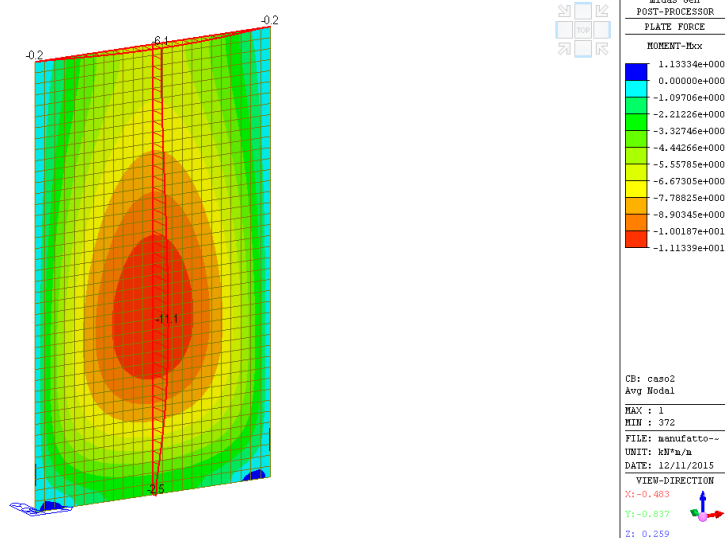


Figura 13: caso di carico 2 - m_{xx} .

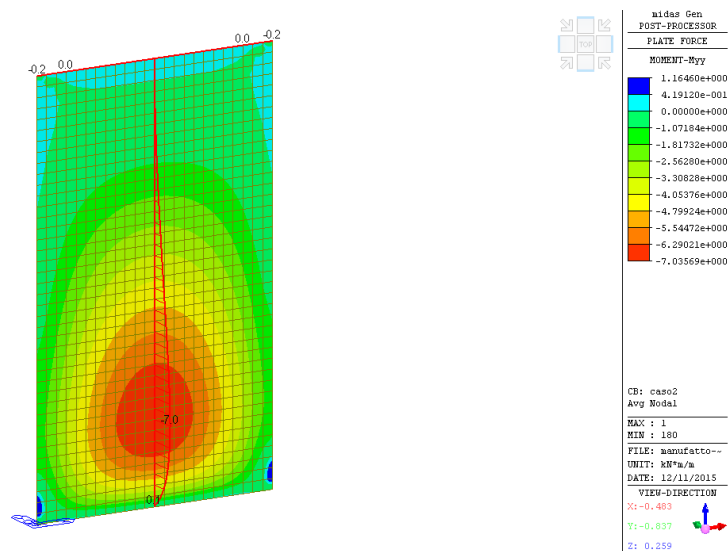


Figura 14: caso di carico 2 - m_{yy} .

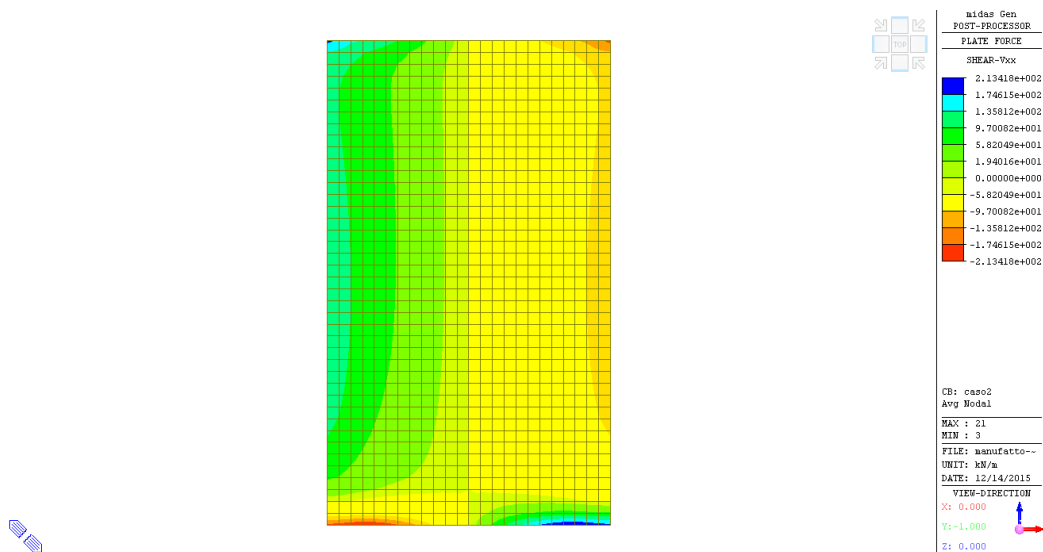


Figura 15: caso di carico 2 - v_{xx} .

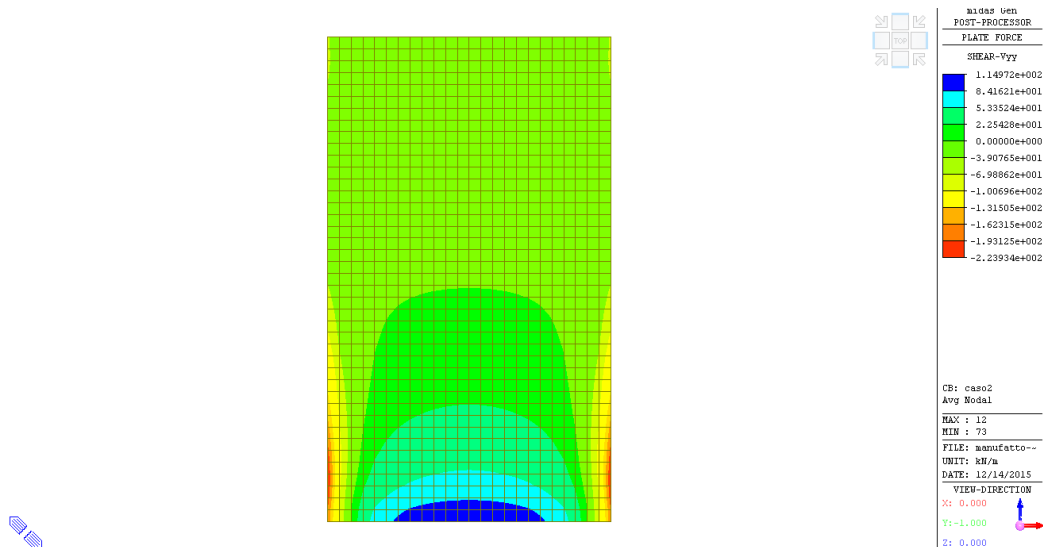


Figura 16: caso di carico 2 - v_{yy} .

Stato limite di esercizio

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

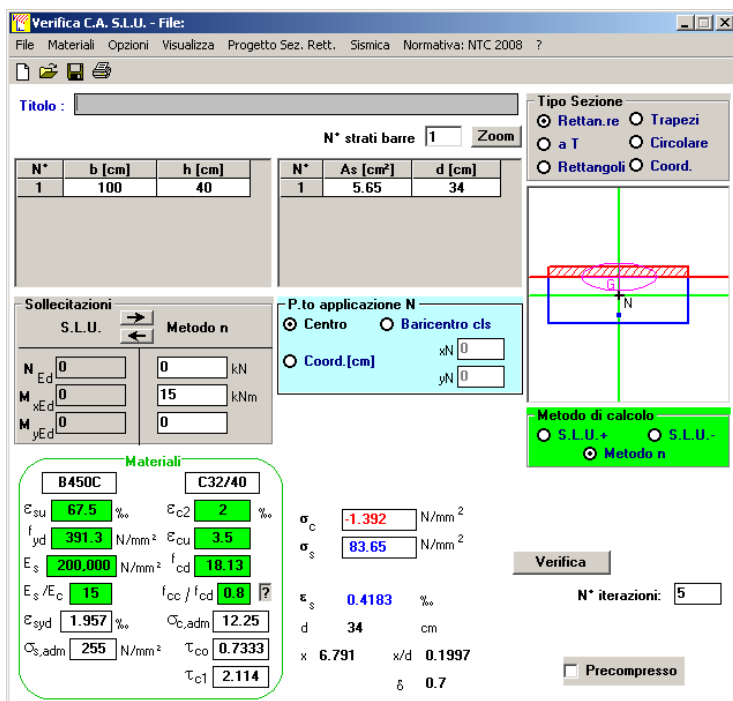
- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2, a 200 MPa.

Sezione x-x

Momento tendente le fibre lato valle $m_{xx} = 15 \text{ kNm/m}$

Si considera un'armatura pari a $\varnothing 12/200$ ($\rho = 0.14 \%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

N° strati barre: 1 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	34

Tipo Sezione:
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 15 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\alpha_{c,adm}$	12.25
$\alpha_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -1.392 N/mm²
 σ_s 83.65 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

ϵ_s 0.4183 ‰
d 34 cm
x 6.791 x/d 0.1997
 δ 0.7

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_s < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Momento tendente le fibre lato monte $m_{xx} = 95 \text{ kNm/m}$

Si considera un'armatura pari a $\varnothing 20/200$ ($\rho = 0.39 \%$)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	34

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -5.923 N/mm²
 σ_s 198.3 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

ϵ_s 0.9915 ‰
d 34 cm
x 10.52 x/d 0.3094
 δ 0.8268

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_s < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Sezione y-y

Momento tendente le fibre lato valle $m_{yy} = 10 \text{ kNm/m}$

Si considera un'armatura pari a $\emptyset 12/200$ ($\rho = 0.14 \%$)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	34

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 15 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -1.392 N/mm²
 σ_s 83.65 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

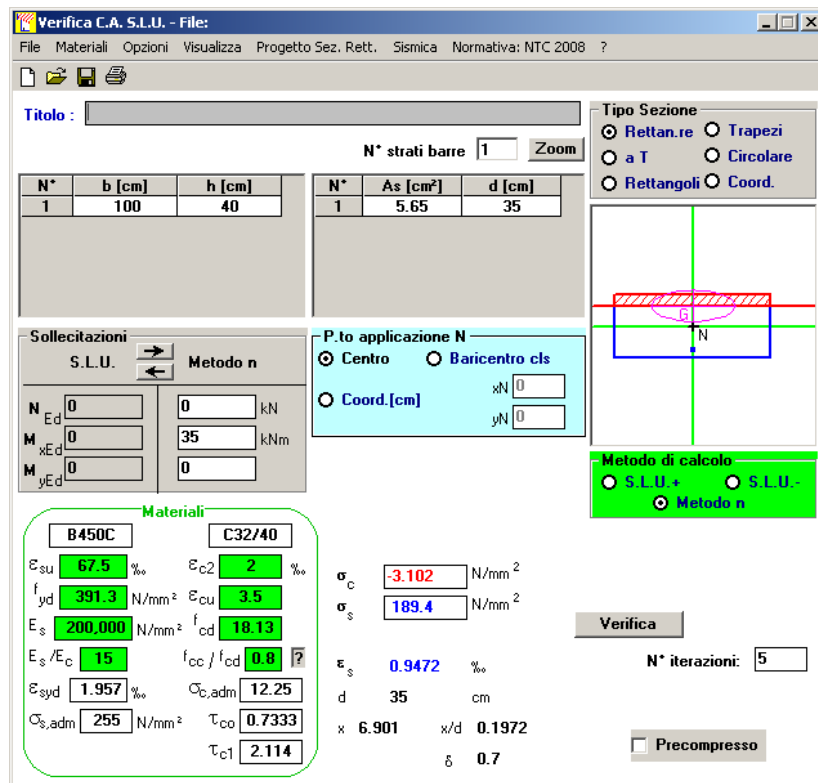
ϵ_s 0.4183 ‰
d 34 cm
x 6.791 x/d 0.1997
 δ 0.7

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$$\sigma_s < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Momento tendente le fibre lato monte $m_{yy} = 35 \text{ kNm/m}$

Si considera un'armatura pari a $\varnothing 12/200$ ($\rho = 0.14 \%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	35

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 0 kN
M xEd 0 35 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	18.13 N/mm²
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -3.102 N/mm²
 σ_s 189.4 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

ϵ_s 0.9472 ‰
d 35 cm
x 6.901 x/d 0.1972
 δ 0.7

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Stato limite di ultimo

Flessione

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3 \text{ MPa} / 200 \text{ MPa} = 1.95$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica (~ 1.66); pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Taglio

Ai fini della presente verifica, si considera il valore del taglio ad una distanza pari a d (altezza

utile) dal bordo dell'appoggio, pari a circa 100 kN/m in condizioni di esercizio. Il taglio allo SLU viene calcolato amplificando tale valore di 1.5.

$$v_{\max} = 1.5 \cdot 100 \text{ kN/m} = 150 \text{ kN/m}$$

Il valore del taglio resistente, in assenza di specifica armatura, è calcolato come segue:

Resistenza a taglio di una piastra in assenza di armatura a taglio

Input

Materiali

$$f_{ck} := 32 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Geometria

$$d := 340 \text{ mm}$$

Armatura a flessione

$$A_{sl} := 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Output

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2 \right) = 1.767$$

$$\rho_l := \min \left[\frac{A_{sl}}{(d)}, 0.02 \right] = 1.662 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd_c} := \max \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d, \left[\left(0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d \right] \right] = 158.112 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché il taglio resistente è superiore al taglio sollecitante, la verifica è soddisfatta.

7.2.4.2 Parete di valle

Alla luce della configurazione idraulica del sistema, anche in virtù di eventi di piena e/o innalzamento della falda, la parete di valle non è soggetta a sollecitazioni flettenti e taglianti.

Pertanto, si adotta l'armatura minima $\varnothing 12/200$ ($\rho = 0.14 \%$) ovunque.

7.2.4.3 Parete interna

Alla luce della configurazione idraulica del sistema, anche in virtù di eventi di piena e/o innalzamento della falda, la parete interna non è soggetta a sollecitazioni flettenti e taglianti.

Pertanto, si adotta l'armatura minima $\varnothing 10/200$ ($\rho = 0.13 \%$) ovunque.

7.2.4.4 Pareti laterali

Si considera lo schema statico seguente (vincoli di semplice appoggio).

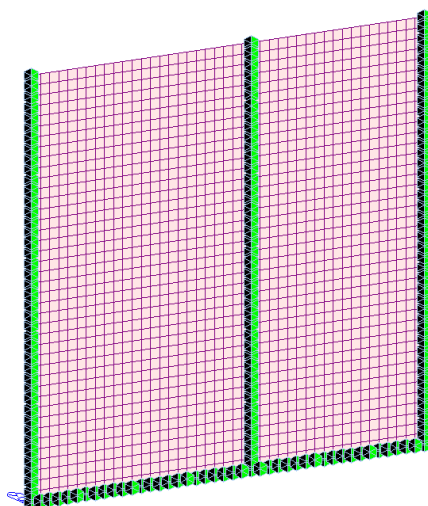


Figura 17: schema statico.

Il calcolo è condotto considerando la pressione dell'acqua in condizione di massimo invaso (223 m s.m.), trascurando, dal lato della sicurezza, la spinta attiva del terrapieno; pertanto:

$$\text{sommità: } p_w = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 17 \text{ m} = 170 \text{ kPa}$$

$$\text{piede: } p_w = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 22 \text{ m} = 220 \text{ kPa}$$

Nel seguito le azioni interne per i due casi di carico.

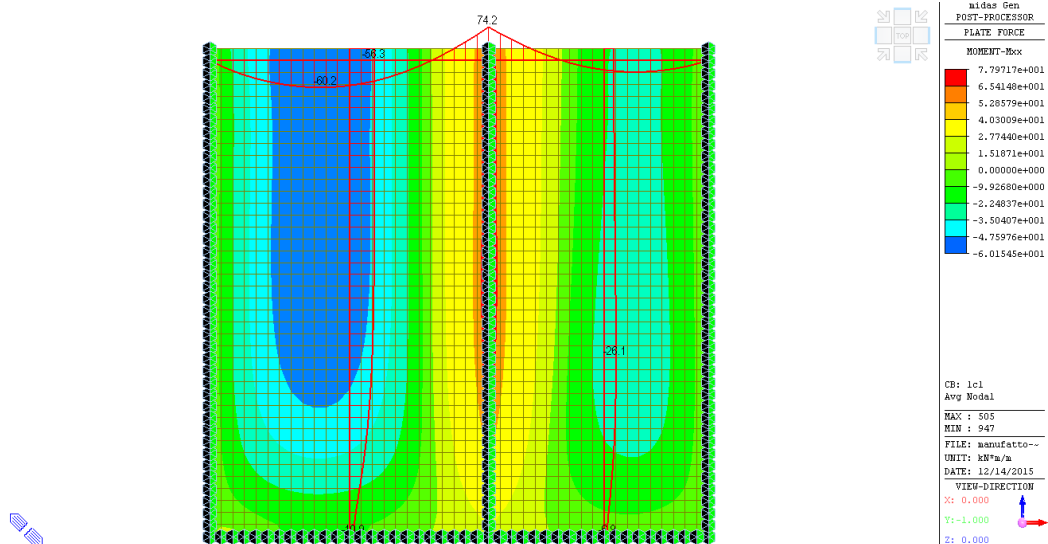


Figura 18: caso di carico 1 - m_{xx} .

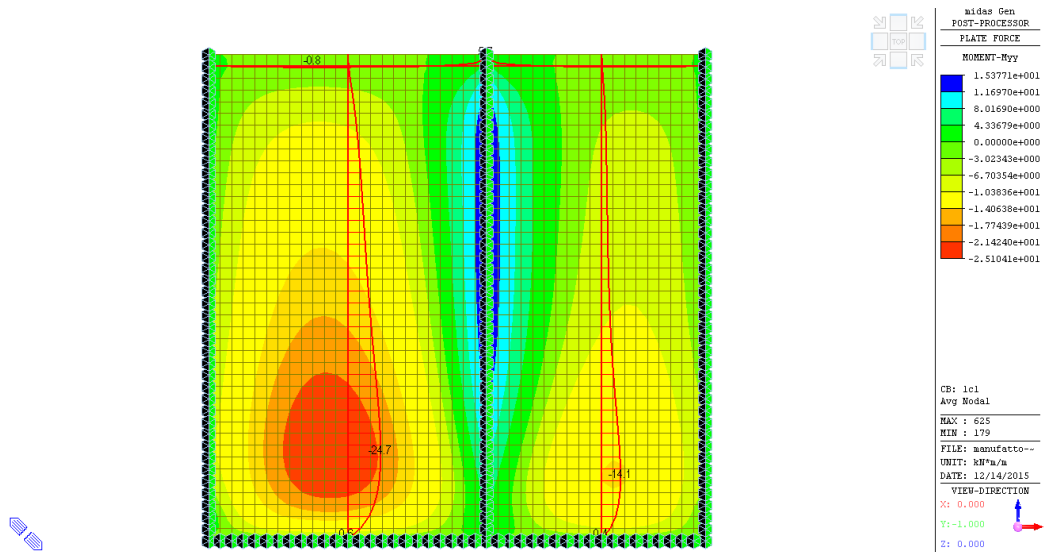


Figura 19: caso di carico 1 - m_{yy} .

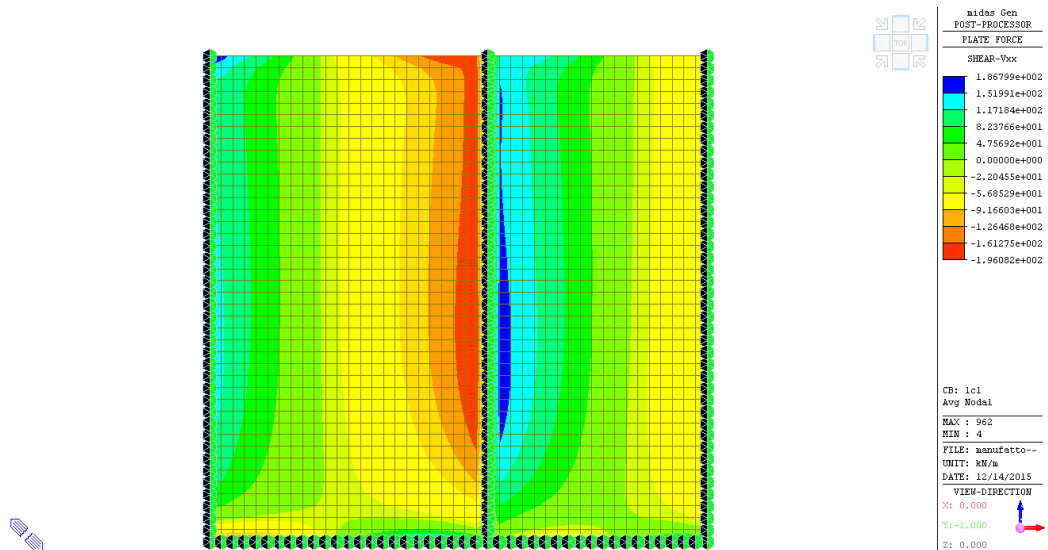


Figura 20: caso di carico 1 - v_{xx} .

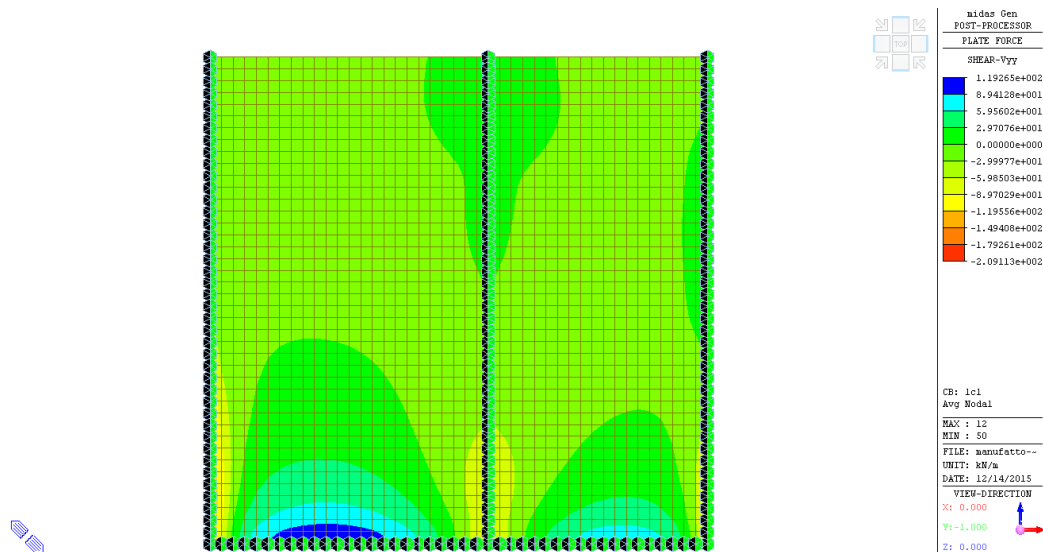


Figura 21: caso di carico 1 - v_{yy} .

Stato limite di esercizio

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2, a 200 MPa.

Sezione x-x

Momento tendente le fibre lato interne ed esterne $m_{xx} = 60 \text{ kNm/m}$

Si considera un'armatura pari a $\varnothing 16/200$ ($\rho = 0.25 \%$)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	34

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 60 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c 4.422 N/mm²
 σ_s 192 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

ϵ_s 0.9601 ‰
d 34 cm
x 8.729 x/d 0.2567
 δ 0.7609

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_s < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Sezione y-y

Momento tendente le fibre lato interne ed esterne $m_{yy} = 25 \text{ kNm/m}$

Si considera un'armatura pari a Ø12/200 ($\rho = 0.14 \%$)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	4.52	34

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 25 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -2.546 N/mm²
 σ_s 173.1 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

ϵ_s 0.8655 ‰
d 34 cm
x 6.146 x/d 0.1808
 δ 0.7

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_s < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Stato limite di ultimo

Flessione

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3\text{MPa}/200\text{MPa} = 1.95$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica (~ 1.65); pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Taglio

Ai fini della presente verifica, si considera il valore del taglio ad una distanza pari a d (altezza utile) dal bordo dell'appoggio, pari a circa 100 kN/m in condizioni di esercizio. Il taglio allo SLU viene calcolato amplificando tale valore di 1.5.

$$v_{\max} = 1.5 \cdot 100\text{ kN/m} = 150\text{ kN/m}$$

Il valore del taglio resistente, in assenza di specifica armatura, è calcolato come segue:

Resistenza a taglio di una piastra in assenza di armatura a taglio

Input

Materiali

$$f_{ck} := 32\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Geometria

$$d := 340\text{mm}$$

Armatura a flessione

$$A_{sl} := 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Output

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2 \right) = 1.767$$

$$\rho_l := \min \left[\frac{A_{sl}}{(d)}, 0.02 \right] = 1.662 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd_c} := \max \left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right] \cdot \text{MPa} \cdot d, \left[\left(0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d \right] \right] = 158.112 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché il taglio resistente è superiore al taglio sollecitante, la verifica è soddisfatta.

7.2.4.5 Ciabatta di fondazione

La pressione massima agente sulla ciabatta di fondazione si verifica con l'evento di massima

piena (livello invaso quota 223 m s.m.). In tale condizione, la pressione risulta:

acqua: $10 \text{ kN/m}^3 \cdot 23\text{m} \cdot 2.80\text{m} = 644 \text{ kN/m}$;

fondazione: $15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.90\text{m} \cdot 2.80\text{m} = 37.8 \text{ kN/m}$

scarpa di valle: $15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.60\text{m} \cdot 2.80\text{m} = 25.2 \text{ kN/m}$ (eccentricità=-2.3m)

sottofondo: $15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.5\text{m} \cdot 3.50 = 26.25 \text{ kN/m}$ (eccentricità=+2.7m)

elevazione: $15 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.1\text{m} \cdot 2.80\text{m} = 88.2 \text{ kN/m}$ (eccentricità=+2.7m)

da cui la pressione sul terreno risulta:

$$N = 841 \text{ kN/m}$$

$$M = 251 \text{ kNm/m}$$

$$e = M/N = 0.33\text{m} < B/6$$

$$\sigma_{t,\min} = N/L - M/W = 285 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{t,\max} = N/L + M/W = 315 \text{ kPa}$$

Si considera conservativamente una pressione di 315 kPa.

Il momento massimo può essere calcolato, dal lato della sicurezza, nell'ipotesi di piastra appoggiata, come segue:

$$m_{\max} = \sigma_{t,\max} \cdot (l=2.40\text{m})^2 / 16 = 115 \text{ kNm/m}$$

Stato limite di esercizio

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

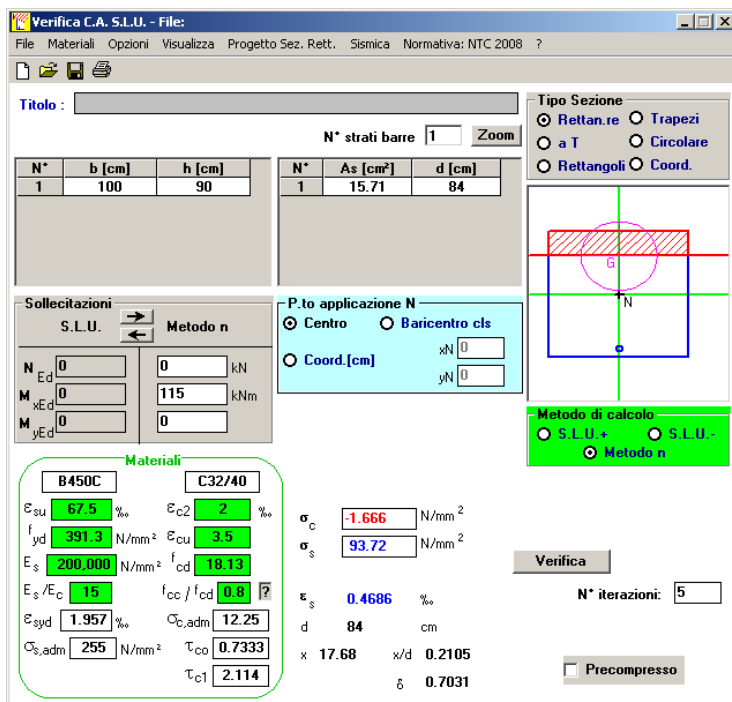
acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2, a 180 MPa.

Si considera un'armatura pari a Ø20/200 ($\rho = 0.18 \%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	15.71	84

Tipo Sezione:
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
S.L.U. **Metodo n**
N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali:

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	18.13 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

σ_c -1.666 N/mm²
σ_s 93.72 N/mm²

ε_s 0.4686 ‰

d 84 cm
x 17.68 x/d 0.2105
δ 0.7031

Verifica **N° iterazioni:** 5

☐ Precompresso

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_s < 180 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Stato limite di ultimo

Flessione

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3 \text{ MPa} / 200 \text{ MPa} = 1.95$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica (~ 1.65); pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Taglio

In virtù della geometria tozza della fondazione (luce netta = 2m ed altezza utile = 0.85 m), il trasferimento delle azioni avviene mediante uno schema reticolare tirante-puntone, come segue.

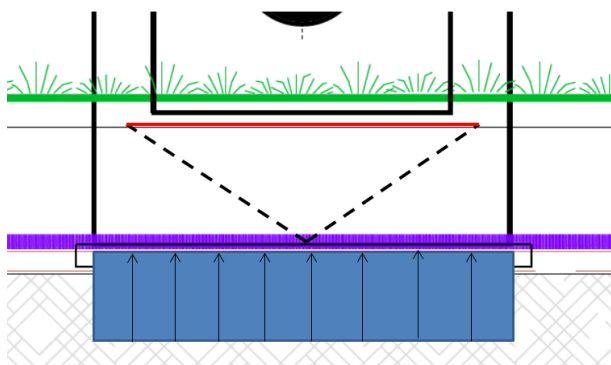


Figura 22: modello tirante-puntone.

Si rimanda pertanto ai calcoli svolti per la flessione.

7.2.5 Sintesi incidenza armatura

Nella seguente tabella, per gli elementi costituenti il manufatto, si riportano in sintesi le incidenze di armatura (kg di armatura / m³ di calcestruzzo), incrementate del 15% al fine di mettere in conto sovrapposizioni e ferri distanziatori di costruzione:

INCIDENZA ARMATURA	
Elemento	Kg/m ³
ciabatta di fondazione	70
ringrosso di valle	55
parete di monte	75
parete di valle	55
parete interna	55
pareti laterali	70

Mediamente si considera pertanto un'incidenza di circa 70 kg/m³.

7.3 OPERA DI PRESA DAL T. SEVESO E CANALE DI ALIMENTAZIONE

7.3.1 Descrizione dell'opera

L'insieme dei manufatti costituenti l'opera di presa e alimentazione permettono, in virtù di eventi di piena del T. Seveso, il convoglio dell'acqua nella vasca di laminazione in scavo, come di seguito evidenziato in figura.

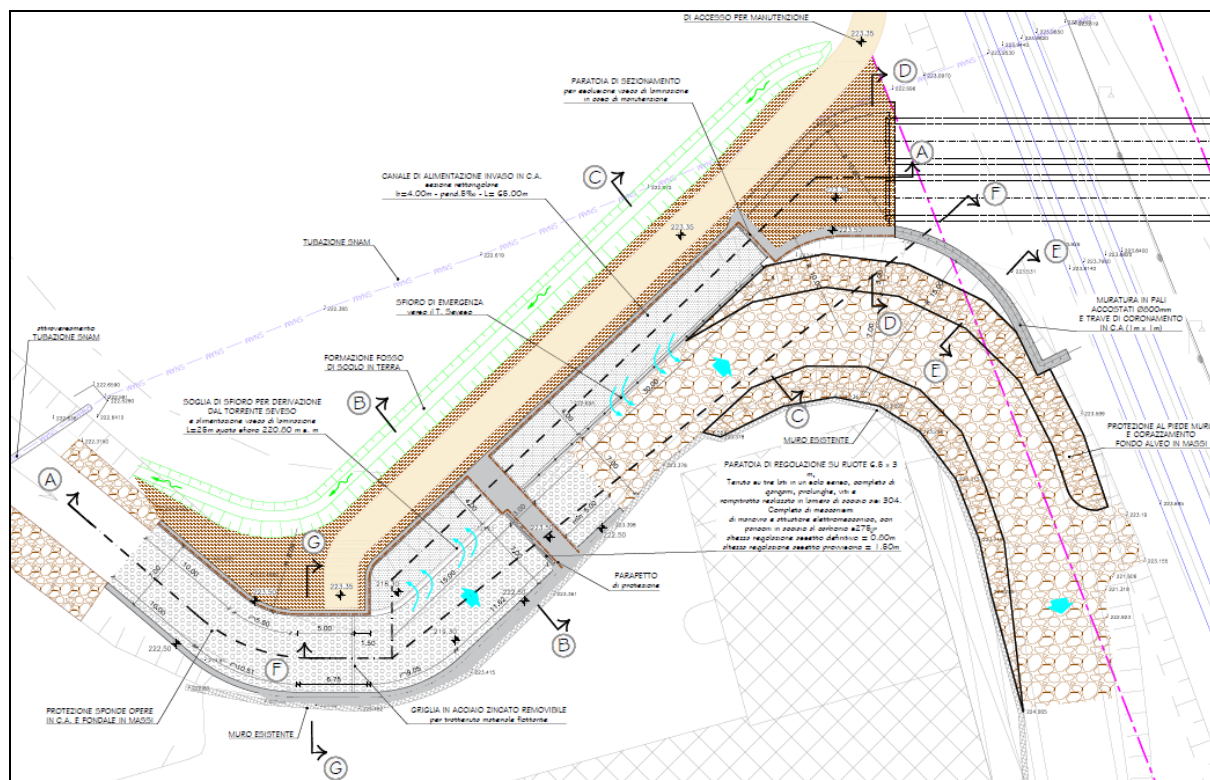


Figura 23: Stralcio opera di presa dal T. Seveso - pianta.

Nelle figure seguenti si illustrano le sezioni tipiche.

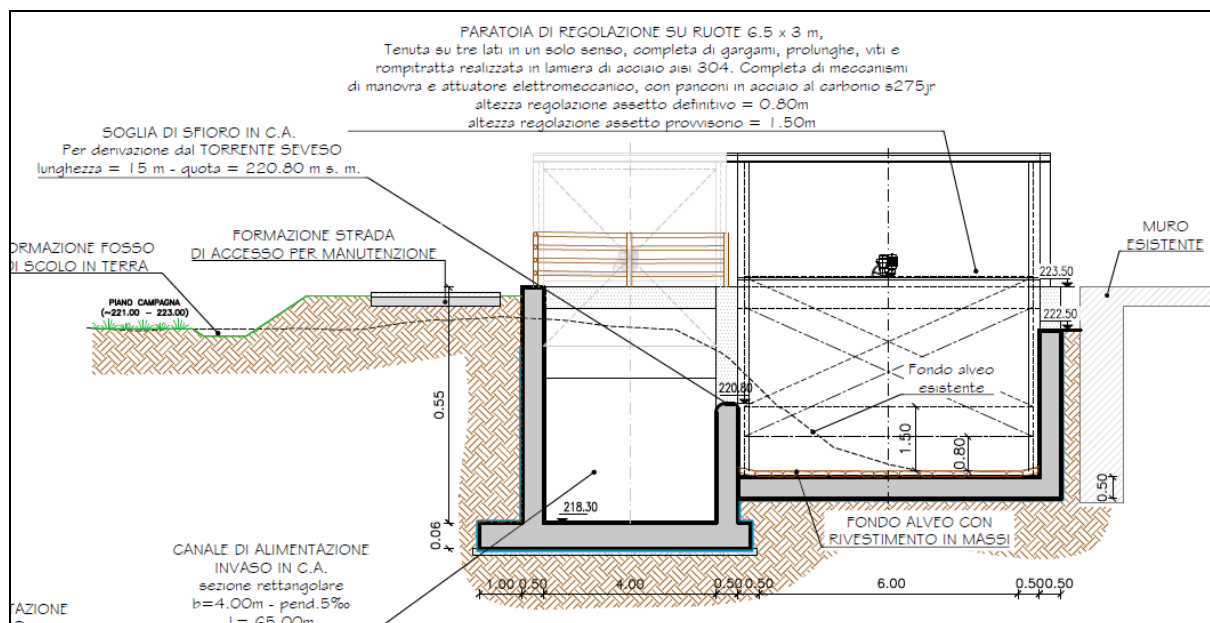


Figura 24: sezione trasversale opera di presa C-C.

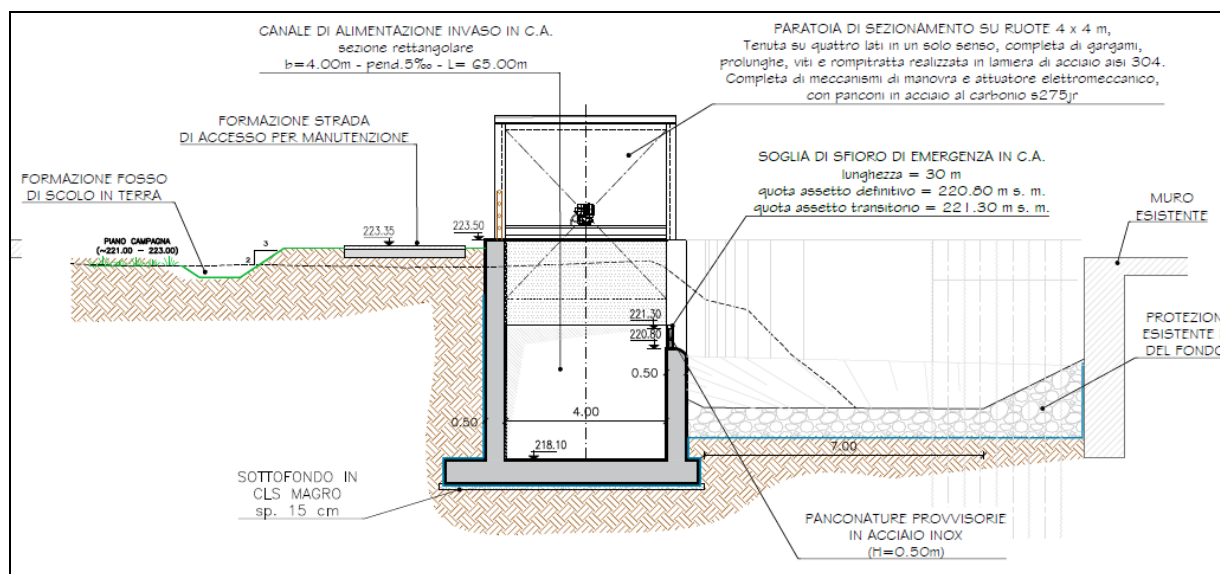


Figura 25: sezione trasversale opera di presa D-D.

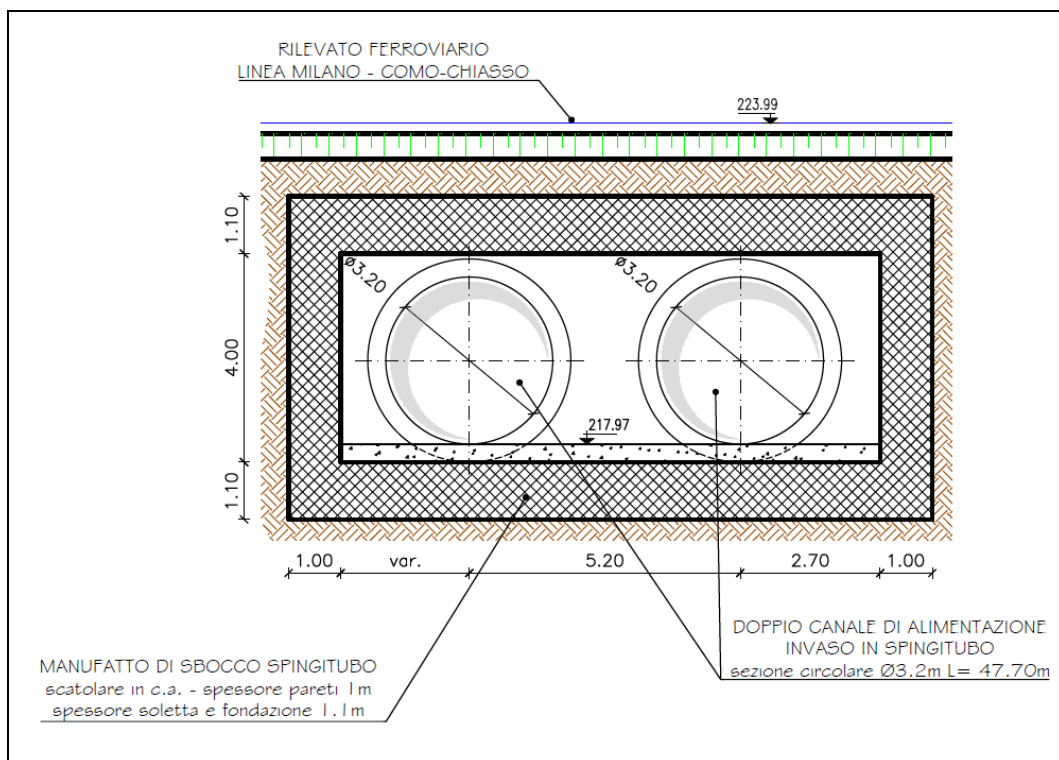


Figura 26: sezione tipica E-E.

7.3.2 Aspetti idraulici

Durante l'evento di piena di progetto, si considerano i seguenti livelli idrici:

Durante l'**evento di piena eccezionale**, si considerano i seguenti livelli idrici:

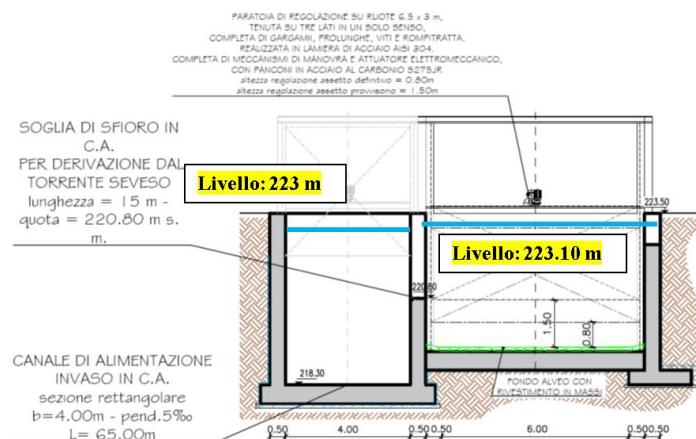


Figura 30: sezione C-C a monte paratoia-livello idrico-piena eccezionale.

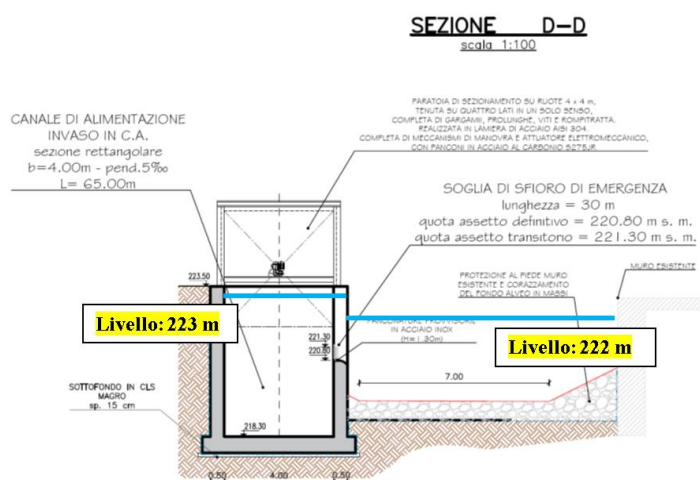


Figura 25: sezione tipica D-D.

Figura 31: sezione D-D a monte paratoia-livello idrico-piena eccezionale.

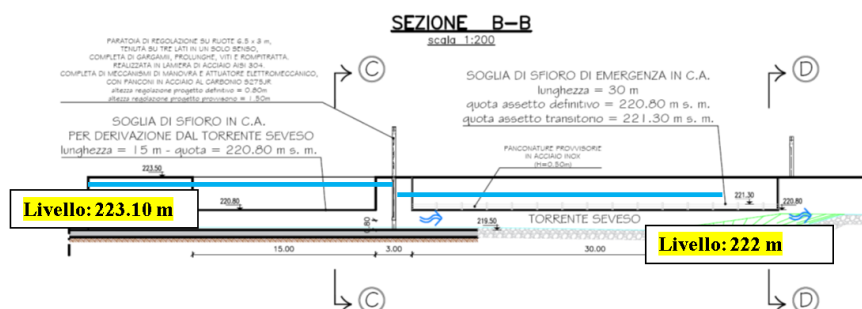


Figura 32: sezione D-D a monte paratoia-livello idrico-piena di progetto.

SEZIONE LONGITUDINALE LUNGO IL CANALE

Il livello lungo il canale varia fino a quota +223 m s.m. (invaso pieno).

7.3.3 Verifiche geotecniche e di equilibrio

Per le proprietà meccaniche del terreno si fa riferimento a quanto riportato in Tabella 2.

7.3.3.1 Sezione C-C e sezione D-D

7.3.3.1.1 Approccio di calcolo

Alla luce della configurazione dei manufatti tali opere sono sostanzialmente soggette alla spinta della terra a monte e pertanto riconducibili alla tipologia strutturale del muro di sostegno, rispetto alla quale i successivi calcoli si fondano. Ai presenti fini, la condizione maggiormente gravosa è da ritenersi quella a canale vuoto.

7.3.3.1.2 Criteri di calcolo delle spinte

Condizioni statiche

Spinta a riposo

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui, considerando il piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{OCR}$$

Con $OCR = GSC$ = grado di sovraconsolidazione.

In questo caso, pur operando secondo un approccio agli SLU, in una combinazione A2+M2+R2, K_0 può essere valutato sempre con riferimento all'angolo d'attrito caratteristico ϕ_k .

Condizioni sismiche

Alla luce della conformazione strutturale dell'opera, si ritiene il manufatto, in condizione sismica, "deformabile", considerando pertanto l'incremento di spinta conseguente l'azione del terremoto in regime di spinta attiva.

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

- Orizzontale = $k_h \cdot g$
- Verticale = $k_v \cdot g$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

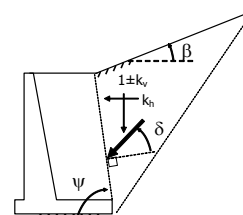
$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalla seguente espressione (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$



con:

- β = inclinazione della scarpata;
- ψ = inclinazione parete;
- δ = angolo di attrito parete-terreno;
- ϕ = angolo di attrito;
- ϑ = angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, combinazione GEO (M2), si considera l'angolo d'attrito di progetto, introducendo il fattore di sicurezza parziale di 1.25 sulla tangente dell'angolo stesso: $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$.

Per il caso in esame, in assenza di acqua, come peso specifico γ^* si assume il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

Ritenendo il muro in grado di ruotare alla base, si può considerare che l'incremento di spinta per effetto del sisma abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche.

7.3.3.1.3 Verifiche di dettaglio

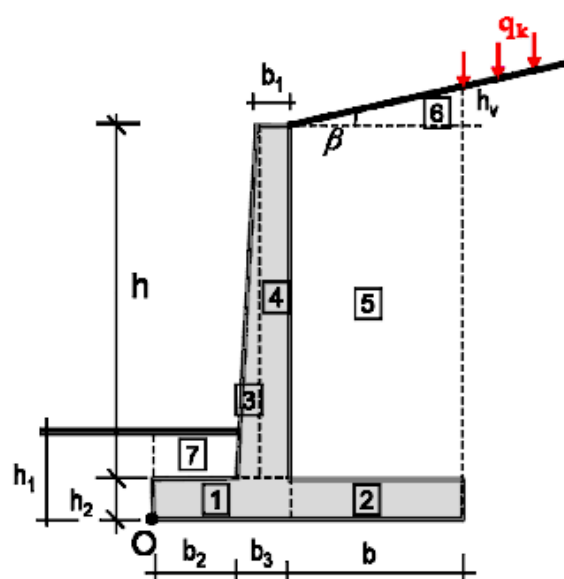
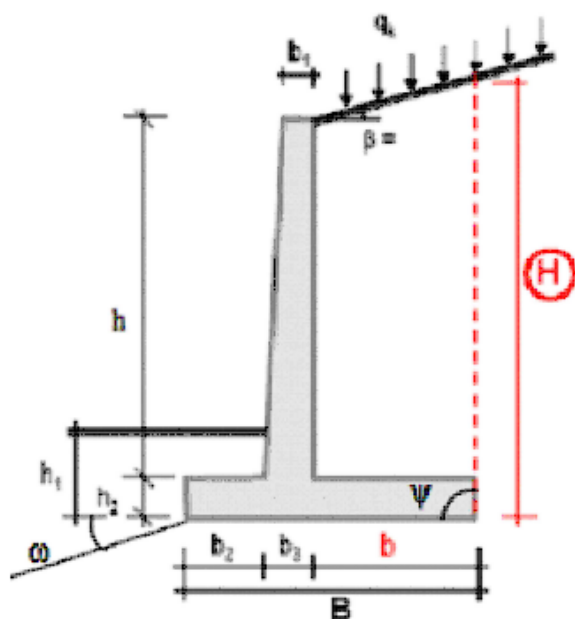
7.3.3.1.3.1 *Manufatto di sinistra*

Nelle pagine a seguire le verifiche nel dettaglio per il manufatto di sinistra (manufatto ad U). I calcoli sono condotti, dal lato della sicurezza, trascurando il contributo della parete di valle.

Opera di presa T.Seveso-Sezione C-C - manufatto di sinistra
Verifiche EQU - NTC08 - CONDIZIONE STATICA

Dati geometrici

$h := 5.2\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.50\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.50\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.50\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.50\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 1\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 6.5\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.7\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\sigma_k := 32^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := 0 \cdot \sigma_k = 0^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 10 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0 \cdot g = 0$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = 0$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

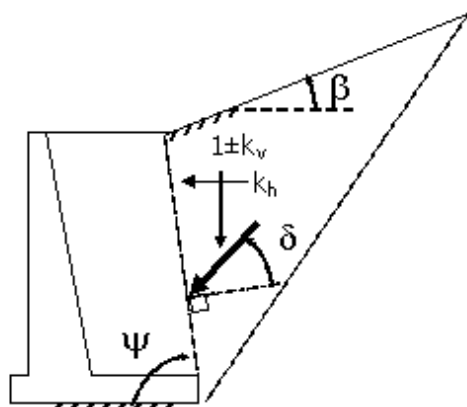
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.307$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 26.56^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 0^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.382$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 99.828 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 99.828 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$B_{tkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 17.514 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 17.514 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$B_{qkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 124.124 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 124.124 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$B_{tdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 21.776 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 21.776 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$B_{qdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 68.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 2.75 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 6.167 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 189.063 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 12.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 75 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 5.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 341.25 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 624 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 250.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 1.229 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.912 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.233 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$$\gamma_{G1f_EQU} := 0.9$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_EQU} := 1.1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_EQU} := 1.5$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 259.419 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 93.093 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 352.512 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 1.106 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

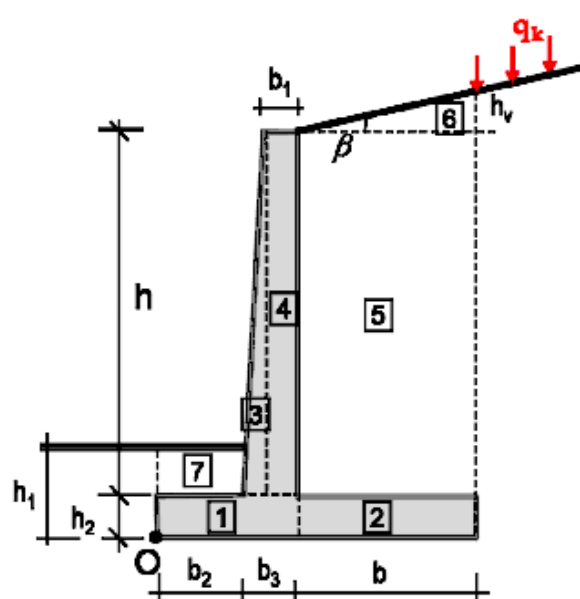
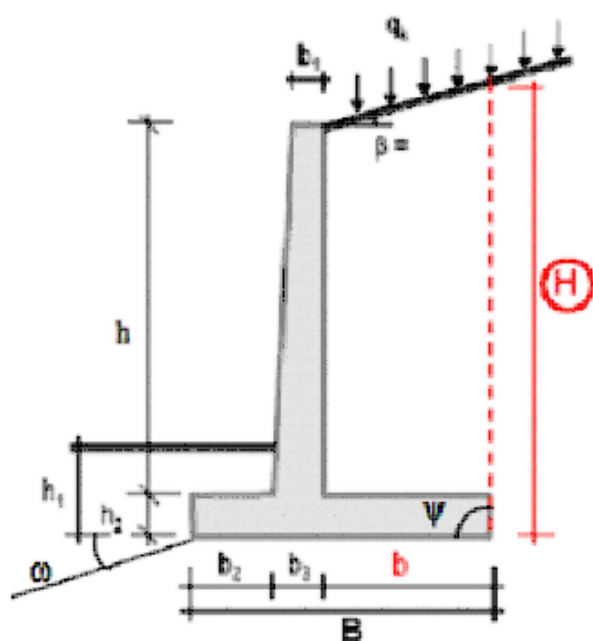
Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 3.139 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Opera di presa T.Seveso - Sezione C-C - manufatto di sinistra
Verifiche EQU - NTC08 - CONDIZIONE SISMICA

Dati geometrici

$h := 5.20\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.50\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.50\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.50\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.50\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 1\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 6.5\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.7\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\varphi_k := 32^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := 0 \cdot \varphi_k = 0^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 0 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0.0744 \cdot g = 0.73 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.074$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = -0.037$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.077 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

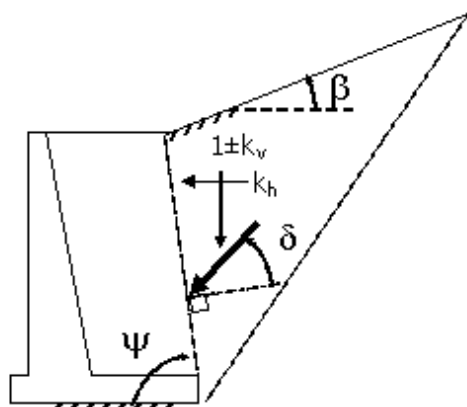
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\varphi_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.353$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\varphi_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1.25}\right) = 26.56^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 0^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\varphi_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.433$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 110.454 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 110.454 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 135.581 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 135.581 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 66.192 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 2.75 \text{ m} \quad B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 6.167 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 182.029 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 12.035 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m} \quad B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 72.21 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 62.582 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 5.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 328.555 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 100.131 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 600.787 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 240.941 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 1.184 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.912 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 5.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 1.279 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0.93 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0.232 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.233 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 4.836 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 14.992 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 7.738 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 23.987 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 18.619 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 40.489 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 2.175 \text{ m}$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$\gamma_{G1f_EQU} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 257.604 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 257.604 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 1.143 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

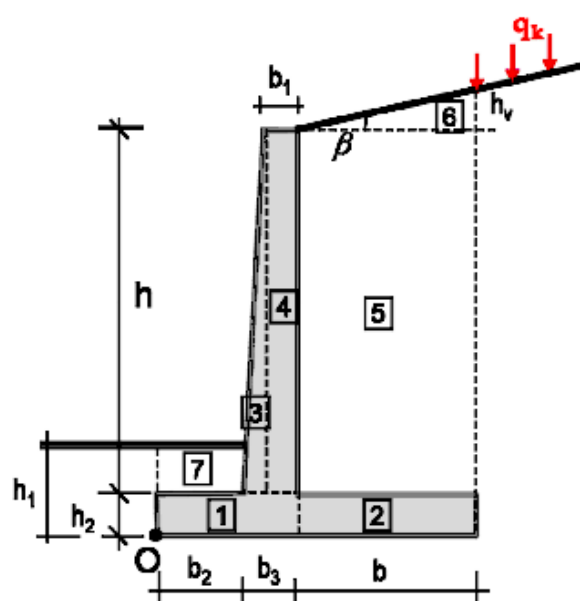
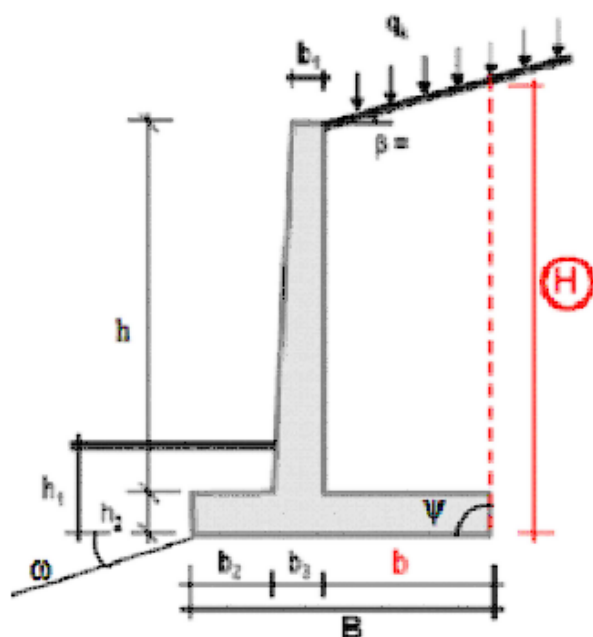
Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 4.437 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Opera di presa T.Seveso-Sezione C-C - manufatto di sinistra
Verifiche GEO - NTC08 - CONDIZIONE STATICA

Dati geometrici

$h := 5.2\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.50\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.50\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.50\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.50\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 1\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 6.5\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.7\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\sigma_k := 32^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := \frac{2}{3} \cdot \sigma_k = 21.333^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 10 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0 \cdot g = 0$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = 0$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

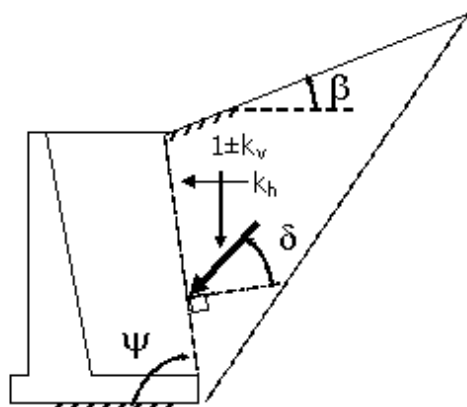
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.275$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 26.56^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 17.351^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.34$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 89.355 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 83.232 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 32.507 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 15.676 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 14.602 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 5.703 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 110.486 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 105.458 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 32.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 19.383 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 18.501 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 5.781 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 68.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 2.75 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 6.167 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 189.063 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 12.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 75 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 5.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 341.25 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 624 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 250.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 1.229 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.912 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.233 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0$$

STATO LIMITE DI SCORRIMENTO

A1-C2 (A2+M2+R2)

$$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{R_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Azione di progetto (spinta terrap.+spinta del sovraccarico+forza inerzia muro+terrapieno sopra)

$$V_{Ed_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 129.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistenza di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$R_{Ed_A1C2} := \frac{(\gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv}) \cdot \tan(\sigma_d)}{\gamma_{R_A1C2}} = 145.327 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{scorrimento_A1C2} := \frac{R_{Ed_A1C2}}{V_{Ed_A1C2}} = 1.122 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI COLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 290.714 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 129.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 24.012^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 268.918 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 547.509 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = -278.592 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 0.958 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 10 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 4.583 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right)\right)^2 = 12.588$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 8.689$$

$$i_{q_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.307$$

$$i_{\gamma_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.171$$

$$s_q := s_\gamma = 1$$

$$s_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 1$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi_d)}\right)^{0.35} = 1$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_{q_A1C2} \cdot s_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_{\gamma_A1C2} \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma = 106.606 \text{ kPa}$$

Verifica

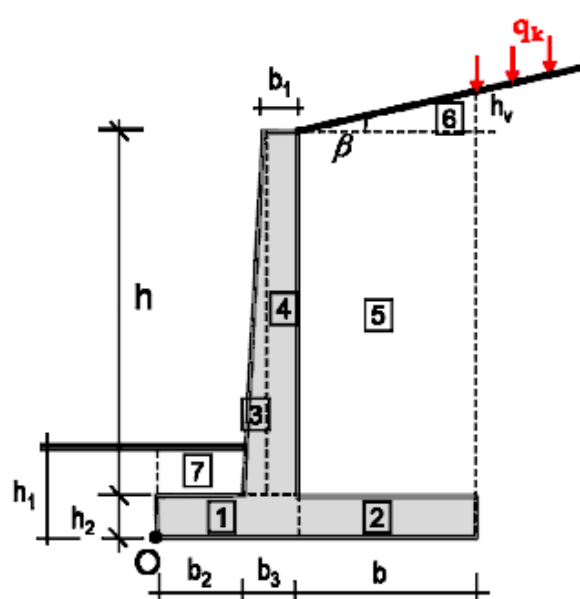
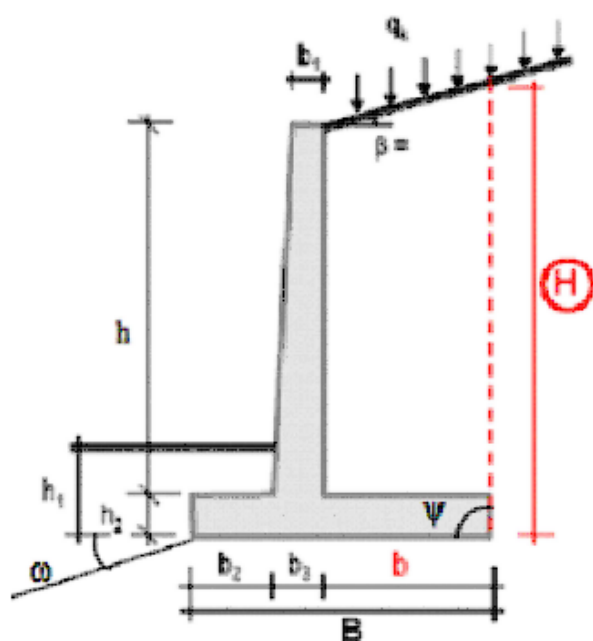
$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 1.681$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

Opera di presa T.Seveso - Sezione C-C - manufatto di sinistra
Verifiche GEO - NTC08 - CONDIZIONE SISMICA

Dati geometrici

$h := 5.20\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.50\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.50\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.50\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.50\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 5\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 1\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 6.5\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 5.7\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\sigma_k := 32^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := \frac{2}{3} \cdot \sigma_k = 21.333^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 0 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0.0744 \cdot g = 0.73 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.074$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = -0.037$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.077 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

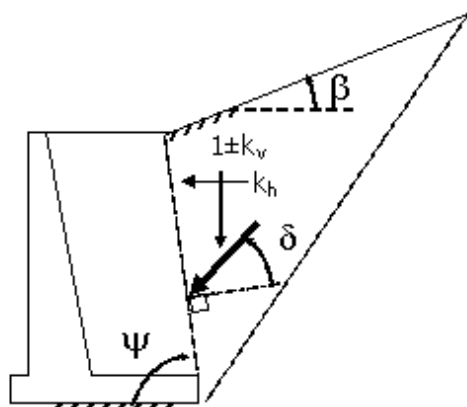
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.324$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 26.56^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 17.351^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.396$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 101.485 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 94.531 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 36.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkv} := B = 6.5 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 123.733 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 118.103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.9 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 36.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.85 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdv} := B = 6.5 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 66.192 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 2.75 \text{ m} \quad B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 6.167 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 182.029 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 12.035 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m} \quad B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 72.21 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 5 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 62.582 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 5.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 328.555 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 100.131 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 6 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 600.787 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 240.941 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 1.184 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.912 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 5.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 1.279 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0.93 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0.232 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 2.233 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 4.836 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 14.992 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 7.738 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 23.987 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 5.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 18.619 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 40.489 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 2.175 \text{ m}$$

STATO LIMITE DI COLLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 277.841 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 136.722 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 26.201^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 264.885 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 520.451 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = -255.566 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 0.92 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 10 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 4.66 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\frac{\pi \cdot \tan(\sigma_d)}{2} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\sigma_d}{2}\right)\right)^2} = 12.588$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\sigma_d) = 8.689$$

$$i_q := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.258$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.131$$

$$g_q := g_\gamma = 1$$

$$g_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 0.945$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\sigma_d)}\right)^{0.35} = 0.945$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma = 80.84 \text{ kPa}$$

Verifica

$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 1.356$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

STATO LIMITE DI COLLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 277.841 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 136.722 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 26.201^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 264.885 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 520.451 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = -255.566 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 0.92 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 10 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 4.66 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\frac{\pi \cdot \tan(\varphi_d)}{2} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right)\right)^2} = 12.588$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 8.689$$

$$i_q := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.258$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.131$$

$$g_q := g_\gamma = 1$$

$$g_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 0.945$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi_d)}\right)^{0.35} = 0.945$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma = 80.84 \text{ kPa}$$

Verifica

$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 1.356$$

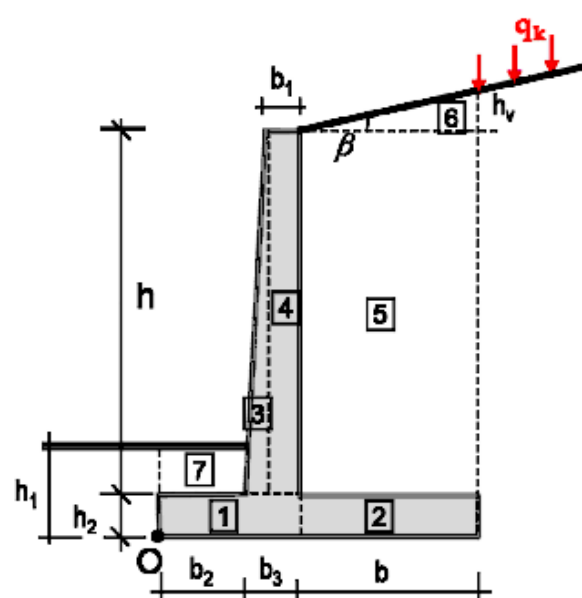
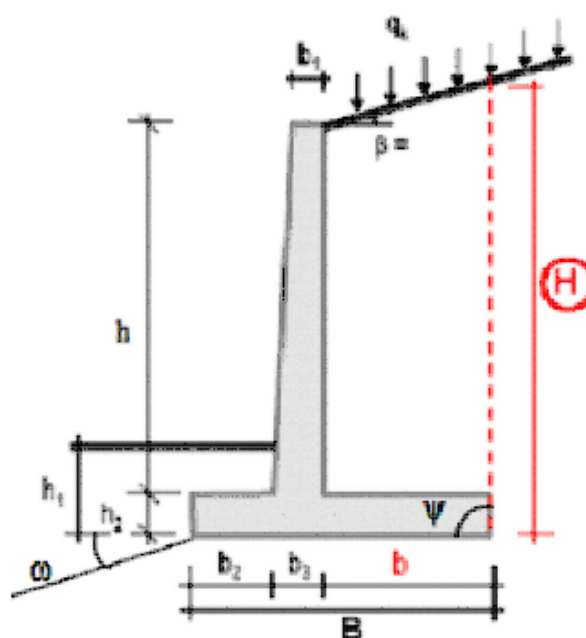
> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

7.3.3.1.3.2 Manufatto di destra

Opera di presa T.Seveso-Sezione C-C - manufatto di destra Verifiche EQU - NTC08 - CONDIZIONE STATICA

Dati geometrici

$h := 4.2\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.80\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.50\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.50\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.50\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 7\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 0\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 7.5\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 4.7\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\varphi_k := 31^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := 0 \cdot \varphi_k = 0^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 10 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0 \cdot g = 0$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = 0$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

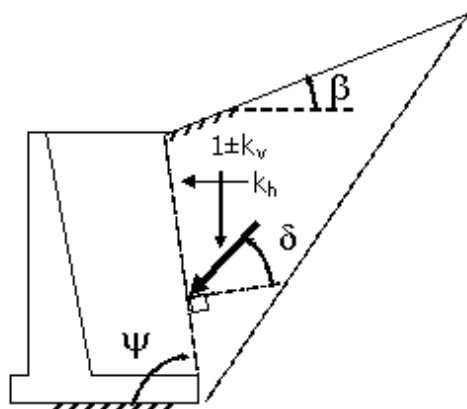
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\varphi_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.32$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\varphi_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1.25}\right) = 25.673^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 0^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\varphi_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.395$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 70.71 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 70.71 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{tkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 15.045 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 15.045 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{qkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 87.354 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 87.354 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{tdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 18.586 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 18.586 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{qdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 93.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 351.563 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 147 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 7 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 52.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 380.625 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 188.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 879.188 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.67 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 4.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$\gamma_{G1f_EQU} := 0.9$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_EQU} := 1.1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_EQU} := 1.5$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 150.539 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 65.515 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 216.055 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 791.269 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

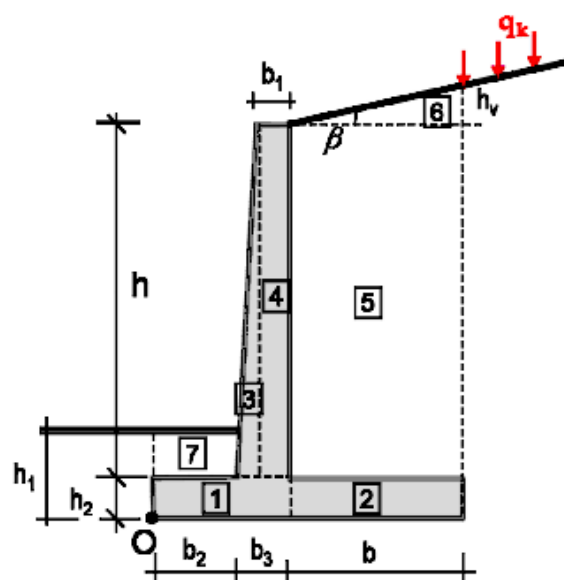
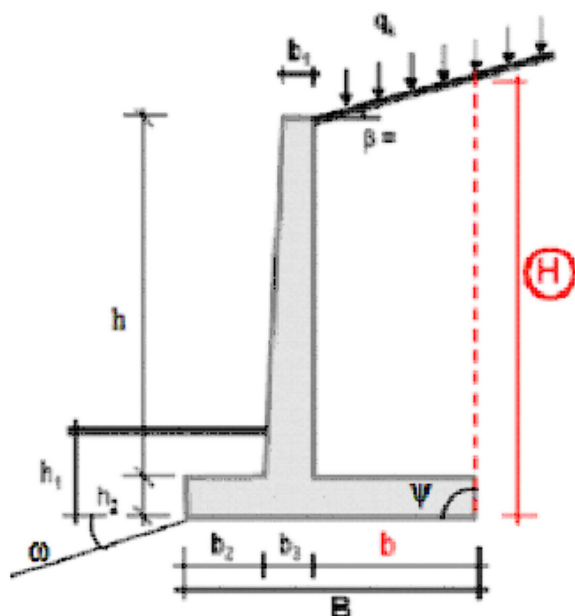
Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 3.662 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Opera di presa T.Seveso - Sezione C-C - manufatto di destra
Verifiche EQU - NTC08 - CONDIZIONE SISMICA

Dati geometrici

$h := 4.20\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 0.80\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.50\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.50\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.50\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 7\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 0\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 7.5\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 4.7\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso di volume del terreno}$$

$$\sigma_k := 32^\circ \quad \text{angolo di resistenza al taglio del terreno}$$

$$\delta_k := 0 \cdot \sigma_k = 0^\circ \quad \text{angolo di attrito terra-muro}$$

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso di volume del muro (c.a.)}$$

$$q := 0 \text{ kPa} \quad \text{sovraccarico (variabile) sul terrapieno}$$

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0.0744 \cdot g = 0.73 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{accelerazione orizzontale massima al sito} = a_g \times S_s \times S_t$$

$$\beta_m := 1 \quad \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica}$$

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.074 \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = -0.037 \quad \text{coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.077 \cdot \text{rad} \quad \text{inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica } k_h$$

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

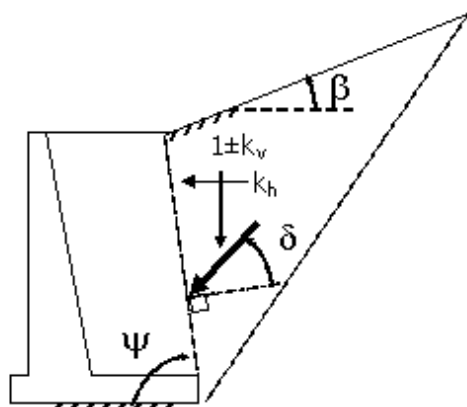
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.353$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 26.56^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 0^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.433$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 75.098 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 75.098 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{tkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{qkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 92.182 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 92.182 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{tdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{qdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 90.263 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 338.484 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 40.438 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 141.532 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 7 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 50.547 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 366.466 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 181.247 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{v\text{tot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 846.482 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{v\text{tot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.67 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 6.975 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 1.744 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 3.906 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 10.156 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 4.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 3.125 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 2.031 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 14.006 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 13.93 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0.995 \text{ m}$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$\gamma_{G1f_EQU} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 144.418 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 144.418 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 832.551 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 5.765 \quad > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Opera di presa T.Seveso-Sezione C-C - manufatto di destra
Verifiche GEO - NTC08 - CONDIZIONE STATICA

Dati geometrici

$h := 4.2\text{m}$

altezza paramento

$h_1 := 0.80\text{m}$

profondità piano di fondazione

$h_2 := 0.50\text{m}$

spessore soletta di fondazione

$b_1 := 0.50\text{m}$

spessore paramento in sommità

$b_3 := 0.50\text{m}$

spessore paramento alla base

$b_2 := 7\text{m}$

lunghezza scarpa di valle

$b := 0\text{m}$

lunghezza scarpa di monte

$\beta := 0^\circ$

angolo di pendio

$\psi := 90^\circ$

inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale

$\omega := 0^\circ$

inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale

$q_0 := 0\text{kPa}$

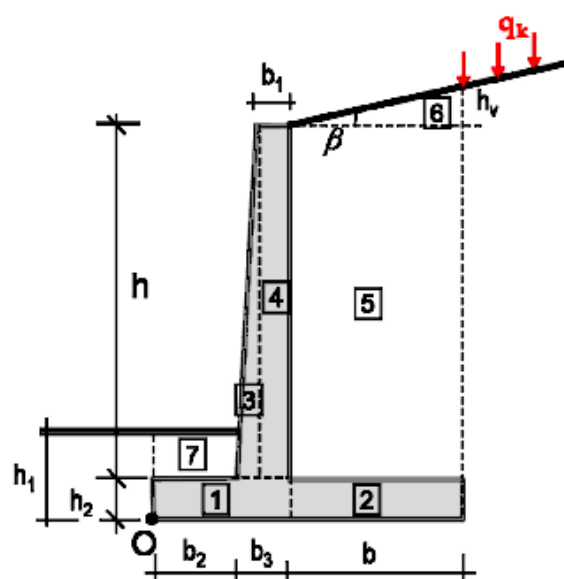
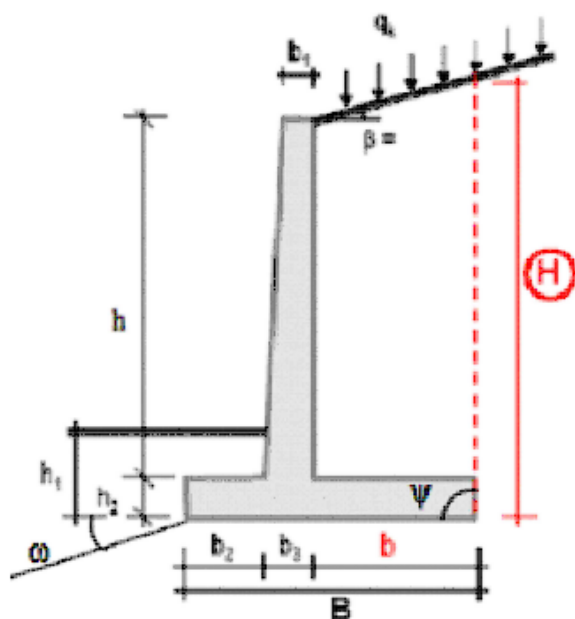
pressione geostatica al piano di posa

$B := b_2 + b_3 + b = 7.5\text{m}$

lunghezza base

$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 4.7\text{m}$

altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\varphi_k := 31^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := 0.5 \cdot \varphi_k = 15.5^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 10 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0 \cdot g = 0$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = 0$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

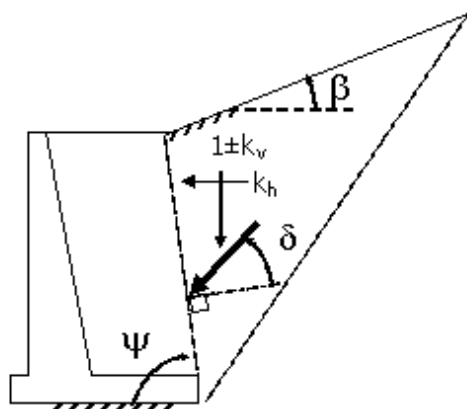
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\varphi_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.29$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\varphi_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1.25}\right) = 25.673^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 12.509^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\varphi_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.358$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 63.968 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 61.642 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 17.095 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{tkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 13.61 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 13.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 3.637 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{qkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 79.162 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 77.283 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 17.146 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{tdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 16.843 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 16.443 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 3.648 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{qdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 93.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 351.563 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 147 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 7 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 52.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 380.625 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 188.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 879.188 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.67 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 4.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0$$

STATO LIMITE DI SCORRIMENTO

A1-C2 (A2+M2+R2)

$$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{R_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Azione di progetto (spinta terrap.+spinta del sovraccarico+forza inerzia muro+terrapieno sopra)

$$V_{Ed_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 98.659 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistenza di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$R_{Ed_A1C2} := \frac{(\gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv}) \cdot \tan(\sigma_d)}{\gamma_{R_A1C2}} = 101.011 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{scorrimento_A1C2} := \frac{R_{Ed_A1C2}}{V_{Ed_A1C2}} = 1.024 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI COLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 210.139 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 98.659 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 25.15^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 171.311 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 255.332 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = -84.021 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 0.4 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 16 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 6.7 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right)\right)^2 = 11.449$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 7.534$$

$$i_{q_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.281$$

$$i_{\gamma_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.149$$

$$s_q := s_\gamma = 1$$

$$s_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 1$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi_d)}\right)^{0.35} = 1$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_{q_A1C2} \cdot s_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_{\gamma_A1C2} \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma = 126.919 \text{ kPa}$$

Verifica

$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 4.047$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\sigma_k := 32^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := \frac{2}{3} \cdot \sigma_k = 21.333^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 0 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0.0744 \cdot g = 0.73 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.074$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = -0.037$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.077 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

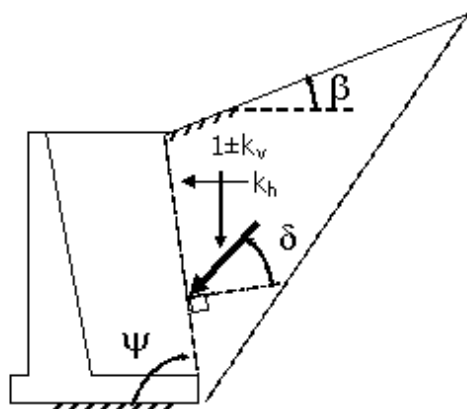
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.324$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 26.56^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 17.351^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.396$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 69 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 64.272 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 25.102 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{tkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

$$B_{qkv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{braccio vs al punto O}$$

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 84.127 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 80.298 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 25.089 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.567 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{tdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 2.35 \text{ m} \quad \text{H - braccio vs al punto O}$$

$$B_{qdv} := B = 7.5 \text{ m} \quad \text{V - braccio vs al punto O}$$

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 90.263 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 338.484 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 40.438 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 141.532 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 7 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 50.547 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 7.25 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 366.466 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 181.247 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 846.482 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 4.67 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 6.975 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 1.744 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 3.906 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 10.156 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 4.7 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 3.125 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 2.031 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 14.006 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 13.93 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0.995 \text{ m}$$

STATO LIMITE DI SCORRIMENTO

A1-C2 (A2+M2+R2)

$$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{R_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Azione di progetto (spinta terrap.+spinta del sovraccarico+forza inerzia muro+terrapieno sopra)

$$V_{Ed_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 94.304 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistenza di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$R_{Ed_A1C2} := \frac{(\gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv}) \cdot \tan(\sigma_d)}{\gamma_{R_A1C2}} = 103.146 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{scorrimento_A1C2} := \frac{R_{Ed_A1C2}}{V_{Ed_A1C2}} = 1.094 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI COLLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 206.336 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 94.304 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 24.562^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 139.731 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 260.888 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = -121.156 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 0.587 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 16 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 6.326 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\frac{\pi \cdot \tan(\sigma_d)}{2} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\sigma_d}{2}\right)\right)^2} = 12.588$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\sigma_d) = 8.689$$

$$i_q := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.295$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.16$$

$$g_q := g_\gamma = 1$$

$$g_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 0.945$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\sigma_d)}\right)^{0.35} = 0.945$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma = 139.269 \text{ kPa}$$

Verifica

$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 4.27$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

7.3.3.2 Sezione E-E

7.3.3.2.1 Configurazione idraulica

Ai presenti fini, la condizione maggiormente gravosa è da ritenersi quella a canale vuoto.

7.3.3.2.2 Criteri di calcolo delle spinte

Condizioni statiche

Spinta a riposo

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale

totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui, considerando il piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{OCR}$$

Con $OCR = GSC$ = grado di sovraconsolidazione.

In questo caso, pur operando secondo un approccio agli SLU, in una combinazione A2+M2+R2, K_0 può essere valutato sempre con riferimento all'angolo d'attrito caratteristico ϕ_k .

Spinta passiva

Analogamente al caso attivo, si pone:

$$\sigma_p(z) = K_p \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui il coefficiente di spinta passiva dipende dall'attrito terra-muro. Si fa riferimento alla figura seguente.

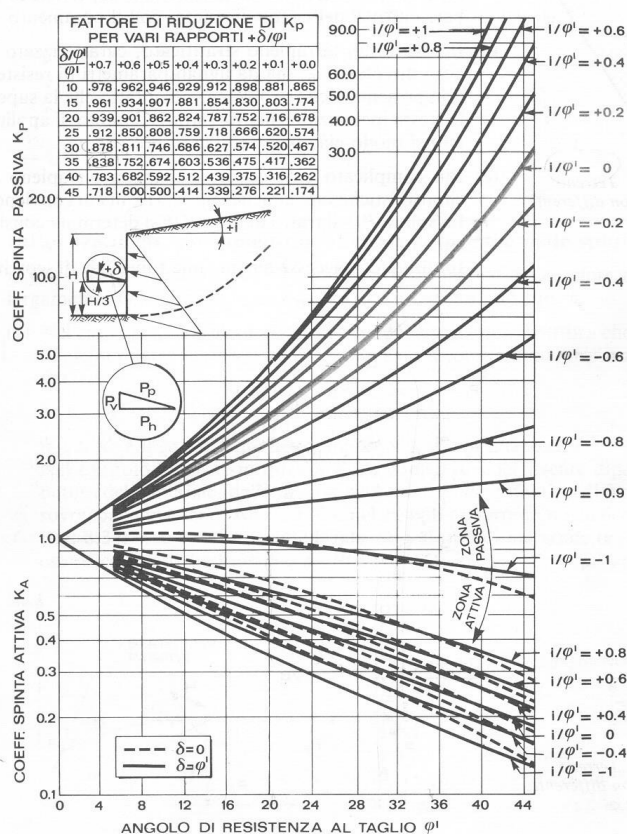


Figura 33: coefficienti di spinta attiva/passiva in condizioni statiche.

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, combinazione GEO (M2), si considera l'angolo d'attrito di progetto, introducendo il fattore di sicurezza parziale di 1.25 sulla tangente dell'angolo stesso: $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$.

Condizioni sismiche

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} come da figura seguente.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza H_{tot} .

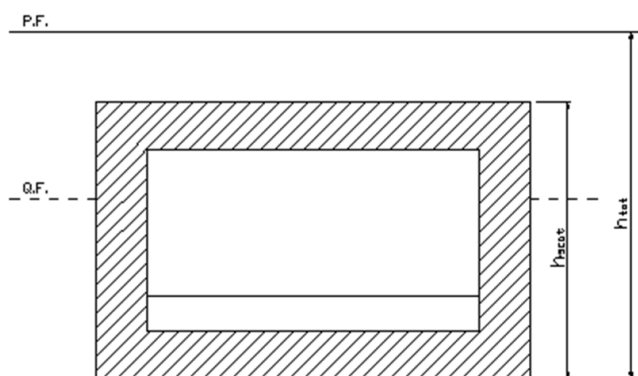


Figura 34: Geometria di riferimento.

7.3.3.2.3 Approccio di calcolo

Nel complesso la generica sezione trasversale del manufatto deve essere verificata per la concomitanza di azioni verticali, orizzontali e ribaltanti.

Trattandosi di norma di struttura interrata, ai fini del calcolo delle resistenze in gioco, si opera in accordo con quanto delineato nel seguito, al fine di assicurare schemi coerenti con le resistenze in gioco e, nel contempo, evitare assunzioni eccessivamente gravose oltreché irrealistiche.

Si consideri il seguente schema in cui sono indicate le azioni mobilitanti e quelle resistenti (in rosso):

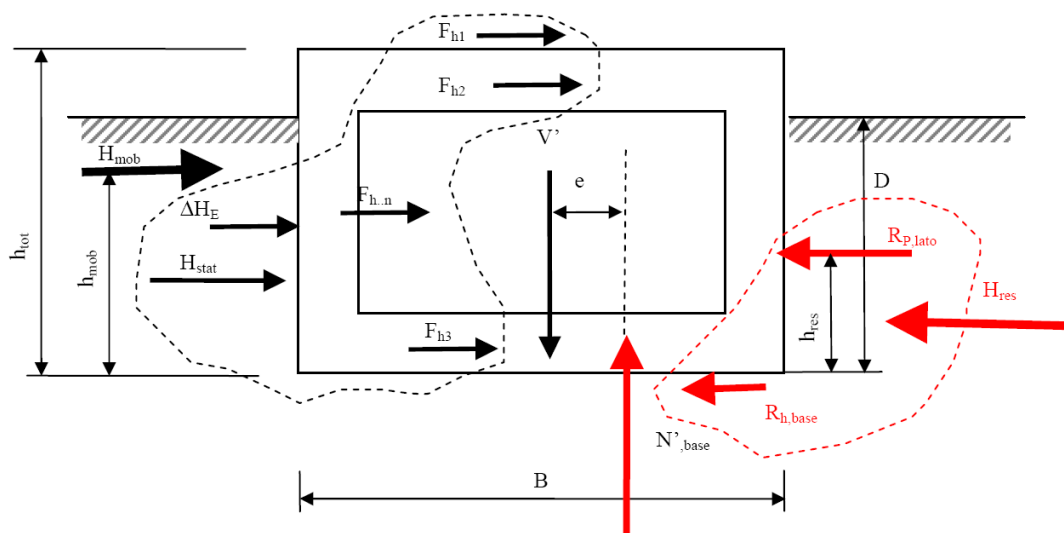


Figura 35: Schema di calcolo.

Sia

- $V' = N'_{base}$ = risultante delle azioni verticali, al netto dell'eventuale sottospinta dell'acqua

e comprensiva dell'eventuale componente verticale dell'accelerazione sismica;

- H_{stat} = risultante delle spinte efficaci del terreno in condizioni statiche, mobilitanti (da un lato)
- ΔH_E = risultante delle sovra spinte sismiche (da un lato, mobilitanti)
- F_{h1}, \dots, F_{hn} = azioni orizzontali esterne mobilitanti applicate al manufatto, tra le quali, in caso sismico, l'azione inerziale data dalla massa del manufatto moltiplicata per l'accelerazione sismica orizzontale
- $R_{h,base}$ = resistenza offerta dalla base, che può essere calcolata come il minimo tra l'azione possibile per attrito e la massima azione orizzontale compatibile con la richiesta di capacità portante della fondazione soggetta ad un'azione V' , ad un'eccentricità dei carichi dovuta a tutte le azioni orizzontali, corrispondente ad un rapporto fra azione orizzontale ed azione verticale $H/V = R_{h,base} / V'$ (vedi in seguito)
- $R_{p,lato}$ = resistenza laterale offerta dal rinterro lato resistente, necessaria affinché l'equilibrio sia rispettato

Si potrà procedere come segue:

1. Si determinano, per la combinazione di interesse, V' , H_{stat} , ΔH_E , ΣF_{hi}
2. Si calcola la risultante delle azioni orizzontali mobilizzanti e delle azioni orizzontali resistenti, ed i relativi momenti rispetto alla base:

$$H_{mob} = H_{stat} + \Delta H_E + \Sigma F_{hi} \quad M_{mob} = H_{mob} \cdot h_{mob}$$

$$H_{res} = R_{h,base} + R_{p,lato} \quad M_{res} = R_{p,lato} \cdot h_{res}$$

ove, per l'equilibrio, dovrà essere

$$H_{mob} = H_{res} \quad M = M_{mob} - M_{res}$$

In linea di principio, quindi, è solo possibile conoscere la somma H_{res} delle resistenze, ma non i due addendi, che potranno essere espressi nel seguente modo

$$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$$

$$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$$

$$M = H_{mob} \cdot h_{mob} - (1 - \alpha) \cdot H_{mob} \cdot h_{res}$$

$$\text{con } 0 \leq \alpha \leq 1$$

3. Inizialmente si può ipotizzare che $R_{p,lato} = H_{stat}$, ossia che la risultante complessiva delle spinte del terreno statiche sia nulla; da cui $\alpha = 1 - (H_{stat} / H_{mob})$. Questa assunzione è

coerente con il fatto che, inizialmente, si assume che l'incremento di azioni orizzontali determini un incremento di reazione alla base, piuttosto che mobilitare un incremento di spinta del cuneo di terreno "passivo"

4. Si calcola, per il rapporto $R_{h,base} / V' = \alpha \cdot H_{mob} / V'$, e l'eccentricità " e " = M/V' , la capacità portante della fondazione, con le equazioni riportate nel seguito, se tale capacità portante è inferiore a quella minima richiesta, si riduce $R_{h,base}(\alpha)$ fino ad ottenere una capacità portante uguale a quella richiesta; chiamiamo $R_{h,max}$ il massimo valore possibile affinché sia garantita la capacità portante ($R_{h,max} \leq R_{h,base}$) e α_{max} il valore di α corrispondente a $R_{h,max}$.

5. La resistenza offerta dalla fondazione sarà quindi pari a:

$$R_{h,base} = \min(R_{h,max}; \mu_d \cdot V')$$
 con μ_d = coeff. d'attrito alla base, di progetto

$$\alpha = \min(R_{h,max}; \mu_d \cdot V') / H_{mob} = \min(\alpha_{max}; \mu_d \cdot V' / H_{mob})$$

Una volta concluso, questo processo fornisce la resistenza minima $R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$ che deve essere fornita dal rilevato assoggettato a spinte maggiori della spinta a riposo (rilevato a destra del manufatto, nella Figura 78)

A questo punto è sufficiente verificare che $R_{p,lato}$ sia congruamente inferiore della resistenza passiva offribile dal rilevato stesso, in condizioni sismiche, resistenza da valutarsi con i valori di K_{PE} indicati in Figura 76.

Quanto alla valutazione delle spinte statiche lato mobilitante (a sinistra nella Figura 78) si fa riferimento ai valori di spinta a riposo e di sovraspinta secondo il criterio di Wood.

Si noti che nella valutazione della resistenza passiva disponibile si è tenuto conto del sovraccarico equivalente ad uno spessore H_{ril} di rilevato (inteso come profondità dal piano campagna) al di sopra della sommità del manufatto: con riferimento alla figura, la spinta passiva è valutata come:

$$S_p = K_p \cdot \bar{\gamma} \cdot \left(\frac{h_{scat}^2}{2} + h_{scat} \cdot H_{ril} \right)$$

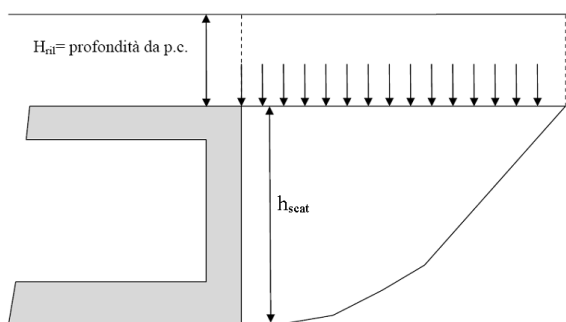


Figura 36: contributo del rilevato alla spinta passiva.

Con riferimento alla Figura 78, è pertanto necessario disporre dei seguenti dati:

- Geometria della sezione (h_{tot} , B, D):
- Risultante V' dei carichi verticali al netto dell'eventuale sottospinta dell'acqua:
- Risultante di tutte le spinte mobilitanti (H_{mob}) e relativo braccio h_{mob} ;
- Braccio della reazione lato cuneo "passivo" h_{res} che, in assenza di determinazioni più precise, può essere posto pari a $D/3$;
- Eventuale componente orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica pseudo-statica;

Per il calcolo della capacità portante si adotta la formula di Brinch-Hansen specializzata al caso terreni granulari, per fondazioni per le quali le azioni orizzontali H ed i momenti M agiscono, insieme con le azioni verticali V, prevalentemente nel piano trasversale, ossia nella direzione parallela al lato minore B (vedere Figura 80).

Le formule che permettono di calcolare i vari coefficienti che concorrono alla capacità portante sono espresse dalle seguenti relazioni:

$$q_{u,d} = \frac{(q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B_{eff} \cdot \bar{\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma)}{\gamma_R}$$

dove

$\bar{\gamma}$ = peso specifico medio del terreno (nella parte coinvolta dal meccanismo di rottura);

B_{eff} = larghezza efficace minore della fondazione ($B - 2e$), con $e=M/N$;

q = sovraccarico ai lati (permanente) posto pari al peso efficace del terreno ai lati (nel caso di terreno in falda, va preso il sovraccarico efficace);

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{eff}}{L} \cdot \sin(\phi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B_{eff}}{L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \begin{cases} D/B_{eff} & \text{se } D/B_{eff} < 1 \\ \tan^{-1}(D/B_{eff}) & \text{se } D/B_{eff} \geq 1 \end{cases}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$i_q = \left[1 - \left(\frac{0.5 \cdot H}{V} \right) \right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - \left(\frac{0.7 \cdot H}{V} \right) \right]^5$$

$$g_q = 1$$

$$g_\gamma = 1$$

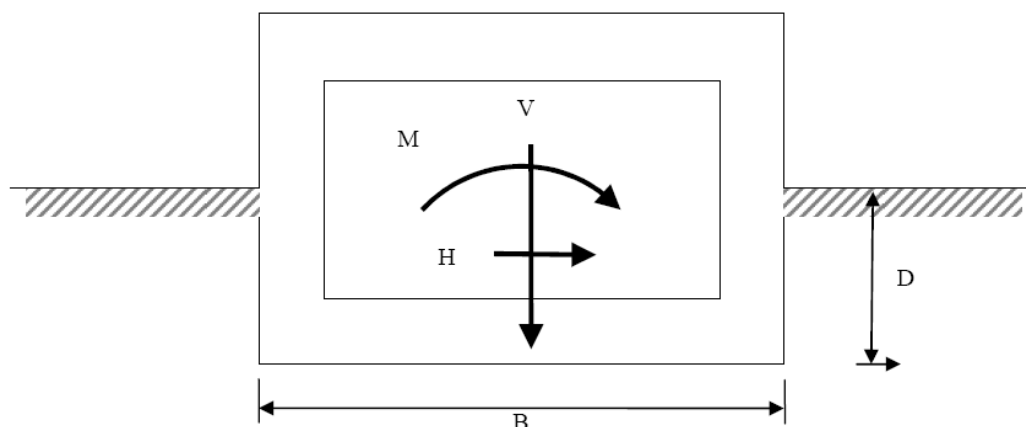


Figura 37: capacità portante-schema di calcolo.

I coefficienti z_q e z_γ tengono conto dell'accelerazione sismica nell'ammasso di terreno coinvolto dal meccanismo di rottura. Si possono adottare, a tale proposito i valori suggeriti da Paolucci & Pecker (1997) tramite la seguente espressione analitica :

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi)}\right)^{0.35}$$

con k_h = coefficiente d'intensità sismica prescelto, da assumersi pari al valore $a_{\max}(\text{SLV})$.

In tutte queste relazioni, le azioni e l'angolo d'attrito sono da intendersi come valori di progetto.

7.3.3.2.4 Verifiche di dettaglio

Per il manufatto in esame si considera quanto segue:

- Dimensioni manufatto:
 - $h_{\text{tot}} = 6 \text{ m}$;
 - $B = 12.36 \text{ m}$;
 - $D = 8 \text{ m}$;
- Parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione
 - $\phi_k' = 35^\circ$ (vedi parametri Tabella 1)
 - $\bar{\gamma} = \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ (conservativo)
- Coefficiente sismico
 - $k_h = a_{\max}/g = 0.0744$ (vedi capitolo 5)
 - $k_v = 0.5 \cdot a_{\max}/g = 0.0372$

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza passiva offerta dal rinfiango, si considerano i seguenti parametri medi:

- $\gamma_{\text{rinf}} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi_k' = 35^\circ - \phi_d' = 29^\circ$.

Di seguito le azioni di calcolo:

- Risultante V' dei carichi verticali al netto della sotto-spinta dell'acqua
 - peso del manufatto
 $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (12.36 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} - 10.36 \text{ m} \cdot 4.0 \text{ m}) = 818 \text{ kN/m}$ (statica)
 $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (12.36 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} - 10.36 \text{ m} \cdot 4.0 \text{ m}) \cdot (1 - k_v) = 788 \text{ kN/m}$ (sismica)
 - peso medio rilevato
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} \cdot 12.36 \text{ m} = 495 \text{ kN/m}$ (statica)
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} \cdot 12.36 \text{ m} \cdot (1 - k_v) = 476 \text{ kN/m}$ (sismica)
- Risultante H_{mob} dei carichi orizzontali mobilitanti
 - spinta a riposo
 $0.5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot (6 \text{ m})^2 \cdot (k_0 = 0.43) +$
 $+ (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} + 10 \text{ kPa}) \cdot 6 \text{ m} \cdot (k_0 = 0.43) = 284 \text{ kN/m}$ (statica)
 $0.5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot (1 - k_v) \cdot (1.50 \text{ m})^2 \cdot (k_0 = 0.52) +$
 $+ (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.6 \text{ m} + 10 \text{ kPa}) \cdot (1 - k_v) \cdot 1.5 \text{ m} \cdot (k_0 = 0.52) = 274 \text{ kN/m}$ (sismica)
 - sovra-spinta sismica (Wood)
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot (1 - k_v) \cdot (6 \text{ m} + 2 \text{ m})^2 \cdot 0.0744 / ((6 \text{ m} + 2 \text{ m}) \cdot 6 \text{ m}) = 72 \text{ kN/m}$
 - forza d'inerzia manufatto
 $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (12.36 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} - 10.36 \text{ m} \cdot 4.0 \text{ m}) \cdot (1 - k_v) \cdot 0.0744 = 60 \text{ kN/m}$
- Braccio di H_{mob}
 - spinta a riposo 2.5m
 - sovra-spinta sismica (Wood) e forza d'inerzia 3m

Ai fini delle verifiche si considera quanto segue:

condizione	V' [kN/m]	H_{mob} [kN/m]	h_{mob} [m]
STATICA	1313	284	2.5
SISMICA	1264	406	2.75

Figura 38: Azioni di verifica.

Di seguito il calcolo nel dettaglio, in accordo alla procedura descritta nel paragrafo precedente.

Come si può notare, la verifica è soddisfatta senza mobilitazione della spinta passiva laterale.

TITOLO: Opera di presa T.Seveso-sezione E-E - condizione statica
CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008
strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore
piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad	
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	32 °	0.5585 rad	
coefficiente γ_ϕ	1.25		
coefficiente $\gamma_{R, capacità portante}$	1.8	Approccio 1 - comb. 2	
coefficiente $\gamma_{R, scorrimento}$	1.1	A2+M2+R2	
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) = 0.56$
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	26.56 °	0.4636 rad	$\mu_d = 0.50$
Dimensione minore B [m]	12.36 m	Dim maggiore L [m]	1.00E+02 m
Profondità da piano campagna D [m]	6 m		
q' = carico perm ai lati	1200 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	10 kN/m³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	0 g		
Risultante carichi verticali V'	1313 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	284 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2.5 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	100%		
$R_{h, base} = \alpha \cdot H_{mob}$	284 kN/m		
$R_{p, lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	0 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	284 kN/m		
M_{mob}	710 kNm/m		
M_{res}	0 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	710 kNm/m		
eccentricità e	0.54 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	11.28 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico	
Rapporto B_{eff}/L	0.11279		
Rapporto D/B_{eff}	0.53199		
$q_{Ed} = V' / B_{eff}$	116.42 kPa	sollecitazione	
Rapporto $R_{h, base} / V'$ orizz/verticale	0.22		

calcolo capacità portante

	$N_{q,y}$	$s_{q,y}$	$d_{q,y}$	$i_{q,y}$	$\xi_{q,y}$	$z_{q,y}$	Δq_{lim}
contributo associato a q	16.92	1.03	1.16	0.56	1.00	1.00	13654 kPa
contributo associato a γ	13.38	0.95	1.00	0.44	1.00	1.00	317 kPa
						somma	13971 kPa
$q_{u,d} = 13970.71 / 1.8$							7762 kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / q_{Ed} =$	66.670	> 1 OK	} Minimo=	2.101
----------------------	--------	--------	-----------	--------------

Verifica a scorrimento alla base

$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R, scorr}) / R_{h, base}$	2.101	> 1 OK
--	-------	--------

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	0.00	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	2381.50	kN/m
Possibile / Richiesta	non applicabile	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta		0%
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{PE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
δ/ϕ	0.50	
peso medio cuneo passivo	20.00 kN/m³	
Altezza cuneo passivo	6.00 m	
profondità da p.c	2.00 m	
ϕ_i	0.5106 rad	delta
δ	0.255 rad	beta
ϕ_h	0	theta
α	0.3992 rad	K_{PE}
Spinta Passiva	2381.5	4.102

TITOLO: Opera di presa T.Seveso-sezione E-E - condizione sismica
CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008
strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore
piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad	
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	32 °	0.5585 rad	
coefficiente γ_ϕ	1.25		
coefficiente $\gamma_{R, capacità portante}$	1.8	Approccio 1 - comb. 2	
coefficiente $\gamma_{R, scorrimento}$	1.1	A2+M2+R2	
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) = 0.56$
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	26.56 °	0.4636 rad	$\mu_d = 0.50$
Dimensione minore B [m]	12.36 m	Dim maggiore L [m]	1.00E+02 m
Profondità da piano campagna D [m]	6 m		
q' = carico perm ai lati	1200 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	10 kN/m³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0.0744 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.0372 g		
Risultante carichi verticali V'	12664 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	406 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2.75 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	100%		
$R_{h, base} = \alpha \cdot H_{mob}$	406 kN/m		
$R_{p, lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	0 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	406 kN/m		
M_{mob}	1117 kNm/m		
M_{res}	0 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	1117 kNm/m		
eccentricità e	0.09 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	12.18 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico	
Rapporto B_{eff}/L	0.12184		
Rapporto D / B_{eff}	0.49246		
$q_{Ed} = V' / B_{eff}$	1039.42 kPa	sollecitazione	
Rapporto $R_{h, base} / V'$ orizz/verticale	0.03		

calcolo capacità portante

	$N_{q,y}$	$s_{q,y}$	$d_{q,y}$	$i_{q,y}$	$\xi_{q,y}$	$z_{q,y}$	Δq_{lim}
contributo associato a q	16.92	1.05	1.14	0.92	1.00	0.95	21507 kPa
contributo associato a γ	13.38	0.95	1.00	0.89	1.00	0.95	658 kPa
						somma	22166 kPa
$q_{u,d} = 22165.72 / 1.8$							12314 kPa
approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2							

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / q_{Ed} =$	11.847	> 1 OK	} Minimo=	11.847

Verifica a scorrimento alla base

$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R, scorr}) / R_{h, base}$	14.175	> 1 OK	} Minimo=	11.847

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	0.00	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	2183.90	kN/m
Possibile / Richiesta	non applicabile	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta		0%
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pe}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
δ/ϕ	0.50	
peso medio cuneo passivo	20.00 kN/m³	
Altezza cuneo passivo	6.00 m	
profondità da p.c	2.00 m	
fi	0.5106 rad	delta
kh	0.0744	kv
alpha	0.3606 rad	K_{pe}
Spinta Passiva	2183.9	

7.3.3.3 Canale di alimentazione circolare

L'introduzione di tale elemento nell'ambito di un sistema geotecnico stabile, come il presente rilevato, non introduce ulteriori fattori che comportano un peggioramento delle condizioni di equilibrio. Pertanto, le verifiche in oggetto, sono da ritenersi implicitamente soddisfatte, a seguito del soddisfacimento delle verifiche di stabilità del versante.

7.3.3.4 Paratia di pali lungo la sponda sinistra del T. Seveso

L'analisi è condotta mediante il codice di calcolo ParatiePlus. Esso analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno. Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno. La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Concettualmente, il modello di calcolo è riassunto nella seguente figura.

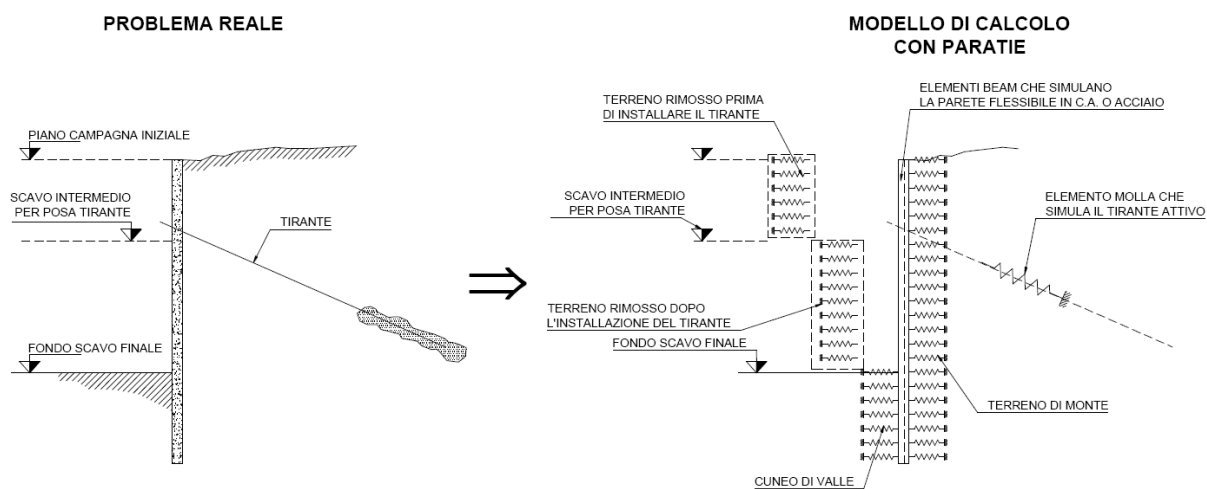
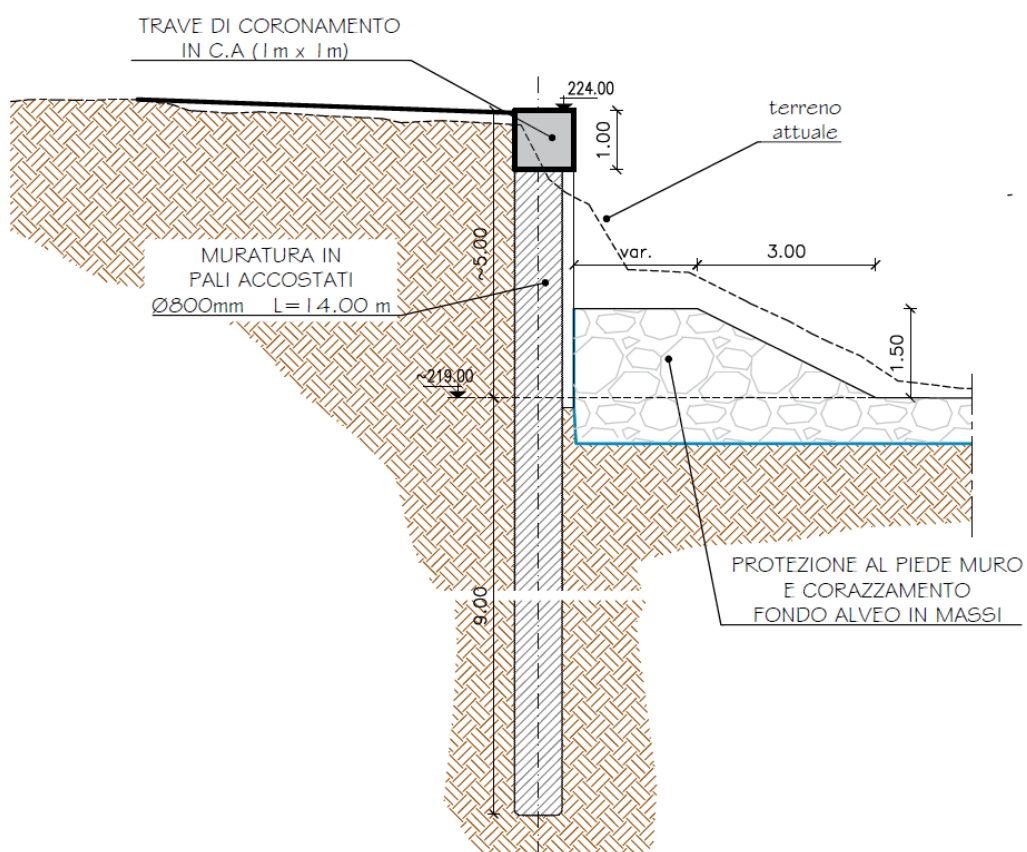
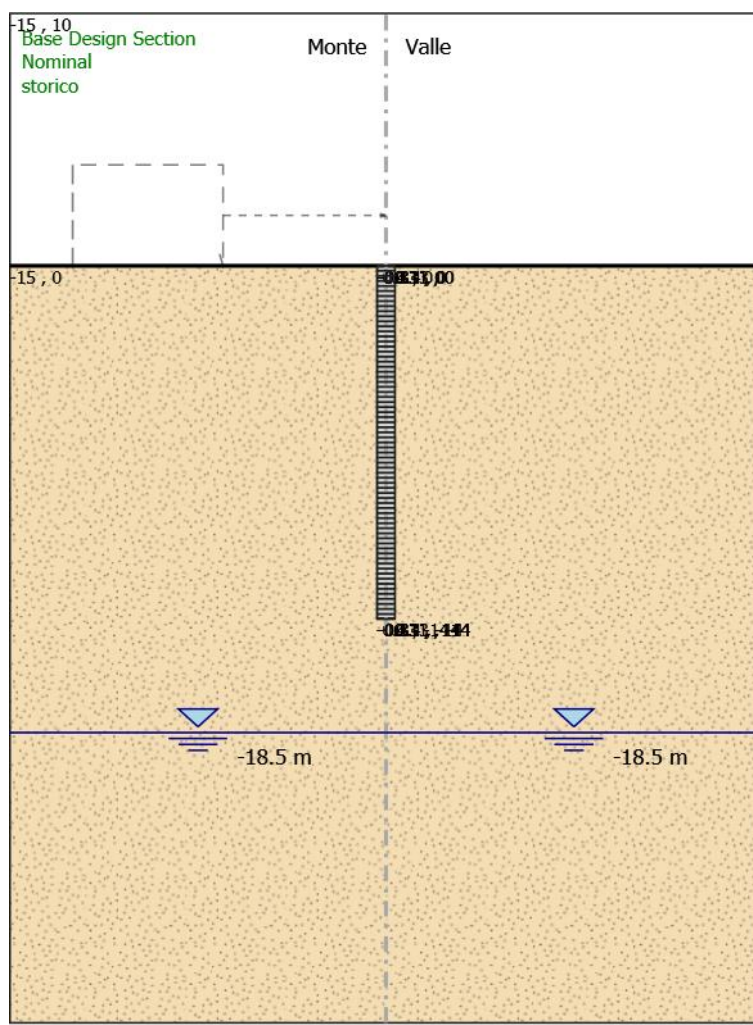


Figura 39: approccio di calcolo Paratie Plus.



L'analisi è stata condotta per fasi, come segue.

STAGE 1: storico



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): 0 m

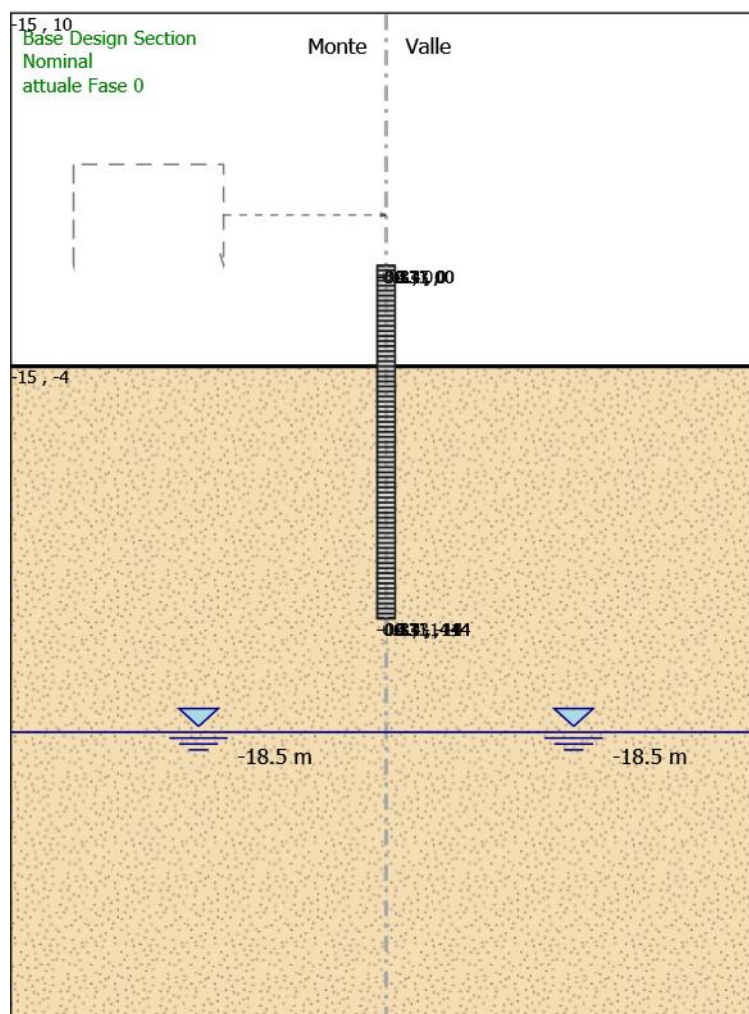
Linea di scavo di destra (Orizzontale): 0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -18.5 m (199 m s.m.)

Falda di destra : -18.5 m

STAGE 2: condizione attuale



Scavo

Lato monte : -4 m

Lato valle : -4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): -4 m

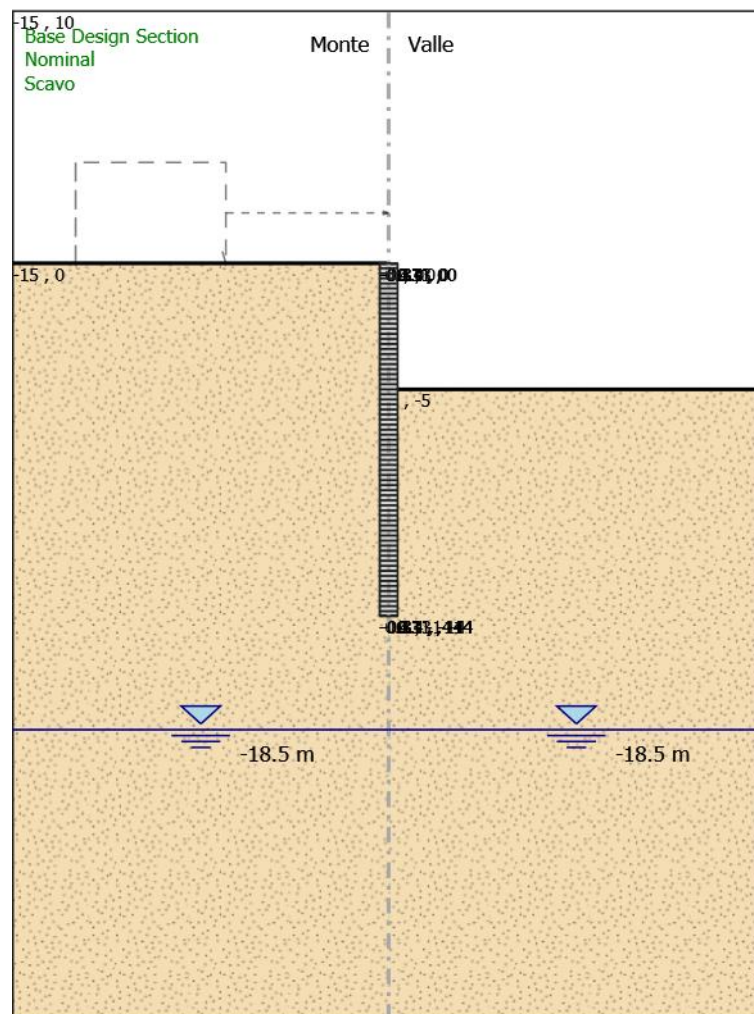
Linea di scavo di destra (Orizzontale): -4 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -18.5 m (199 m s.m.)

Falda di destra : -18.5 m

STAGE 3: riempimento a monte



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): 0 m

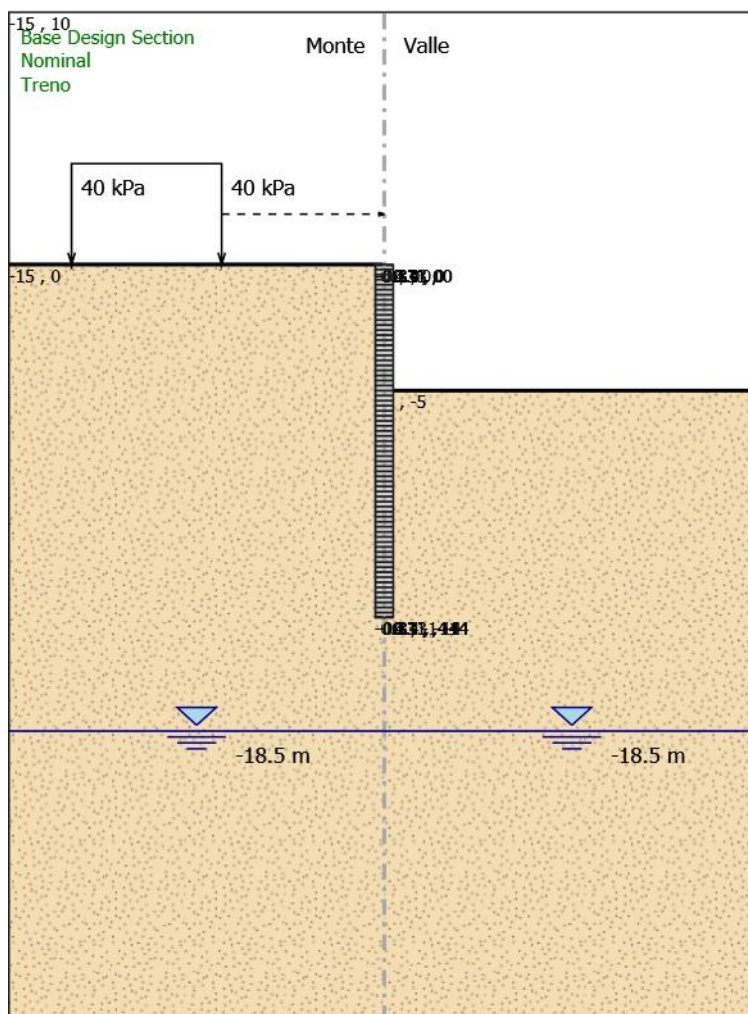
Linea di scavo di destra (Orizzontale): -5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -18.5 m (199 m s.m.)

Falda di destra : -18.5 m

STAGE 4: sovraccarico ferroviario



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): 0 m

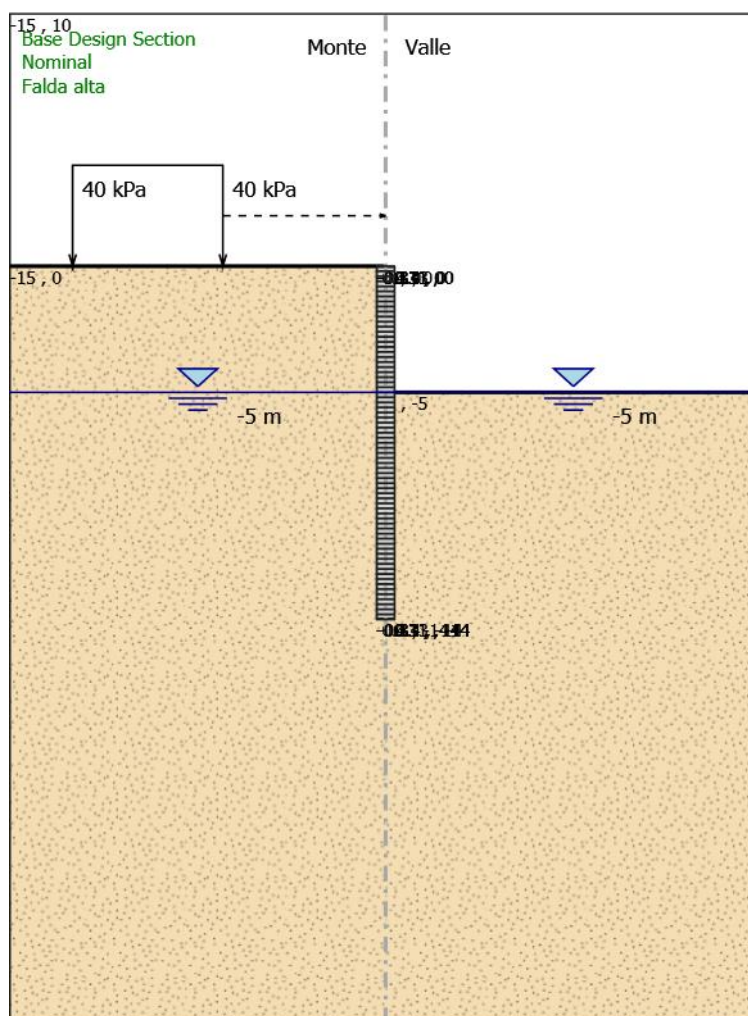
Linea di scavo di destra (Orizzontale): -5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -18.5 m (199 m s.m.)

Falda di destra : -18.5 m

STAGE 5: innalzamento della falda (ipotesi conservativa)



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): 0 m

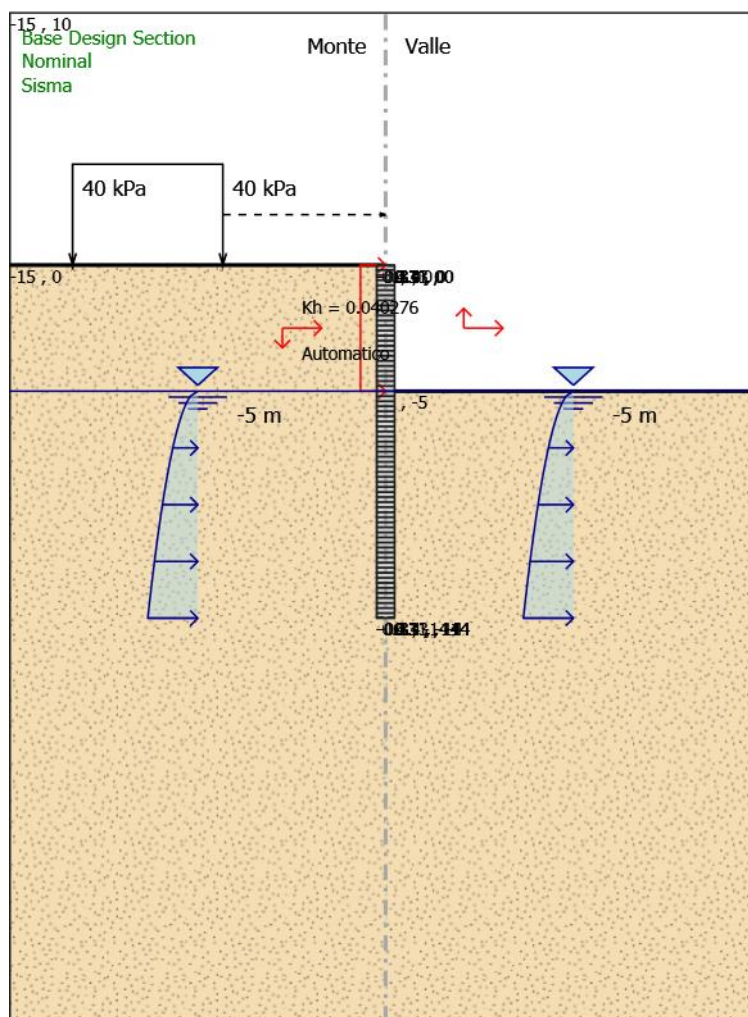
Linea di scavo di destra (Orizzontale): -5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -5 m (219 m s.m.)

Falda di destra : -5 m

STAGE 6: sisma



Scavo

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale): 0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale): -5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -5 m (219 m s.m.)

Falda di destra : -5 m

Il calcolo, in accordo al metodo degli stati limite ed alla normativa NTC08, è stato condotto secondo l'approccio 1 combinazione 2 (GEO) A2+M2+R1.

Nelle figure seguenti il riepilogo delle pressioni orizzontali e delle spinte in condizione statica e sismica.

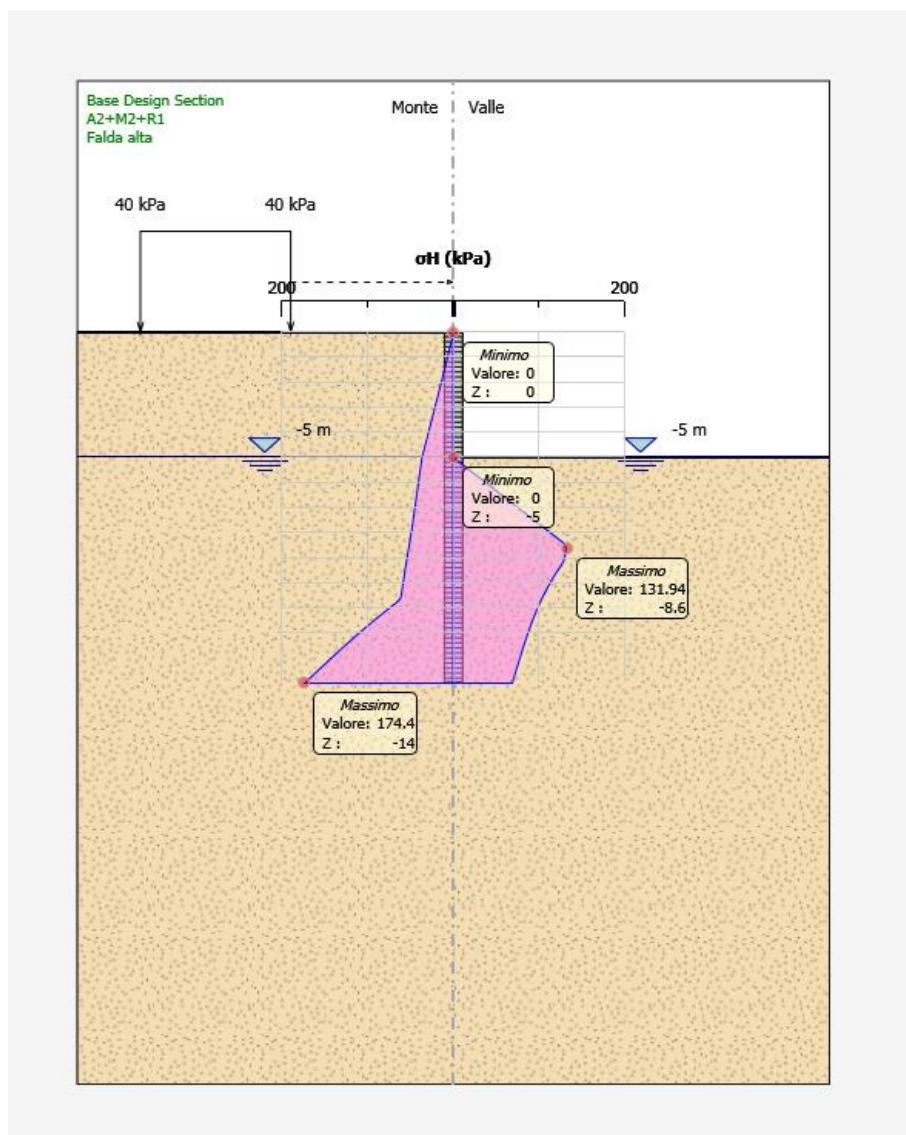


Figura 40: spinte orizzontali-condizione statica.

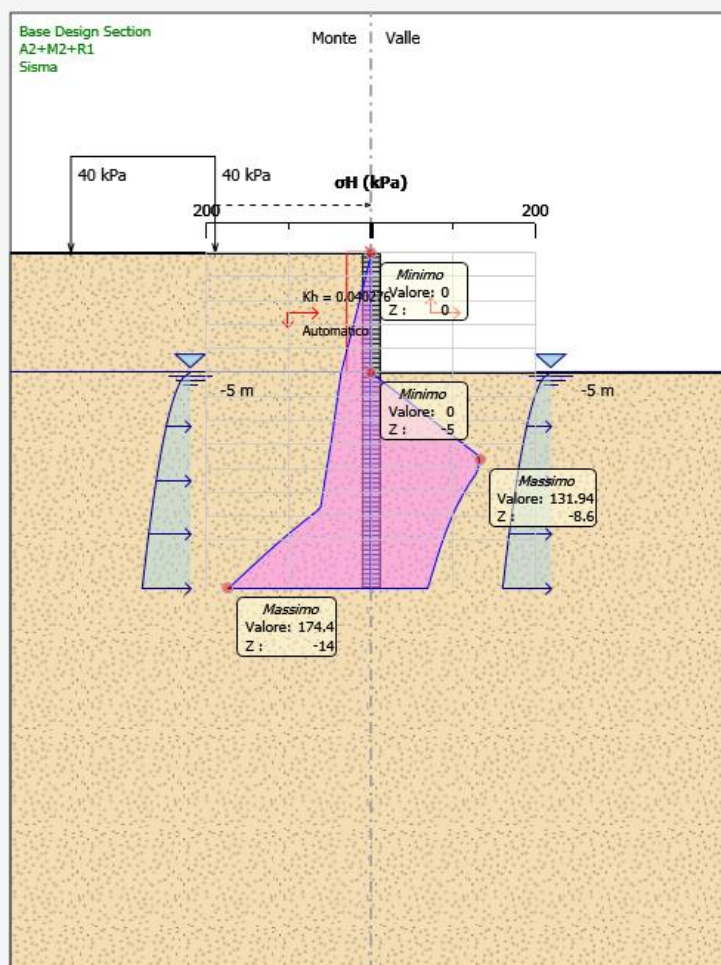


Figura 41: spinte orizzontali-condizione sismica.

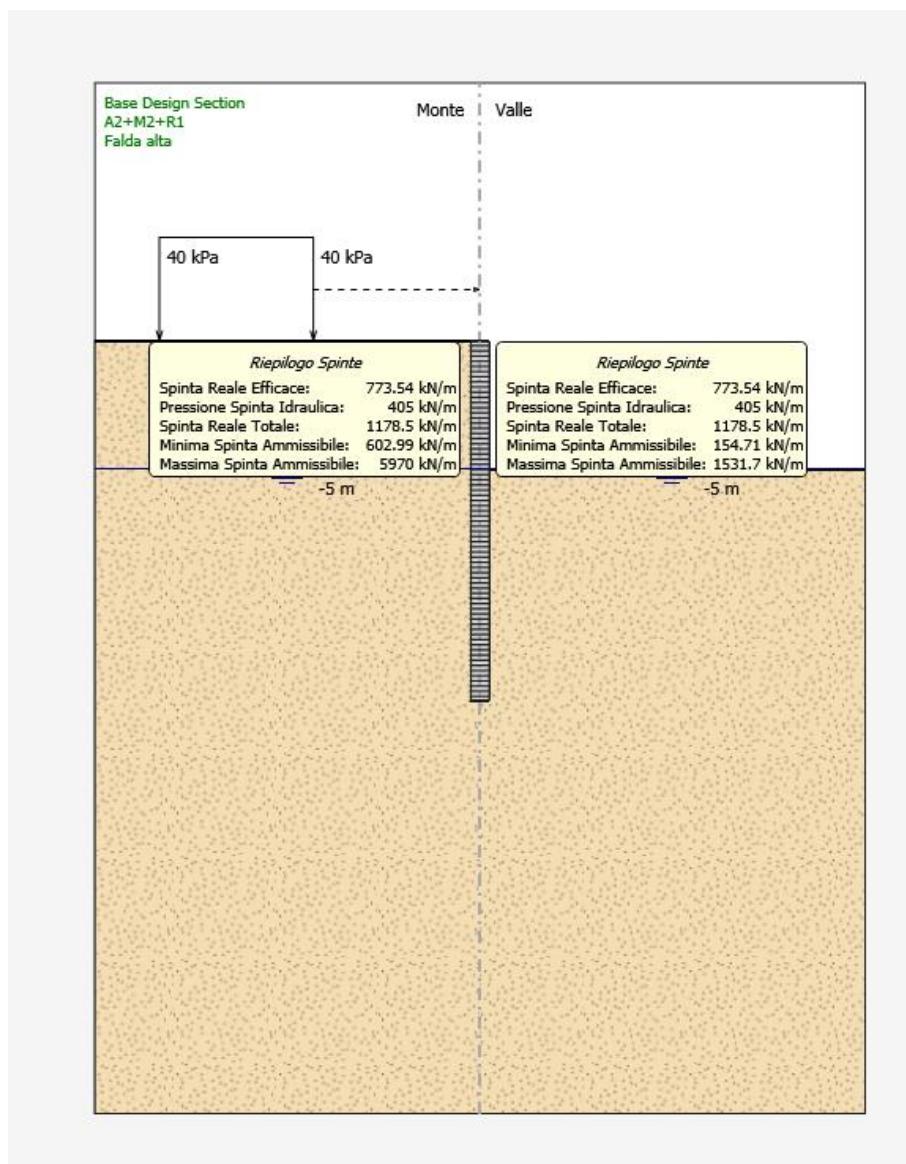


Figura 42: riepilogo delle spinte-condizione statica.

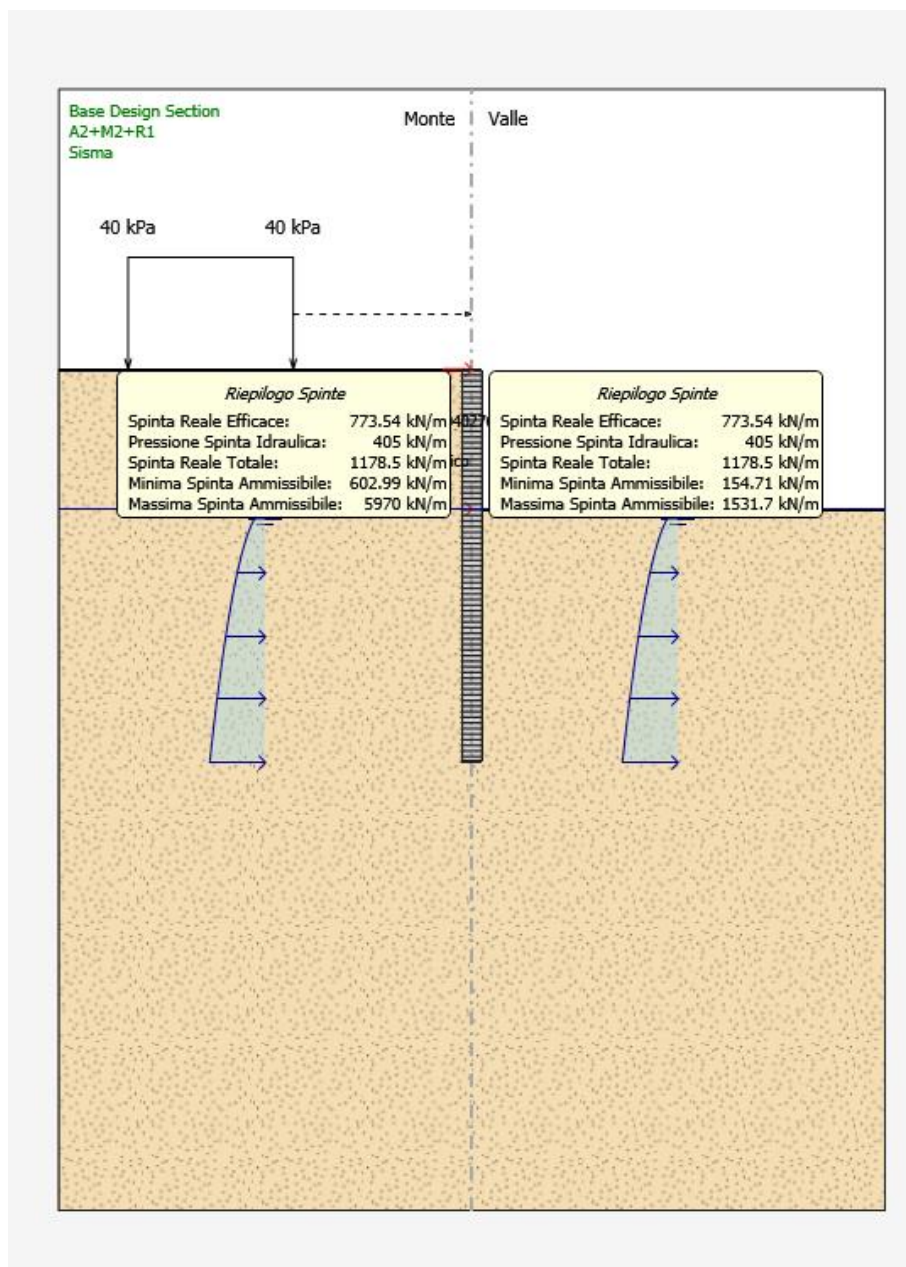


Figura 43: riepilogo delle spinte-condizione sismica.

Come si può notare, i valori delle spinte sono comprese tra i regimi di spinta attivo e passivo; pertanto le verifiche sono da ritenersi soddisfatte.

7.3.4 Verifiche strutturali

7.3.4.1 Sezione C-C e sezione D-D

Stato limite di esercizio

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in

accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

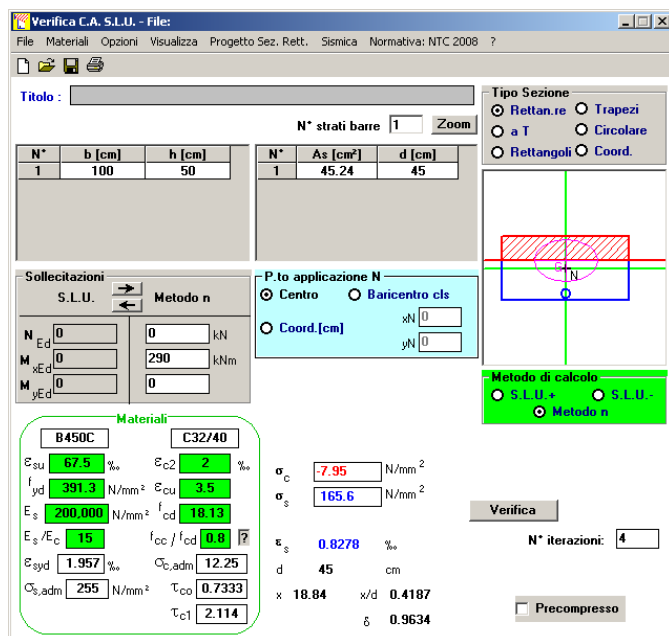
$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Ai fini del calcolo strutturale, conservativamente, si considerano condizioni di spinta a riposo.

Il momento flettente nella sezione di attacco della mensola, vasca vuota, è pari a:

$$M = 1/6 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot (5.2 \text{ m})^3 \cdot (k_0=0.47) + 1/2 \cdot 10 \text{ kPa} \cdot (5.2 \text{ m})^2 \cdot (k_0=0.47) = 284 \text{ kNm/m}$$

Si considera un'armatura in zona tesa al lembo esterno pari a Ø24/100 ($\rho = 0.9 \%$).



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	45.24	45

Tipo Sezione

☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali

B450C **C32/40**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $C_{c,adm}$ 12.25
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{c0} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -7.95 N/mm²
 σ_s 165.6 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

ϵ_s 0.8278 ‰
d 45 cm
x 18.84 x/d 0.4187
 δ 0.9634

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; di seguito il calcolo nel dettaglio.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure		
Momento sollecitante	M_{ed}	284 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	172.06 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	164.27 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3.0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _f	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	109.3133 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	109313.3 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0.04138 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	6.30 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000607 [-]
		0.000607 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	302.59 [mm]
		302.59 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1836 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2 [mm]

$w_k < w_{max} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Nell'ipotesi di vasca piena e spinta attiva (conservativamente) del terreno a monte, il momento flettente è circa il 50% di quello sopra calcolato; pertanto al lembo interno si dispone un'armatura di $\phi 18/100$.

Stato limite di ultimo

Flessione

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3\text{MPa}/200\text{MPa} = 1.95$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica; pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Taglio

La verifica è condotta considerando un regime di spinta a riposo in condizioni statiche, amplificando i carichi di un coefficiente di sicurezza conservativamente pari a 1.5. Tale condizione involuppa quella sismica, per la quale si considerano condizioni di spinta attiva.

Il taglio SLU nella sezione di attacco della mensola è pertanto pari a:

$$V = 1.5 \cdot [1/2 \cdot 20\text{kN/m}^3 \cdot (5.2\text{m})^2 \cdot (k_0=0.47) + 10\text{kPa} \cdot 5.3\text{m} \cdot (k_0=0.47)] = 230 \text{ kNm/m}$$

Il valore del taglio resistente, in assenza di specifica armatura, è calcolato come segue:

Resistenza a taglio di una piastra in assenza di armatura a taglio

Input

Materiali

$$f_{ck} := 32\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Geometria

$$d := 450\text{mm}$$

Armatura a flessione

$$A_{sl} := 4524 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Output

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2 \right) = 1.667$$

$$\rho_l := \min \left[\frac{A_{sl}}{(d)}, 0.02 \right] = 0.01$$

$$V_{Rd_c} := \max \left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right] \cdot \text{MPa} \cdot d, \left[0.035 \cdot k^3 \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right] \cdot \text{MPa} \cdot d \right] = 286.239 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché il taglio resistente è superiore al taglio sollecitante, la verifica è soddisfatta.

7.3.4.2 Sezione E-E

La verifica è condotta nell'ipotesi di manufatto vuoto, condizione maggiormente gravosa.

Analisi dei carichi

- peso medio rilevato (h media sopra manufatto 2m + sovraccarico 10 kPa)

$$20\text{kN/m}^3 \cdot 2\text{m} + 10\text{kPa} = 50 \text{ kPa}$$

- peso del manufatto

$$25\text{kN/m}^3 \cdot (12.36\text{m} \cdot 6\text{m} - 10.36\text{m} \cdot 4.0\text{m}) = 33 \text{ kN/m}$$

- spinta a riposo

- sommità

$$[20\text{kN/m}^3 \cdot 2\text{m} + 10\text{kPa}] \cdot (k_0=47) = 24 \text{ kPa}$$

- piede

$$[20\text{kN/m}^3 \cdot 2\text{m} + 10\text{kPa} + 20\text{kN/m}^3 \cdot 6\text{m}] \cdot (k_0=0.47) = 80 \text{ kPa (statica)}$$

- sovra-spinta sismica (Wood)

$$20\text{kN/m}^3 \cdot (1-k_v) \cdot (6\text{m} + 2\text{m}) \cdot 0.0744 = 12\text{kN/m}$$

- forza d'inerzia manufatto

$$25\text{kN/m}^3 \cdot (12.36\text{m} \cdot 6\text{m} - 10.36\text{m} \cdot 4.0\text{m}) \cdot (1-k_v) \cdot 0.0744 = 2.5\text{kN/m}$$

- azione sismica verticale

si considera un incremento o decremento dei carichi gravitazionali pari a $(1 \pm k_v)$

- azione termica

- variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore

- salto termico di $\pm 5^\circ\text{C}$, analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore

- ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tabella 3: Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 4: Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Pertanto:

deformazione per ritiro da essiccamento

$$A_c = 1000\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 1000000\text{mm}^2 \quad \text{area della soletta}$$

$$u = 1000\text{mm} \quad \text{perimetro della sezione esposto all'aria}$$

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2000\text{mm} \quad \text{dimensione fittizia}$$

$$k_h = 0.70 \text{ (Tabella 6)}$$

$$U.R. = 70\% \quad \text{umidità relativa}$$

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa} \quad \text{resistenza cilindrica caratteristica cls}$$

$$\epsilon_{c0} = -0.344 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cd,\infty} = -0.241 \cdot 10^{-3}$$

deformazione per ritiro autogeno

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (32 - 10) \cdot 10^{-6} = -5.5 \cdot 10^{-5} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

deformazione totale per ritiro

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0.24 \cdot 10^{-3}$$

il ritiro della soletta può essere considerato come una variazione termica uniforme, negativa, assumendo, trattandosi di un fenomeno lento, un valore convenzionale del modulo elastico ad $1/3 \cdot E_c$, pertanto:

$$\sigma_{rit} = \sigma_{\Delta T}$$

$$\epsilon_{cs} \cdot E_c / 3 = E_c \cdot \alpha_t \cdot \Delta T$$

da cui:

$$\Delta T_{rit} = \epsilon_{cs} / (3 \cdot \alpha_t) = 8^\circ\text{C}$$

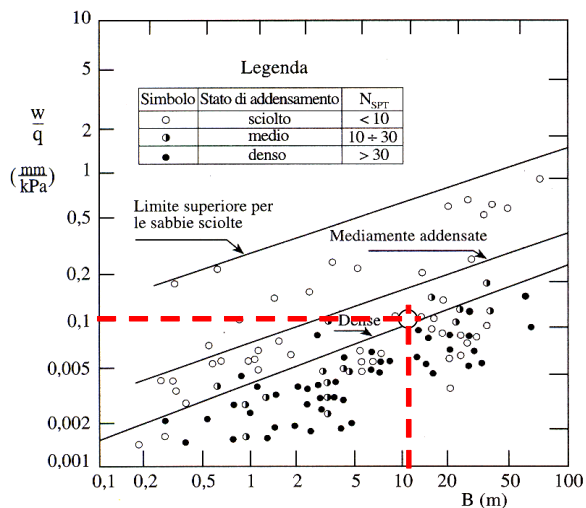
Tale azione è involupata dall'azione termica costante pari a $\pm 10^\circ\text{C}$.

Modello di calcolo

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico piano agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di telaio chiuso.

Le pareti, la soletta e la fondazione sono modellate come elementi tipo "beam", mentre il

suolo con molle elastiche alla Winkler di costante k stimata, sulla base del grado di addensamento del terreno (denso) e della dimensione minore della fondazione (~11m), in accordo alla seguente figura tratta dal volume “Fondazioni” – Viggiani C. (1999):



$$k = (w/q)^{-1} = (0.1 \cdot 10^{-3}) = 10000 \text{ kPa/m} = 10000 \text{ kN/m}^3$$

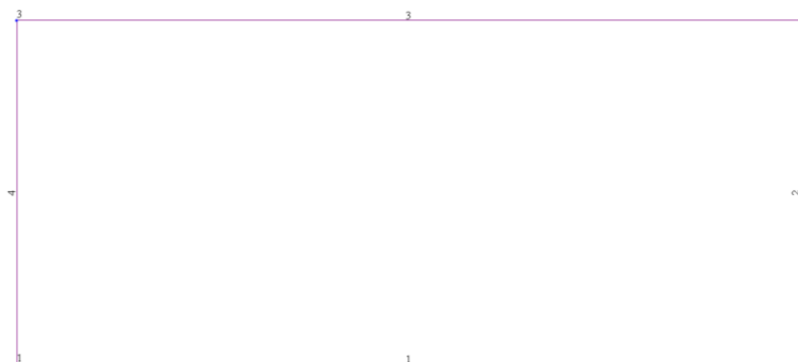


Figura 44: Modello di calcolo.

Sezioni degli elementi beam:

- soletta superiore: 100cmx110cm
- piedritti: 100cmx100cm
- platea: 100cmx110cm

L'analisi è condotta con il codice di calcolo MIDAS Gen 2015 (v2.1)

Stato limite di esercizio

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni significative per le singole condizioni di carico.

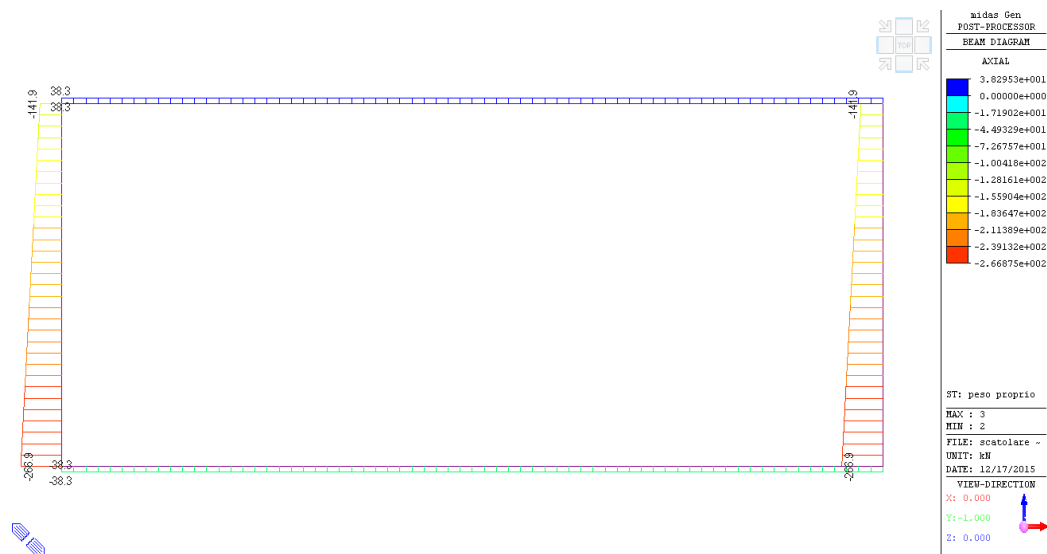


Figura 45: peso proprio-Fx.

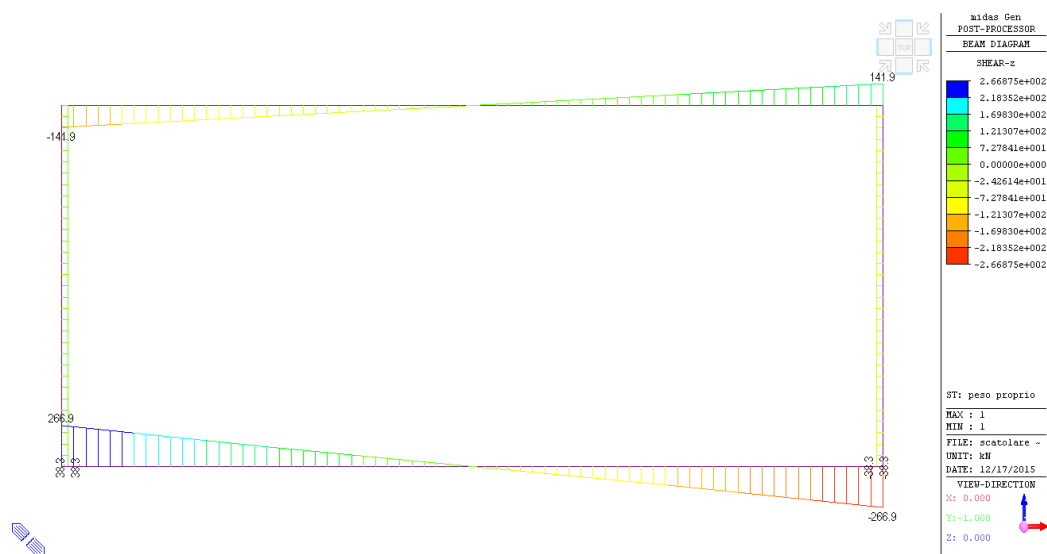


Figura 46: peso proprio-Fz.

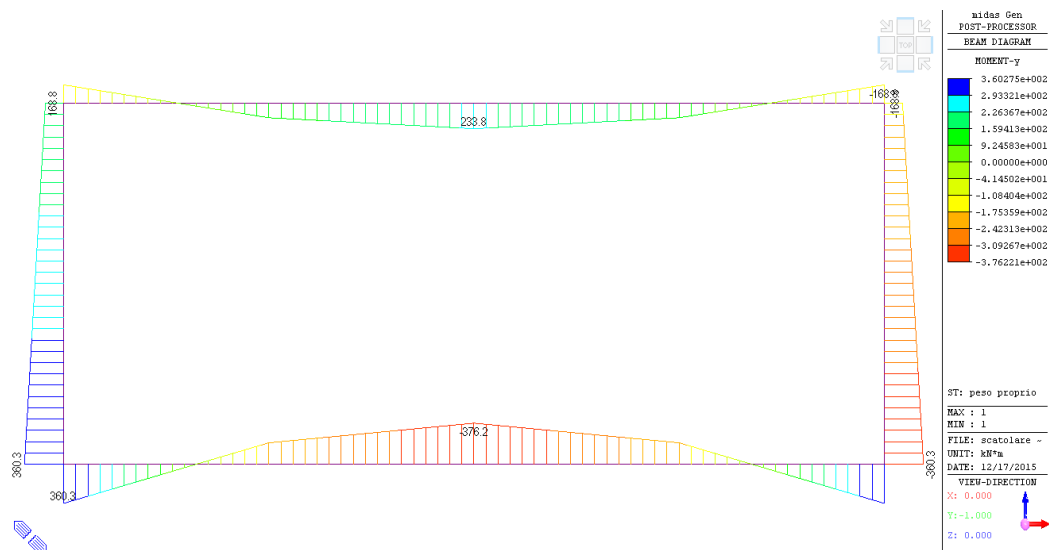


Figura 47: peso proprio-My.

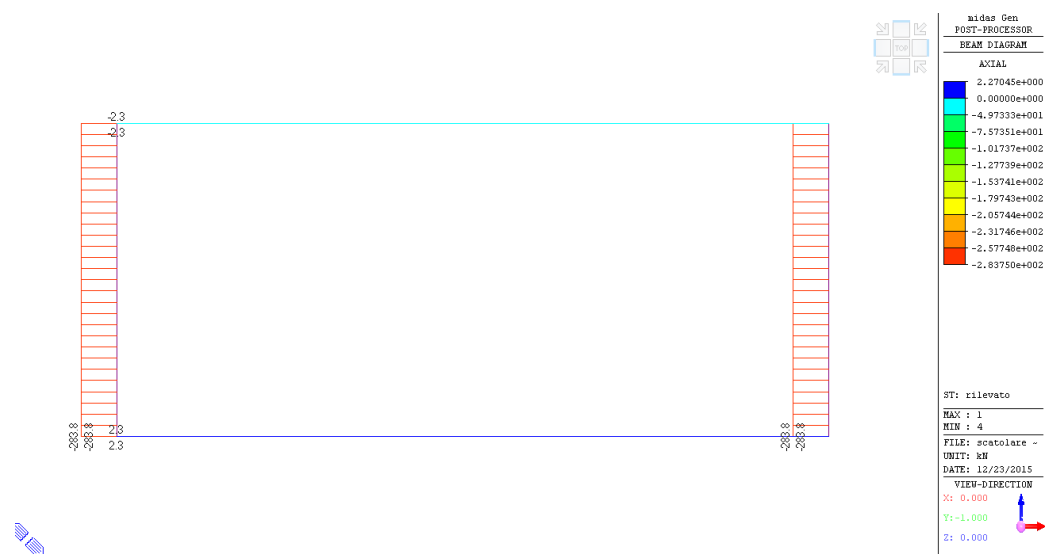


Figura 48: rilevato -Fx.

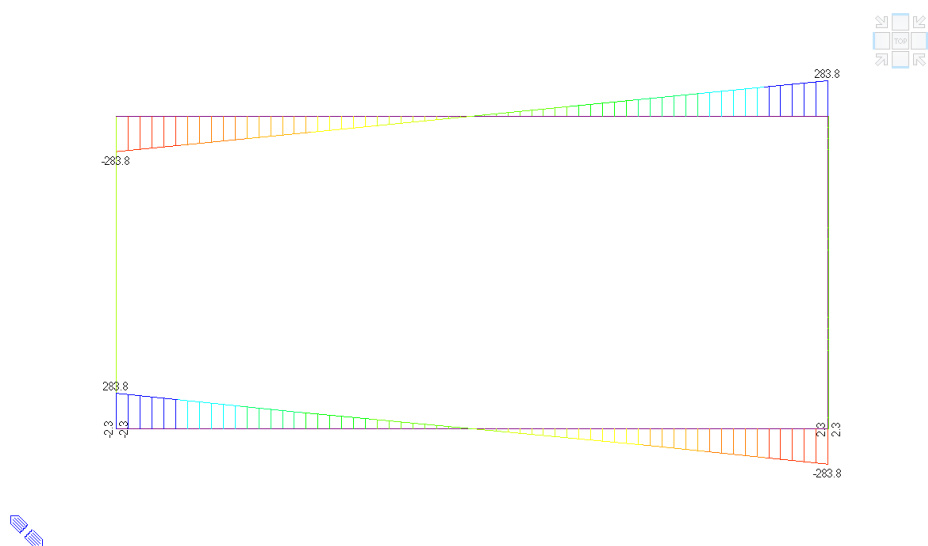


Figura 49: rilevato -Fz.

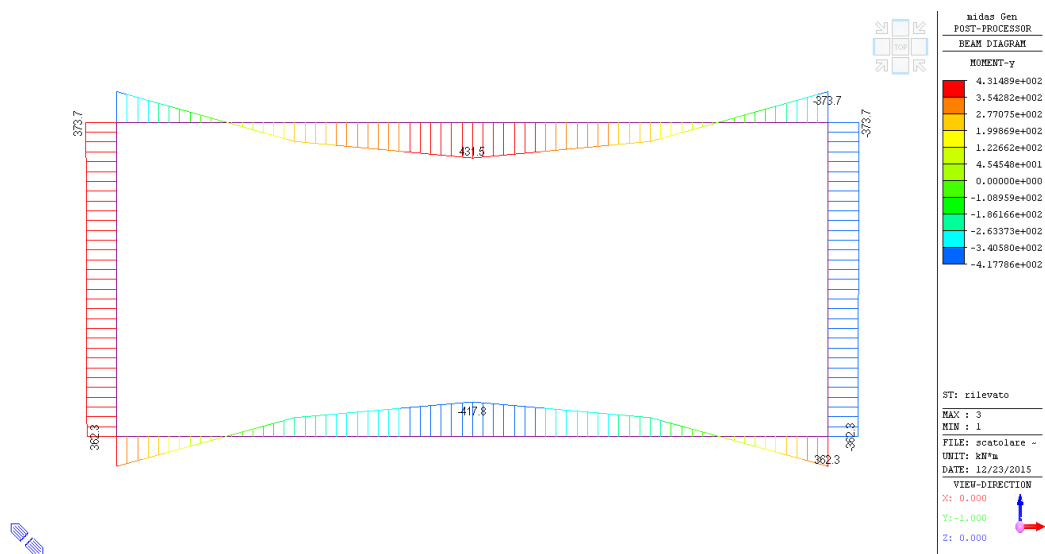


Figura 50: rilevato -My.

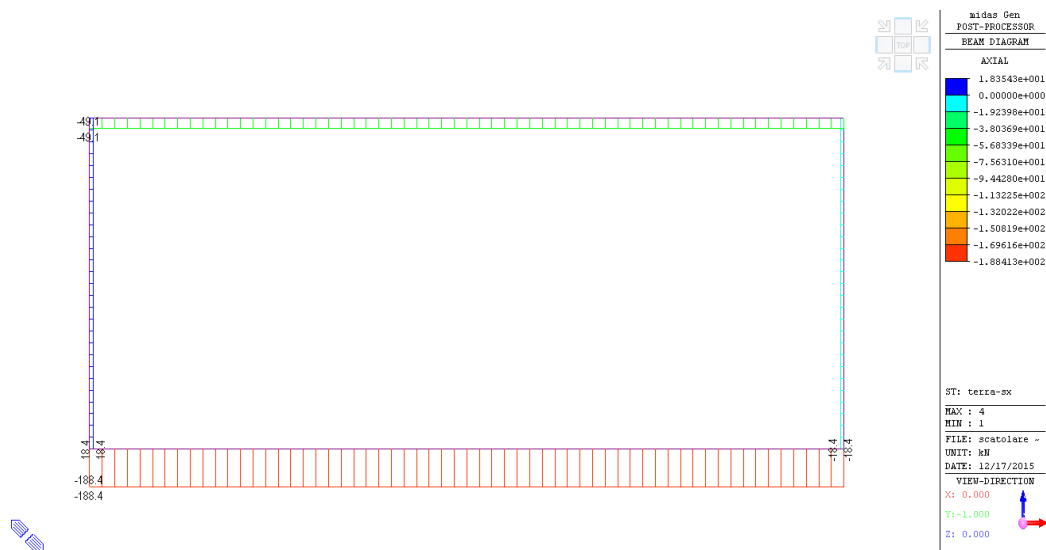


Figura 51: spinta della terra a riposo (spinta su un solo piedritto)-Fx.

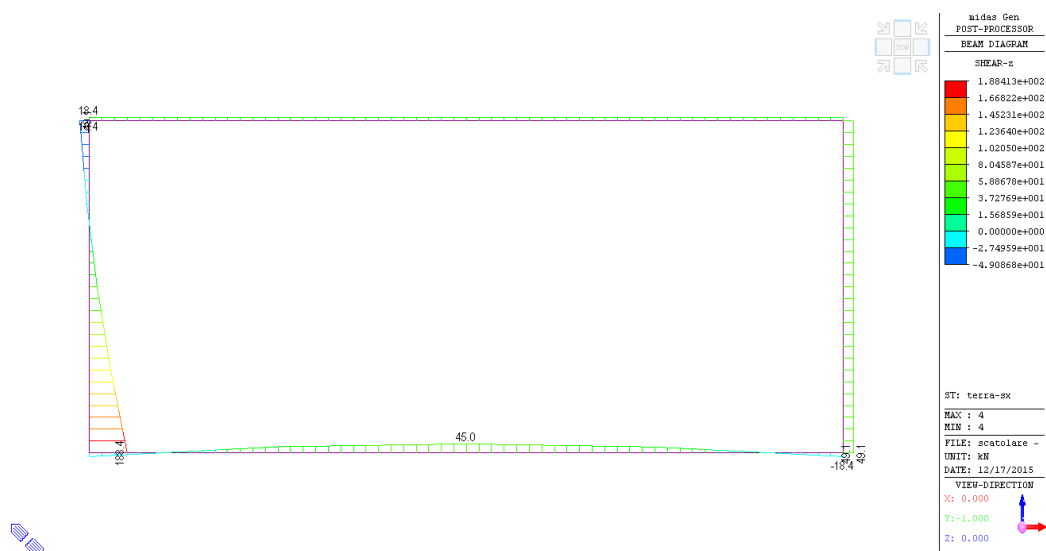


Figura 52: spinta della terra a riposo (spinta su un solo piedritto)-Fz.

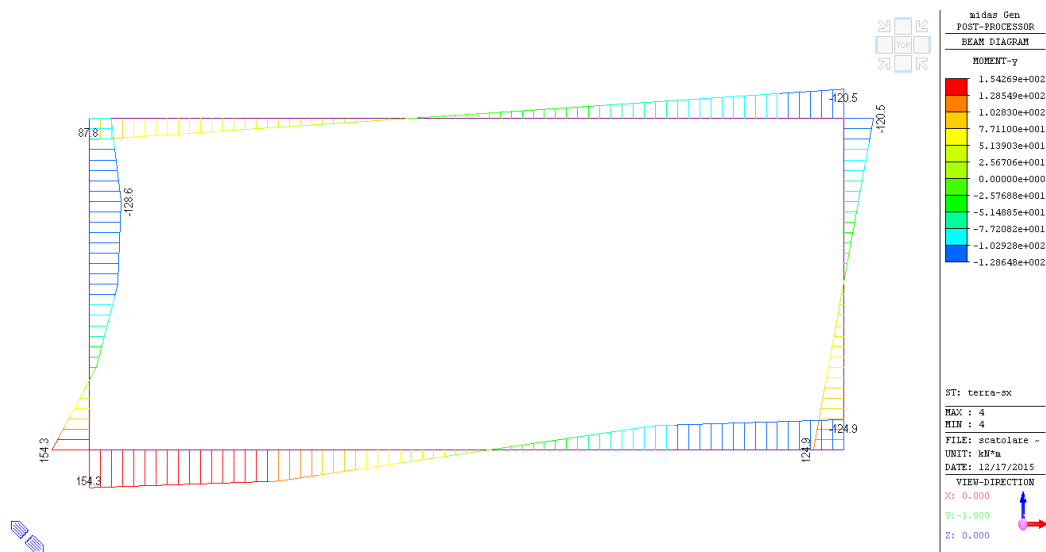


Figura 53: spinta della terra a riposo (spinta su un solo piedritto)-My.

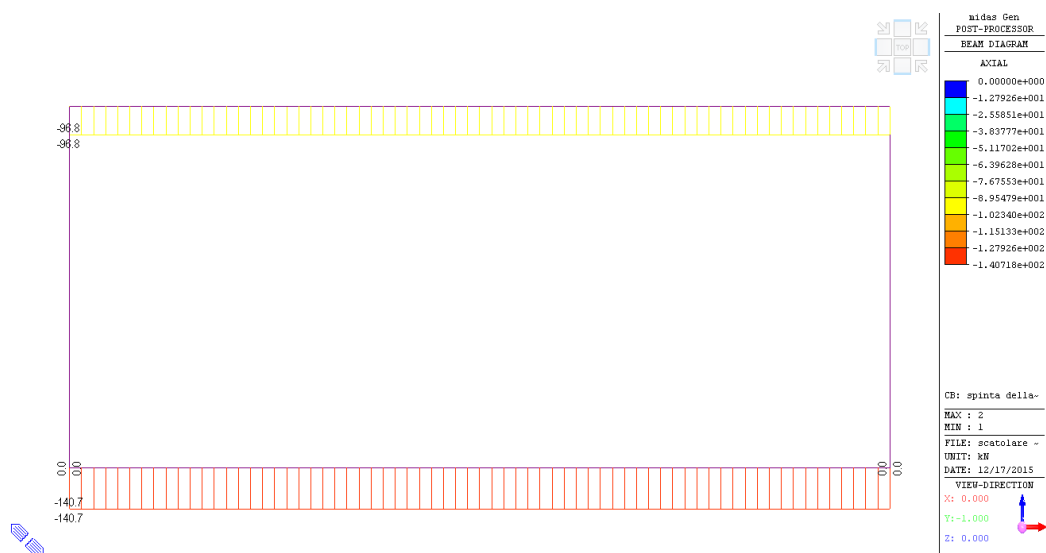


Figura 54: spinta della terra a riposo (spinta su entrambi i piedritti)-Fx.

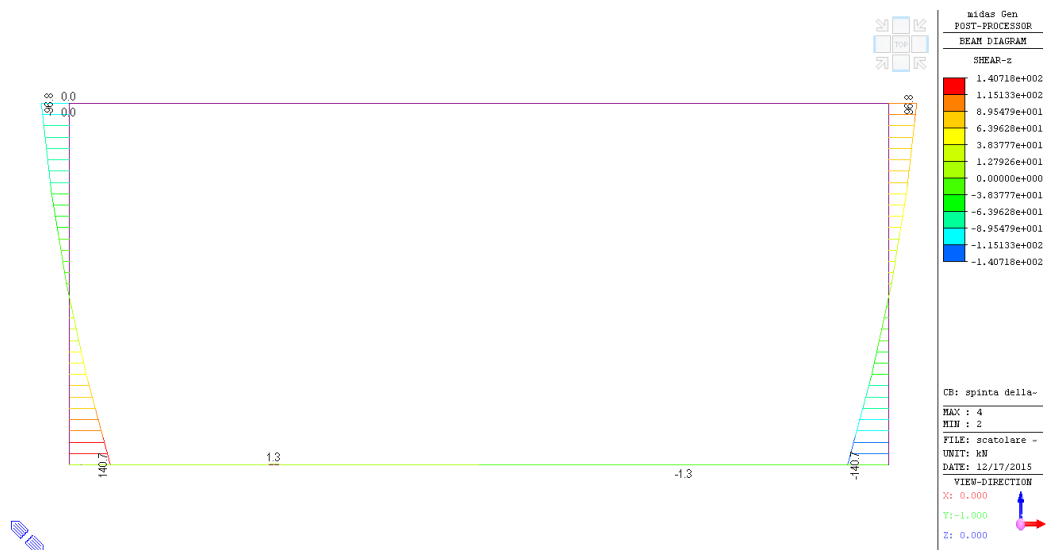


Figura 55: spinta della terra a riposo (spinta su entrambi i piedritti)-Fz.

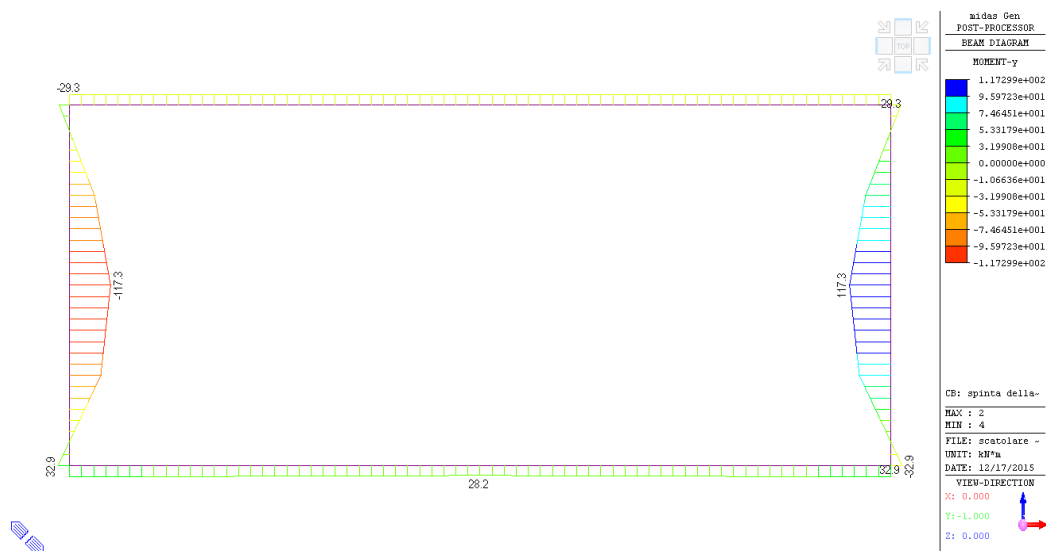


Figura 56: spinta della terra a riposo (spinta su entrambi i piedritti)-My.

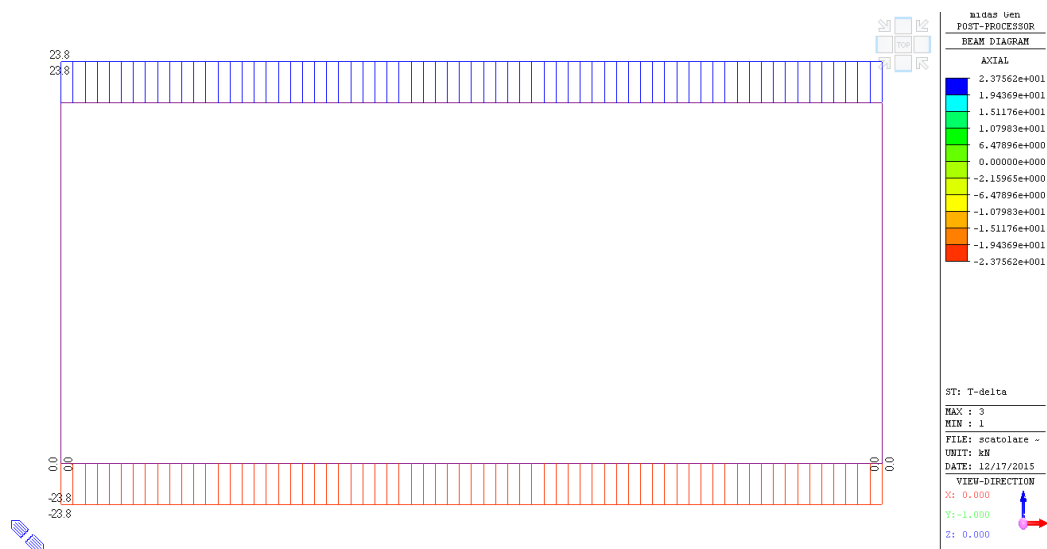


Figura 57: azione termica lineare-Fx.

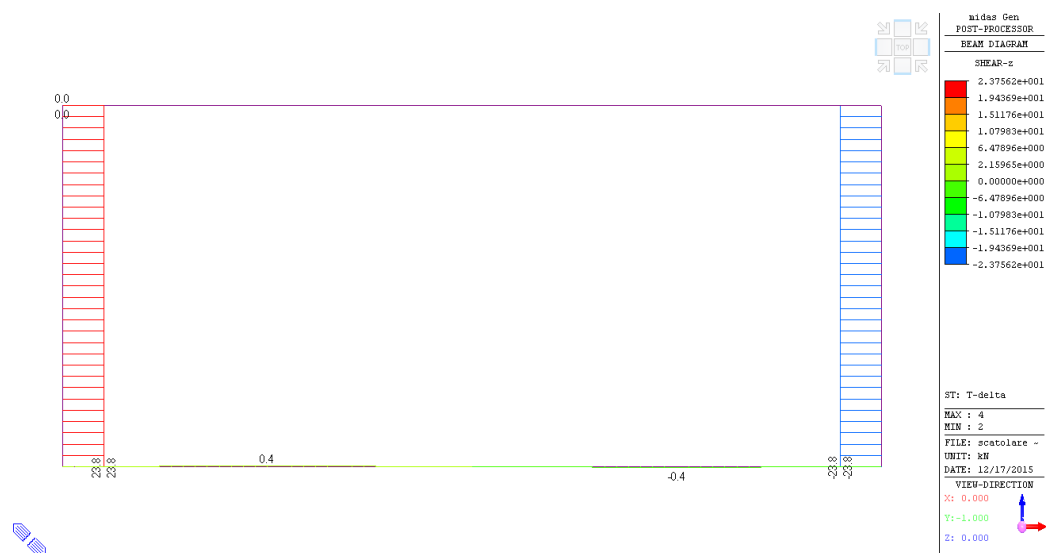


Figura 58: azione termica lineare-Fz.

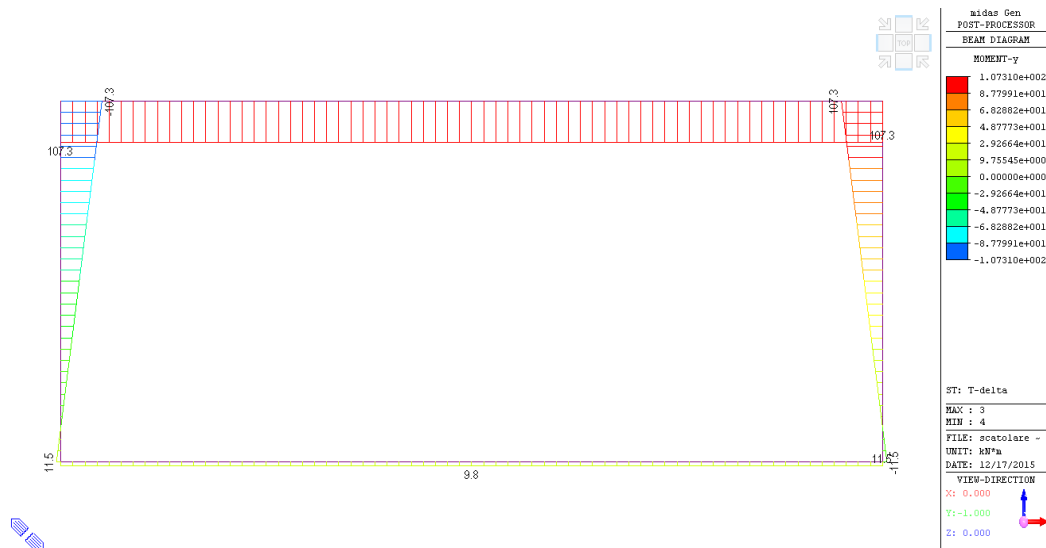


Figura 59: azione termica lineare-My.

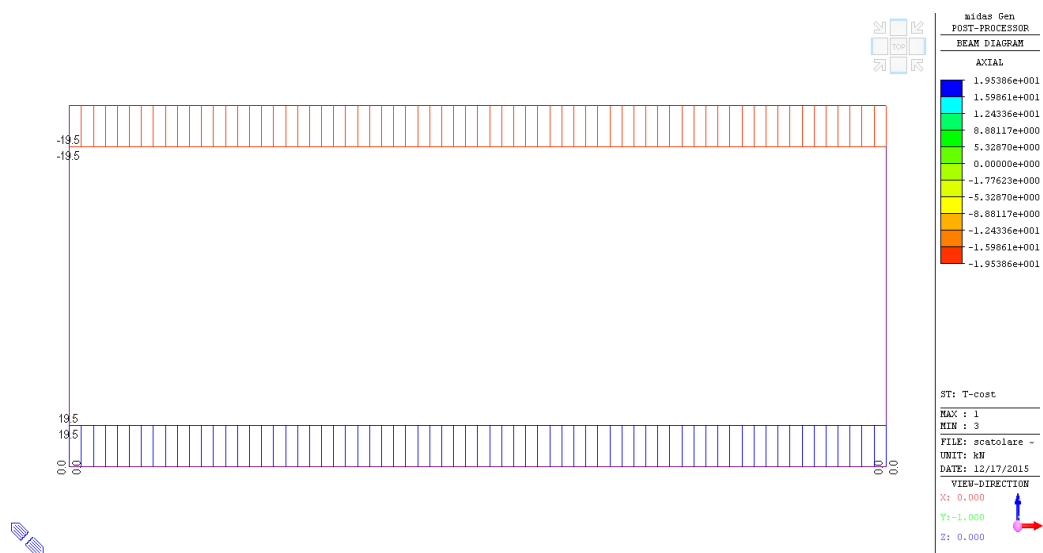


Figura 60: azione termica costante-Fx.

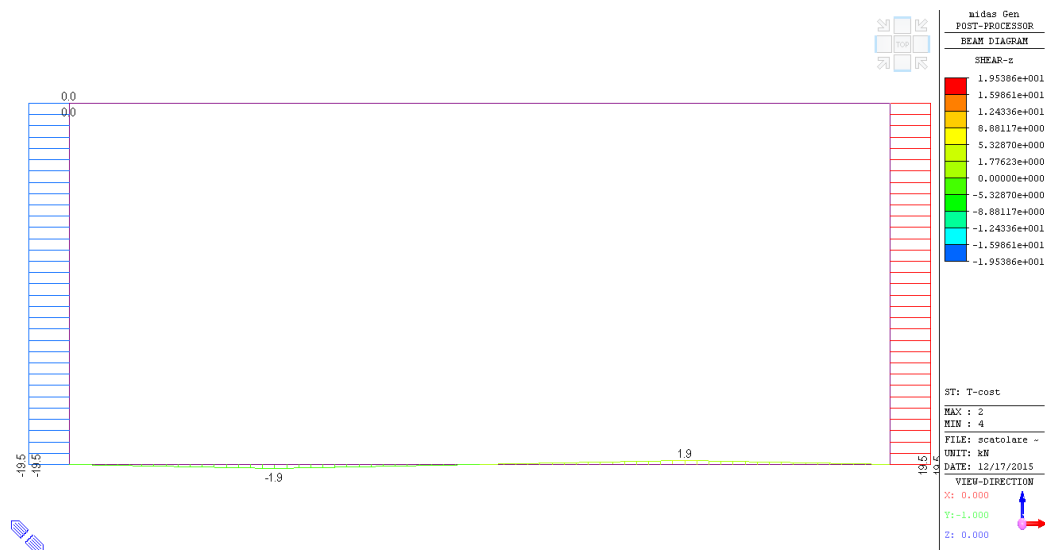


Figura 61: azione termica costante-Fz.

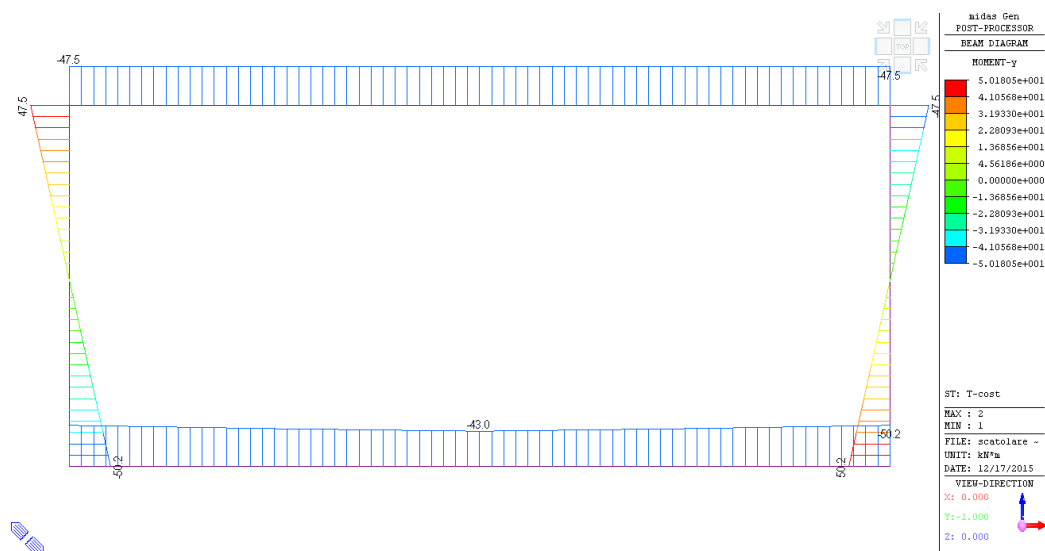


Figura 62: azione termica costante-My.

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

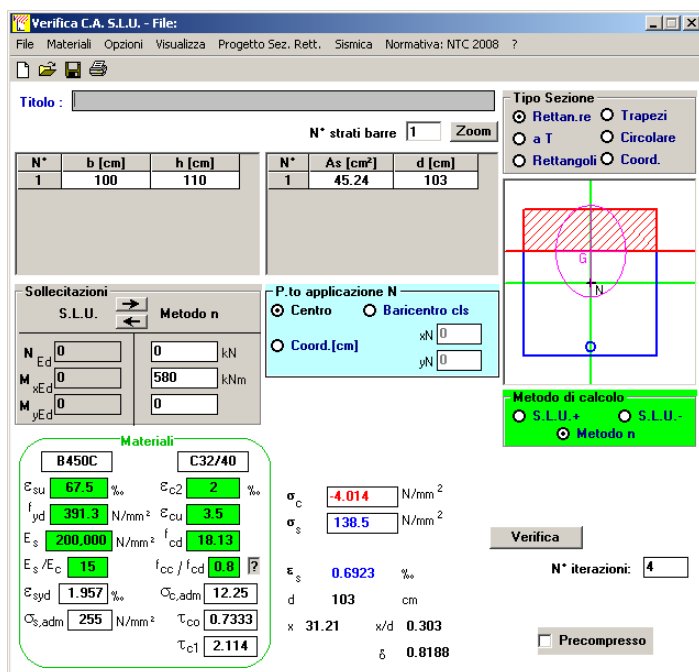
per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$.

Soletta superiore

Sezione d'incastro all'attacco con i piedritti

$$M_y = (120+270+80+110) \text{ kNm/m} = 580 \text{ kNm/m}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 24/100$ ($\rho=0.40\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	45.24	103

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n

N 0 **0** kN
M xEd 0 **580** kNm
M yEd 0 **0** kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	18.13 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 [2]
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -4.014 N/mm²
 σ_s 138.5 N/mm²

Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

ϵ_s 0.6923 ‰
d 103 cm
x 31.21 x/d 0.303
 δ 0.8188

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Calcolo dell'ampiezza delle fessure		
Momento sollecitante	M_{ed}	580 [kNm]
Durata del carico	lunga [-]	
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	312.13 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	138.46 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{o,eff}$	175 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{o,eff}$	175000 [mm²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02585 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.30 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000400 [-]
		0.000400 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	361.83 [mm]
		361.83 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1448 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2 [mm]

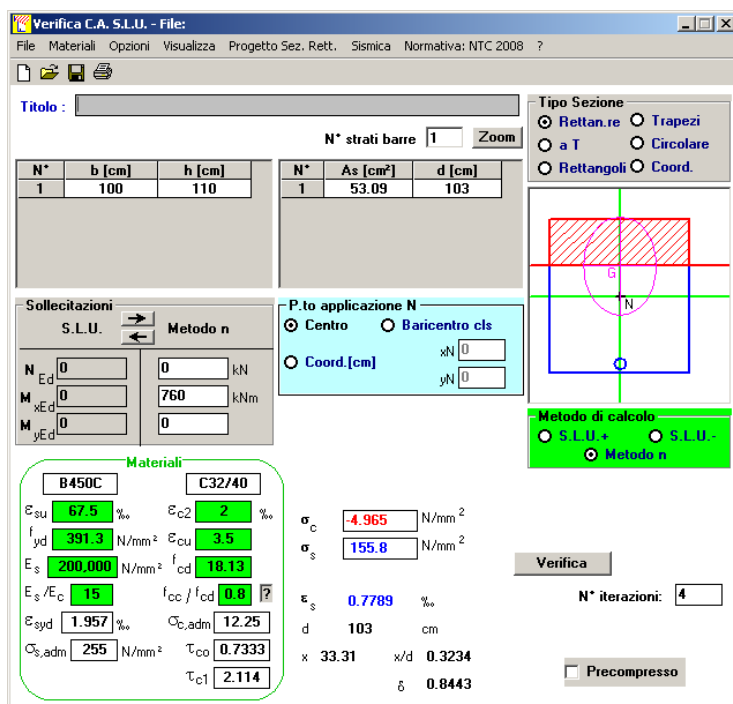
$$w_k < w_{max} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Campata

$$M_y = (234+432+107-15) \text{ kNm/m} \sim 760 \text{ kNm/m}$$

(considerando il 50% delle spinte della terra equivalente ad ipotizzare spinta attiva)

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 26/100$ ($\rho=0.48\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	53.09	103

Tipo Sezione:
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 760 kNm
M_{yEd} 0
M_{zEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	18.13 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -4.965 N/mm²
 σ_s 155.8 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

ϵ_s 0.7789 ‰
d 103 cm
x 33.31 x/d 0.3234
 δ 0.8443

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Calcolo dell'ampiezza delle fessure		
Momento sollecitante	M_{Ed}	760 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	333.16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	155.77 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	175 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	175000 [mm²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03034 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.30 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000516 [-] 0.000516 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	26.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	349.69 [mm] 349.69 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1803 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2 [mm]

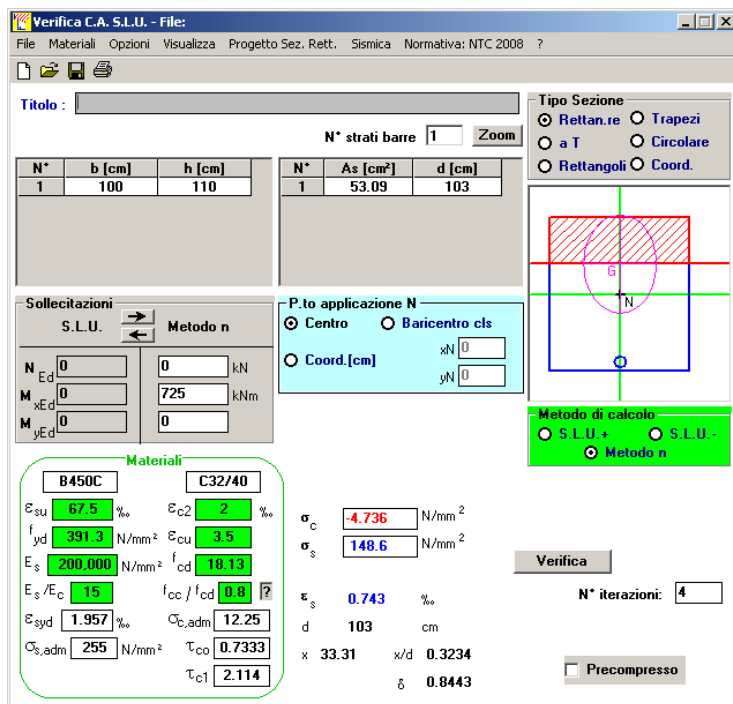
$$w_k < w_{max} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Platea

Sezione d'incastro all'attacco con i piedritti

$$M_y = (265+260+150+50) \text{ kNm/m} = 725 \text{ kNm/m}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 26/100$ ($\rho=0.48\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	53.09	103

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 725 kNm
 M_{xEd} 0
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali

B450C **C32/40**

σ_{su} 67.5 % σ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² σ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -4.736 N/mm²
 σ_s 148.6 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

ϵ_s 0.743 %
 d 103 cm
 x 33.31 x/d 0.3234
 δ 0.8443

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Calcolo dell'ampiezza delle fessure		
Momento sollecitante	M_{ed}	725 [kNm]
Durata del carico	lunga [-]	
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	333.16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	148.60 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	175 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	175000 [mm²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03034 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.30 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000481 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	26.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	349.69 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1684 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2 [mm]

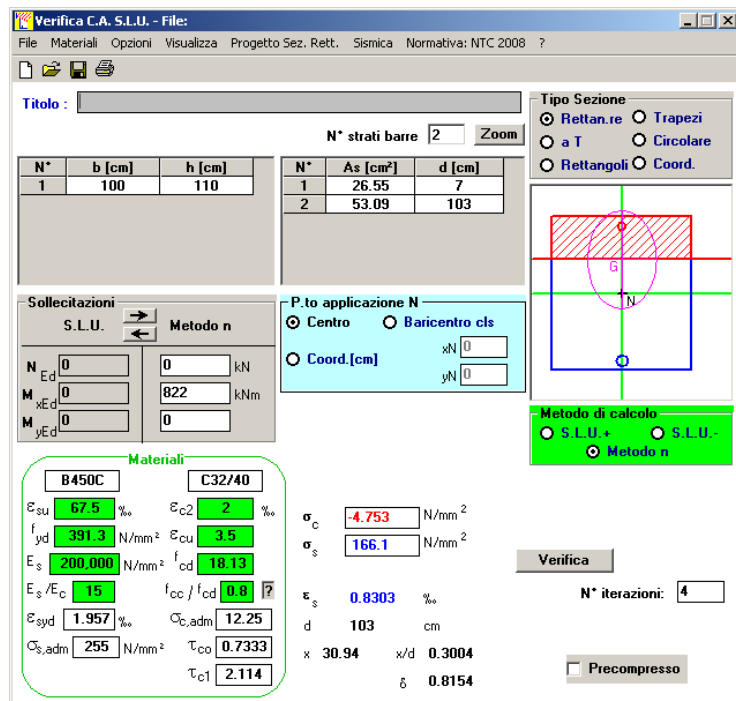
$$w_k < w_{max} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Campata

$$M_y = (376 + 418 + 43 - 15) \text{ kNm/m} = 822 \text{ kNm/m}$$

(considerando il 50% della spinta della terra equivalentemente a condizioni di spinta attiva)

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 26/100$ ($\rho = 0.48\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	53.09	103

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro ☒ Baricentro cls ☐ Coord. [cm] ☐

xN 0 yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U. + ☒ S.L.U. - ☐ Metodo n ☐

Materiali:

B450C **C32/40**

σ_{su} 67.5 % σ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² σ_{cu} 3.5 %
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 12.25 %
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c 4.753 N/mm²
 σ_s 166.1 N/mm²

ϵ_s 0.8303 %
 d 103 cm
 x 30.94 x/d 0.3004
 δ 0.8154

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Calcolo dell'ampiezza delle fessure		
Momento sollecitante	M_{Ed}	822 [kNm]
Durata del carico	lunga [-]	
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	309.38 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	166.05 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{o,eff}$	175 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	175000 [mm²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03034 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.30 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000565 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	26.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	349.69 [mm]
		349.69 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1974 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2 [mm]

$$w_k < w_{max} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Piedritti

$$F_x = (140+280) \text{ kN/m} = 420 \text{ kN/m}$$

$$M_y = (340+360+80+40) \text{ kNm/m} = 820 \text{ kNm/m}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 26/100$ ($\rho=0.53\%$)

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

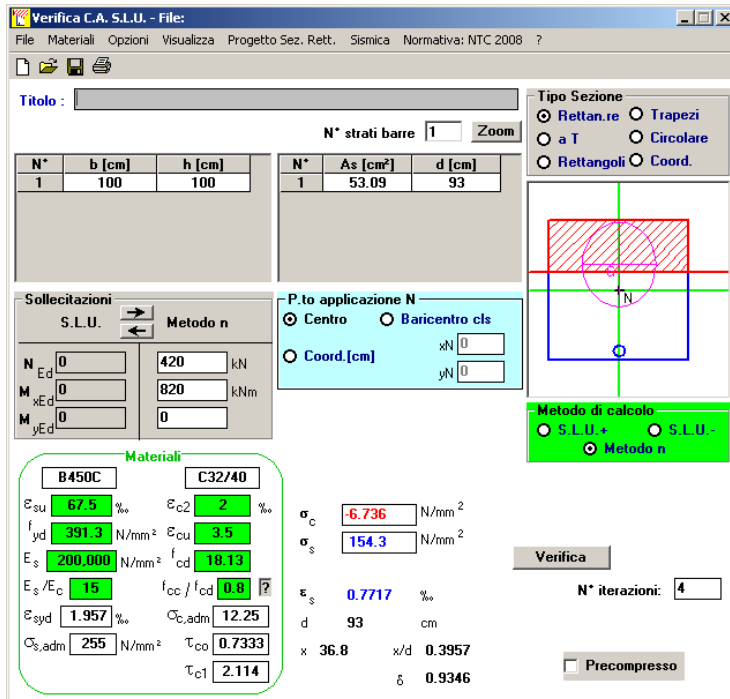
$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2, a 160 MPa.



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

N° strati barre: 1 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	53.09	93

Tipo Sezione:
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
S.L.U. ☒ Metodo n

N° Ed: 0 **420** kN
M_x Ed: 0 **820** kNm
M_y Ed: 0 **0**

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali:
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $C_{c,adm}$ 12.25
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Calcoli:
 σ_c -6.736 N/mm²
 σ_s 154.3 N/mm²
 ϵ_s 0.7717 ‰
d 93 cm
x 36.8 x/d 0.3957
 δ 0.9346

Verifica: N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 160 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Stato limite di ultimo

Flessione

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3\text{MPa}/200\text{MPa} = 1.95$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica (~ 1.43); pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Taglio

Soletta e Platea

Con riferimento alle sollecitazioni calcolate per lo SLE, considerando un coefficiente amplificativo conservativamente pari a 1.5, il taglio allo SLU è pertanto pari a:

$$V = 1.5 \cdot (500 \text{ kN/m}) = 750 \text{ kN/m}$$

Il valore del taglio resistente, in assenza di specifica armatura, è calcolato come segue:

Resistenza a taglio di una piastra in assenza di armatura a taglio

Input

Materiali

$$f_{ck} := 32\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Geometria

$$d := 950\text{mm}$$

Armatura a flessione

$$A_{sl} := 5300 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Output

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2 \right) = 1.459$$

$$\rho_l := \min \left[\frac{A_{sl}}{(d)}, 0.02 \right] = 5.579 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} := \max \left[\left[\left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d \right], \left[\left(0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d \right] \right] = 434.654 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché il taglio resistente è minore del taglio sollecitante, è necessario predisporre armatura a taglio, in ragione di 5 “cavallotti” $\varnothing 10/200$ sino a 1m da bordo piedritto, ove il taglio risulta:

$$V = 1.5 \cdot (270 \text{ kN/m}) = 405 \text{ kN/m} < V_{Rd,c}$$

Di seguito la verifica per il tratto armato:

Verifica a taglio in presenza di apposita armatura

Input

Materiali

$f_{ck} := 32\text{MPa}$ Resistenza cilindrica del calcestruzzo
 $f_{yk} := 450\text{MPa}$ Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio
 $\gamma_c := 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza del cls
 $\gamma_s := 1.15$ Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza dell'acciaio

Geometria ed armatura a taglio

$b := 1000\text{mm}$ Larghezza della sezione
 $d := 950\text{mm}$ Altezza utile della sezione
 $A_{1b} := 78.5\text{mm}^2$ Area della barra di armatura a taglio
 $n_b := 2.5$ Numero di bracci
 $s := 200\text{mm}$ Passo

Taglio sollecitante

$V_{Ed} := 750\text{kN}$

Output

$$ct\theta := \begin{cases} 2.5 & \text{if } \frac{0.5 \cdot \left(0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot 2.5}{1 + 2.5^2} \geq \frac{A_{1b} \cdot n_b}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot 2.5 = 2.5 \\ \sqrt{\frac{0.5 \cdot \left(0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \cdot b}{\frac{A_{1b} \cdot n_b}{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} - 1} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$V_{Rd_c_ \theta} := \frac{0.5 \cdot \left(0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot (ct\theta)}{1 + (ct\theta)^2} = 2.673 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd_s_ \theta} := \frac{A_{1b} \cdot n_b}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (ct\theta) = 820.73 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd_c_ \theta}, V_{Rd_s_ \theta}) = 820.73 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 1.094$$

$$\text{CHECK} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1 \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

CHECK = "OK"

Poiché il taglio resistente è superiore al taglio sollecitante, la verifica è soddisfatta.

Piedritti

Con riferimento alle sollecitazioni calcolate per lo SLE, considerando un coefficiente amplificativo conservativamente pari a 1.5, il taglio allo SLU è pertanto pari a:

$$V = 1.5 \cdot (250 \text{ kN/m}) = 375 \text{ kN/m}$$

Il valore del taglio resistente, in assenza di specifica armatura, è calcolato come segue:

Resistenza a taglio di una piastra in assenza di armatura a taglio

Input

Materiali

$$f_{ck} := 32 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Geometria

$$d := 950 \text{ mm}$$

Armatura a flessione

$$A_{sl} := 5300 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Output

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2 \right) = 1.459$$

$$\rho_l := \min \left[\frac{A_{sl}}{(d)}, 0.02 \right] = 5.579 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd_c} := \max \left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right] \cdot \text{MPa} \cdot d, \left[\left(0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d \right] \right] = 434.654 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante, la verifica è soddisfatta.

7.3.4.3 Canale di alimentazione circolare

Il canale è un manufatto a sezione circolare, costituito da conci prefabbricati, con diametro interno di 3.2m e spessore di 0.50m.

L'analisi è stata effettuata su una striscia unitaria di elemento, in particolare si è considerato un concio di 1m in senso longitudinale.

Analisi dei carichi

- Peso proprio ($\varnothing_e=4.2\text{m}$, $\varnothing_i=3.2\text{m}$)

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 5.8 \text{ m}^2 = 145.5 \text{ kN/m}$$

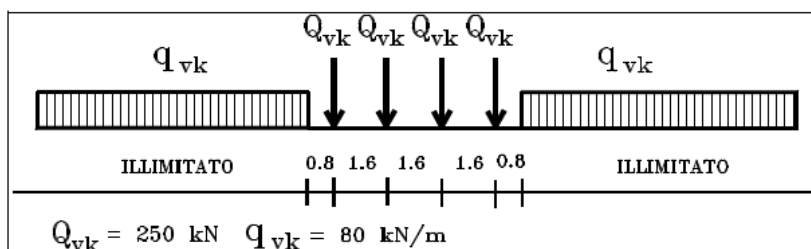
- Rilevato

$$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.52 \text{ m} = 50.4 \text{ kPa}$$

- Treno

Modello LM71

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.



Considerando:

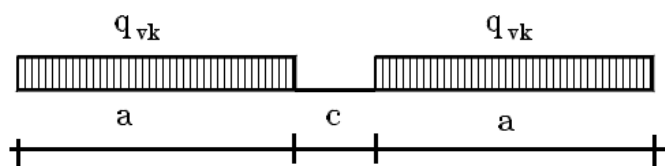
- *Larghezza di diffusione trasversale L_d*
(diffusione 1:4-larghezza traversina 2.40m)
 $L_{td} = 2.40\text{m} + 2 \cdot 2.52\text{m}/4 = 3.66\text{m} < \text{interasse binari}$
- *Coefficiente dinamico*
 $\Phi_{rid} = \Phi - (h-1)/10 = 1.35 - (2.5-1)/10 = 1.2$
- *Coefficiente di adattamento*
 $\alpha = 1.1 \text{ (cat.A)}$

i carichi alla quota di sommità del manufatto risultano:

- *in corrispondenza dei quattro assi da 250kN*
 $q_1 = \alpha \cdot 4 \cdot Q_{vk} / (L_{dl} \cdot L_{dt}) \cdot \Phi_{rid} =$
 $= 1.1 \cdot 4 \cdot 250\text{kN} / (6.40\text{m} \cdot 3.66\text{m}) \cdot 1.2 = 71.72 \text{ kN/m}^2$
- *in corrispondenza del carico $q=80\text{kN/m}$*
 $q_2 = \alpha \cdot q / L_{dt} \cdot \Phi_{rid} = 1.1 \cdot 80\text{kPa} / 3.66\text{m} \cdot 1.2 = 28.85 \text{ kN/m}^2$

Modello SW/2

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito:



Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per il manufatto in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk}/L_{dr} \cdot \Phi_{rid} = 150 \text{ kN}/3.66 \text{ m} \cdot 1.2 = 49.18 \text{ kN/m}^2$$

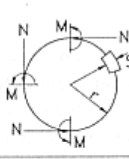
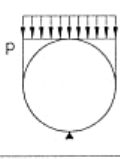
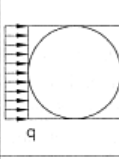
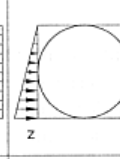
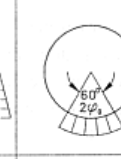
Pressioni equivalenti

Ai presenti fini, si considera la pressione relativa al treno di carico LM71 nella zona centrale e pari a 71.72 kN/m^2 .

- Spinta a riposo-rilevato
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.52 \text{ m} \cdot (k_0=0.47) = 23.7 \text{ kPa}$ (costante)
- Spinta a riposo-sovraccarico (treno)
 $71.72 \text{ kN/m}^2 \cdot (k_0=0.47) = 33.8 \text{ kPa}$ (costante)
- Spinta a riposo-terreno laterale
Sommità = 0 kPa
Piede = $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.2 \text{ m} \cdot (k_0=0.47) = 39.50 \text{ kPa}$
- Sovrappinta sismica (Wood)
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot (4.2 \text{ m} + 2.52) \cdot 0.0744 = 10 \text{ kPa}$

Criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo è condotto in accordo alle note formule riportate sul D.M. 23/02/71 “*Norme tecniche per gli attraversamenti ed i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto*”, qui di seguito riportate.

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_0 = 60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_1 s r^2$ $N = -\frac{1}{2} \gamma_1 s r$	$M = (\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8}) p r^2 = 0.29941 p r^2$ $N = -\frac{1}{3\pi} p r = -0.10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{5}{48} z r^2 = -0.10417 z r^2$ $N = \frac{5}{16} z r = 0.31250 z r$	(Q= reazione totale) $M = -0.0073038 Q r$ $N = 0.014817 Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\frac{\pi-2}{2} \gamma_1 s r^2 = -0.57080 \gamma_1 s r^2$ $N = \frac{\pi}{2} \gamma_1 s r = 1.57080 \gamma_1 s r$	$M = (\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8}) p r^2 = -0.30669 p r^2$ $N = p r$	$M = \frac{1}{4} q r^2$ $N = 0$	$M = \frac{1}{8} z r^2 = 0.125 z r^2$ $N = 0$	$M = 0.0075118 Q r$ $N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_1 s r^2$ $N = \frac{1}{2} \gamma_1 s r$	$M = (\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8}) p r^2 = 0.58721 p r^2$ $N = \frac{1}{3\pi} p r = 0.10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{7}{48} z r^2 = -0.14583 z r^2$ $N = \frac{11}{16} z r = 0.68750 z r$	$M = -0.11165 Q r$ $N = 0.11916 Q$

M - Momento flettente

N - Sforzo assiale

p - Carico uniformemente ripartito, dovuto ai carichi mobili ed al peso della massicciata

q - Pressione uniforme dovuta alle spinte orizzontali

z - Pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali

r - Raggio medio della tubazione

s - Spessore della tubazione

γ_t - Peso specifico del materiale costituente la tubazione

Figura 63: Criteri di calcolo delle sollecitazioni nei tombini circolari.

Stato limite di esercizio

Si considerano i seguenti parametri e carichi:

$$\begin{aligned}
 s &= 0.5 \text{ m} \\
 r &= 1.85 \text{ m} \\
 \gamma_c &= 25 \text{ kN/m}^3 \\
 p &= 122.12 \text{ kPa} \\
 q &= 57.50 \text{ kPa} \\
 z &= 39.50 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Nella seguente tabella le sollecitazioni per le condizioni di carico elementari.

sezioni significative	sollecitazioni	peso proprio	carico ripartito superiore	carico ripartito laterale	carico triangolare laterale	reazione radiale costante settore $2\theta=60^\circ$
sezione verticale superiore	M [kNm] =	21.4	125.1	-49.2	-14.1	-3.2
	N [kN] =	-11.6	-24.0	106.4	22.8	7.6
sezione orizzontale media	M [kNm] =	-24.4	-128.2	49.2	16.9	3.3
	N [kN] =	36.3	225.9	0.0	0.0	0.0
sezione verticale inferiore	M [kNm] =	64.2	245.4	-49.2	-19.7	-49.6
	N [kN] =	11.6	24.0	106.4	50.2	61.1

Figura 64: canale di alimentazione circolare - sollecitazioni elementari.

Ai fini delle verifiche, si assume pertanto quanto segue:

Pertanto:

sezione verticale superiore	M [kNm] =	80.0
	N [kN] =	101.3
sezione orizzontale media	M [kNm] =	-83.2
	N [kN] =	262.2
sezione verticale inferiore	M [kNm] =	191.1
	N [kN] =	253.3

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

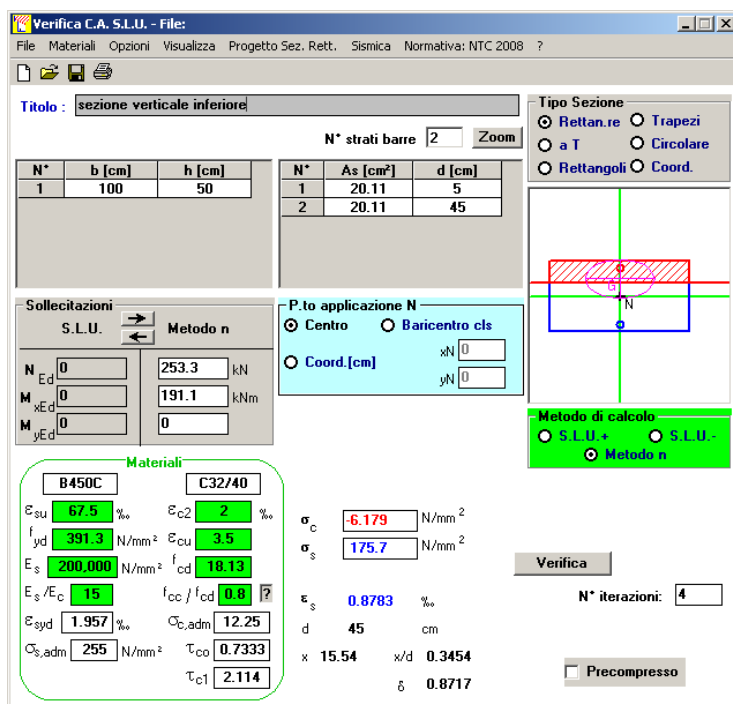
$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2, a 200 MPa.

Si prevede l'utilizzo di $\varnothing 16/100$ per entrambi i lembi.

Di seguito la verifica della sezione verticale inferiore, maggiormente sollecitata.



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: sezione verticale inferiore

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	5
2	20.11	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 253.3 kN
M_{xEd} 0 191.1 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione: Rettang.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali:

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	18.13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

σ_c -6.179 N/mm²
σ_s 175.7 N/mm²

ε_s 0.8783 ‰
d 45 cm
x 15.54 x/d 0.3454
δ 0.8717

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_s < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Stato limite di ultimo

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3 \text{ MPa} / 200 \text{ MPa} = 1.95$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica (~ 1.2); pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

7.3.4.4 Paratia di pali lungo la sponda sinistra del T. Seveso

L'analisi della struttura è stata fatta con l'ausilio del codice ParatiePlus, in accordo alle fasi riportate nel paragrafo 7.3.3.3.

Stato limite di esercizio

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si verifica quanto segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*
calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 11.25 \text{ MPa (C25/30)}$$

acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

nel grafico seguente si riporta il diagramma del momento flettente per SLE.

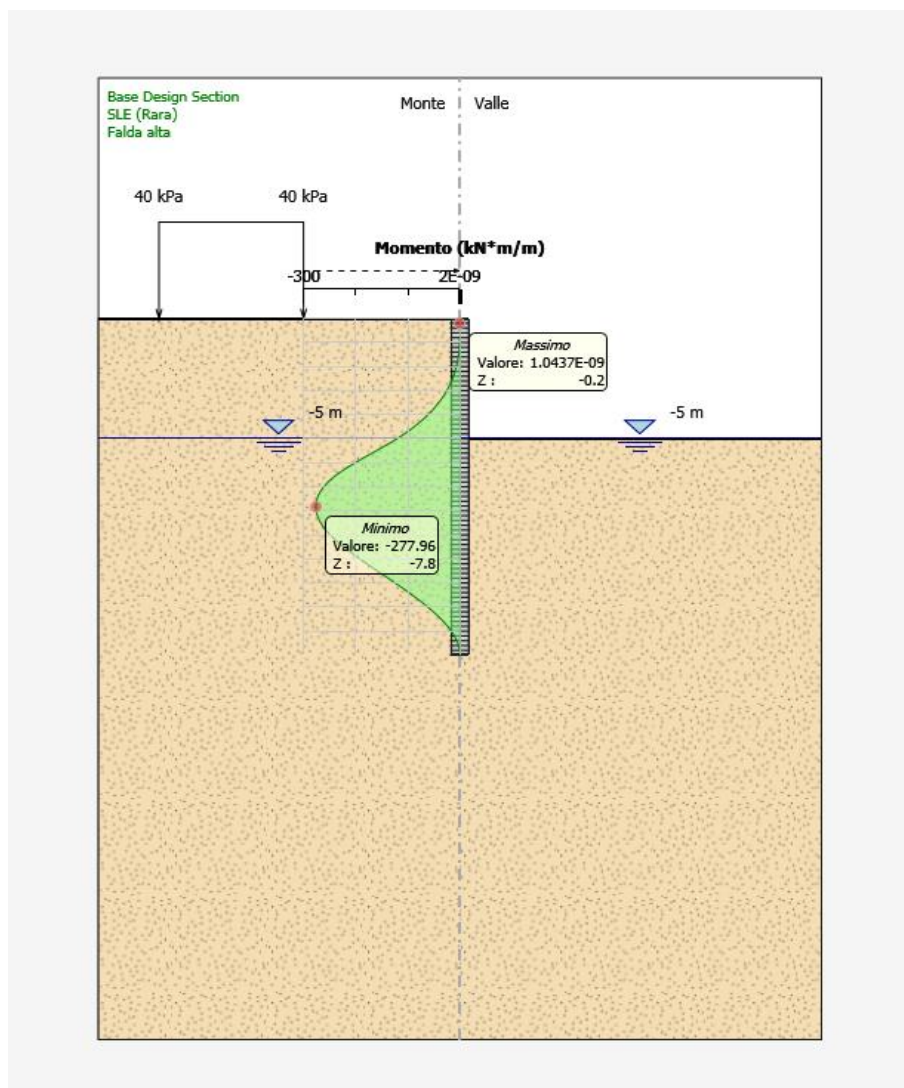


Figura 65: momento flettente SLE RARA.

Il momento flettente a palo risulta $278 \text{ kN/m} \cdot 0.80 \text{ m} = 222.4 \text{ kNm/palo}$.

Si prevede un'armatura costituita da 14 $\varnothing 24$ per ogni palo ($63.30 \text{ cm}^2/\text{palo}$).

Di seguito il calcolo degli sforzi nei materiali.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 14
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione:
☐ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N: 0 kN
 M: 0 kNm
 M: 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Materiali:
 B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{cu} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -6.228 N/mm²
 σ_s : 173.5 N/mm²
 ϵ_s : 0.8673 ‰
 d: 72 cm
 x: 25.2 x/d: 0.35
 δ : 0.8775

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \rightarrow$ verifica soddisfatta

$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} \rightarrow$ verifica soddisfatta

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali ordinarie (XC2) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_2=0.3\text{mm}$.

Come si può notare dalla figura seguente, l'ampiezza di fessure è pari a 0.23mm; pertanto la verifica è soddisfatta.

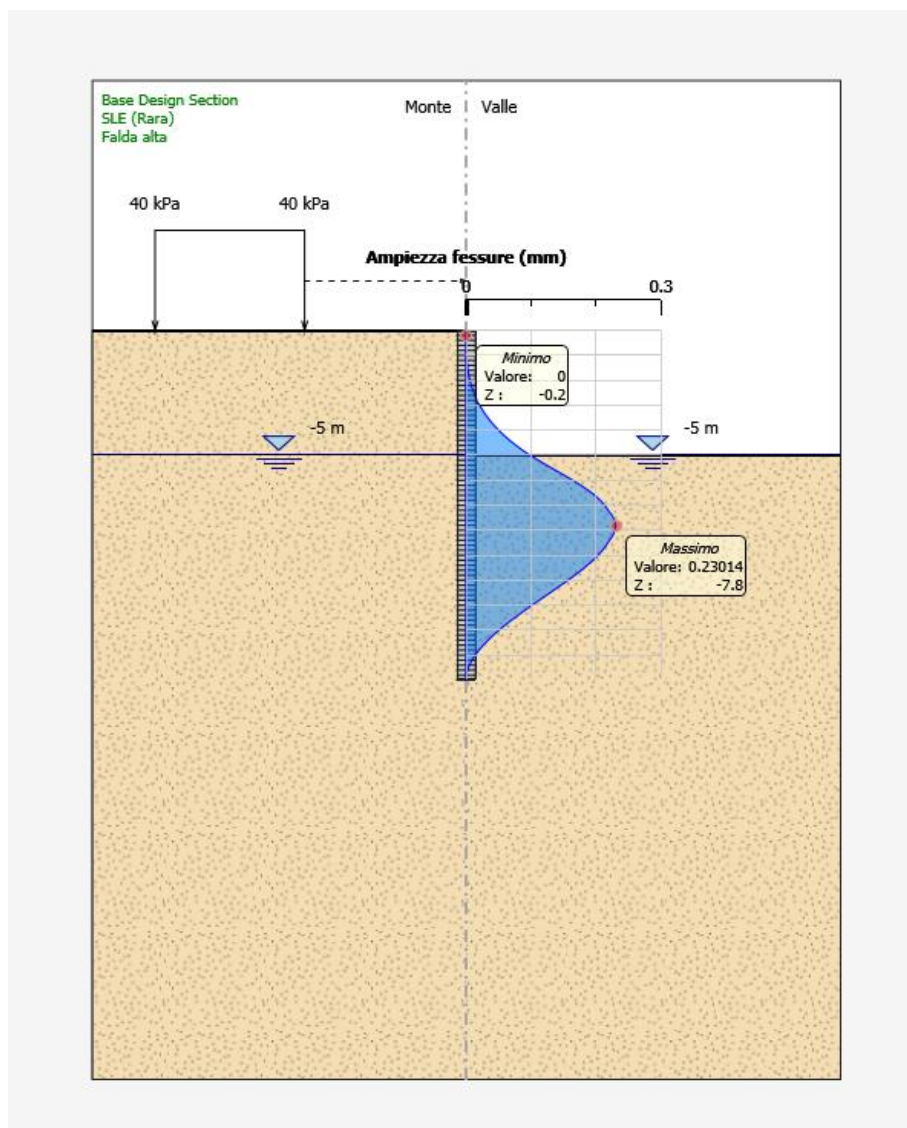


Figura 66: ampiezza di fessure.

- *verifica delle deformazioni*

come si può notare dalla figura seguente, lo spostamento in testa diaframma è 22.7mm, pari a (circa 1/220 dell'altezza a mensola), valore compatibile con la funzionalità dell'opera.

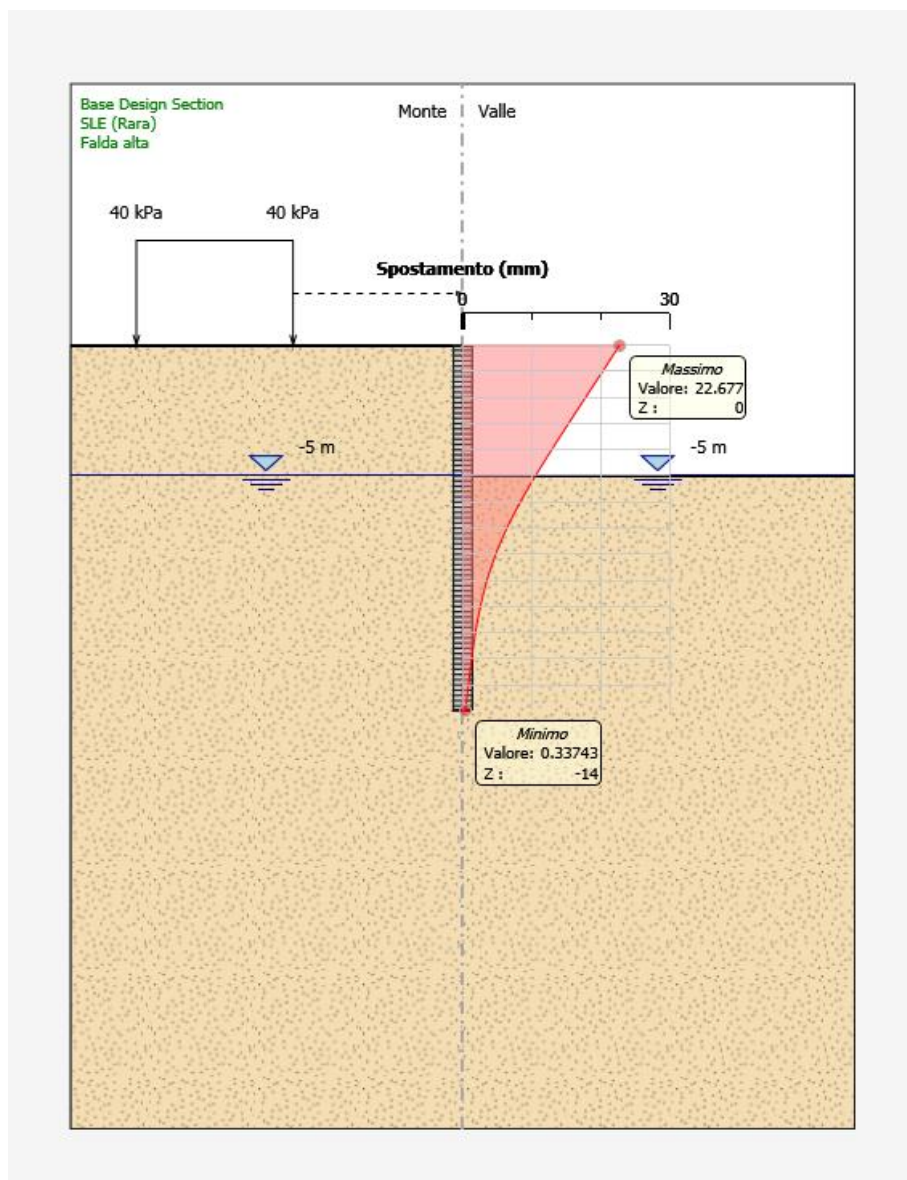


Figura 67: spostamento orizzontale.

Stato limite ultimo – condizione statica

La verifica è condotta secondo l'approccio 1 combinazione 1 (STR).

Di seguito si riportano i tassi di sfruttamento a flessione e taglio (armatura a taglio $\phi 12/200$).

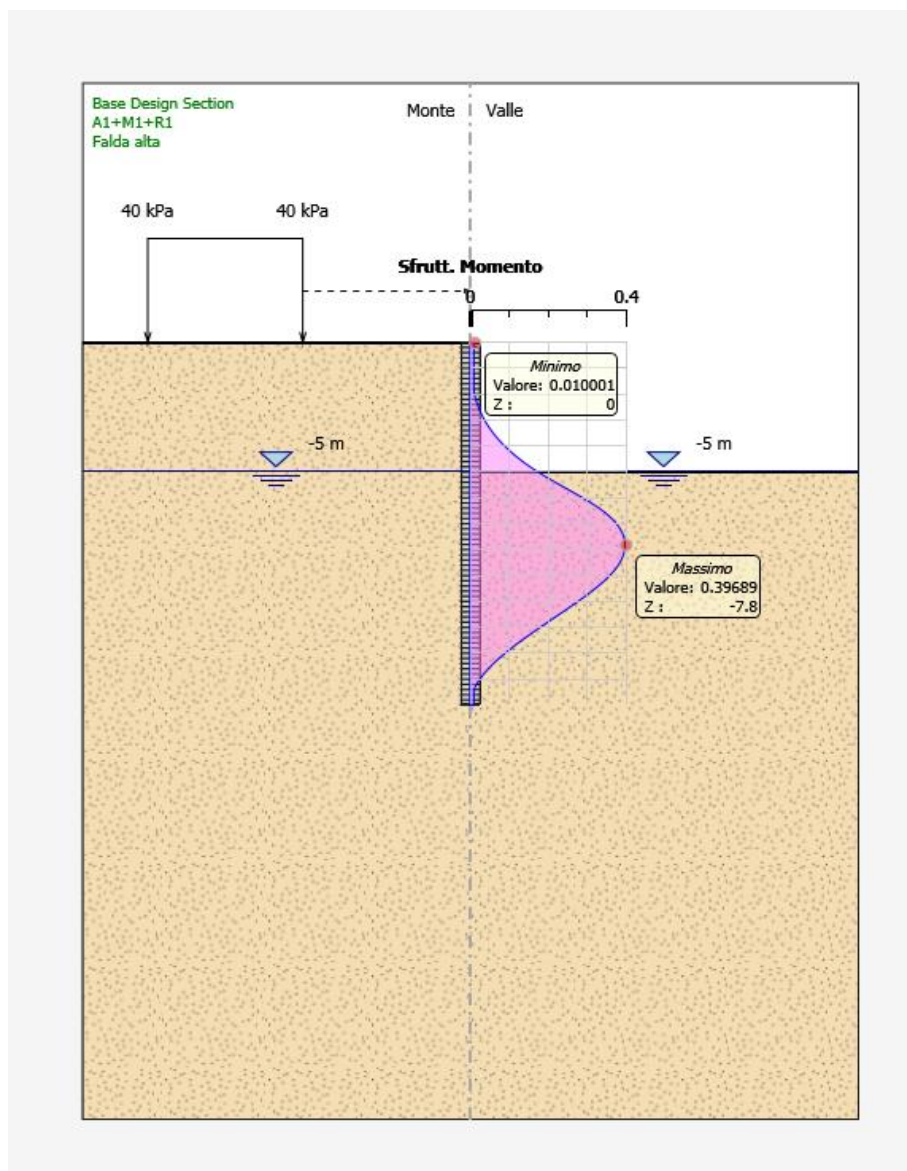


Figura 68: tasso di sfruttamento a flessione-condizione statica.

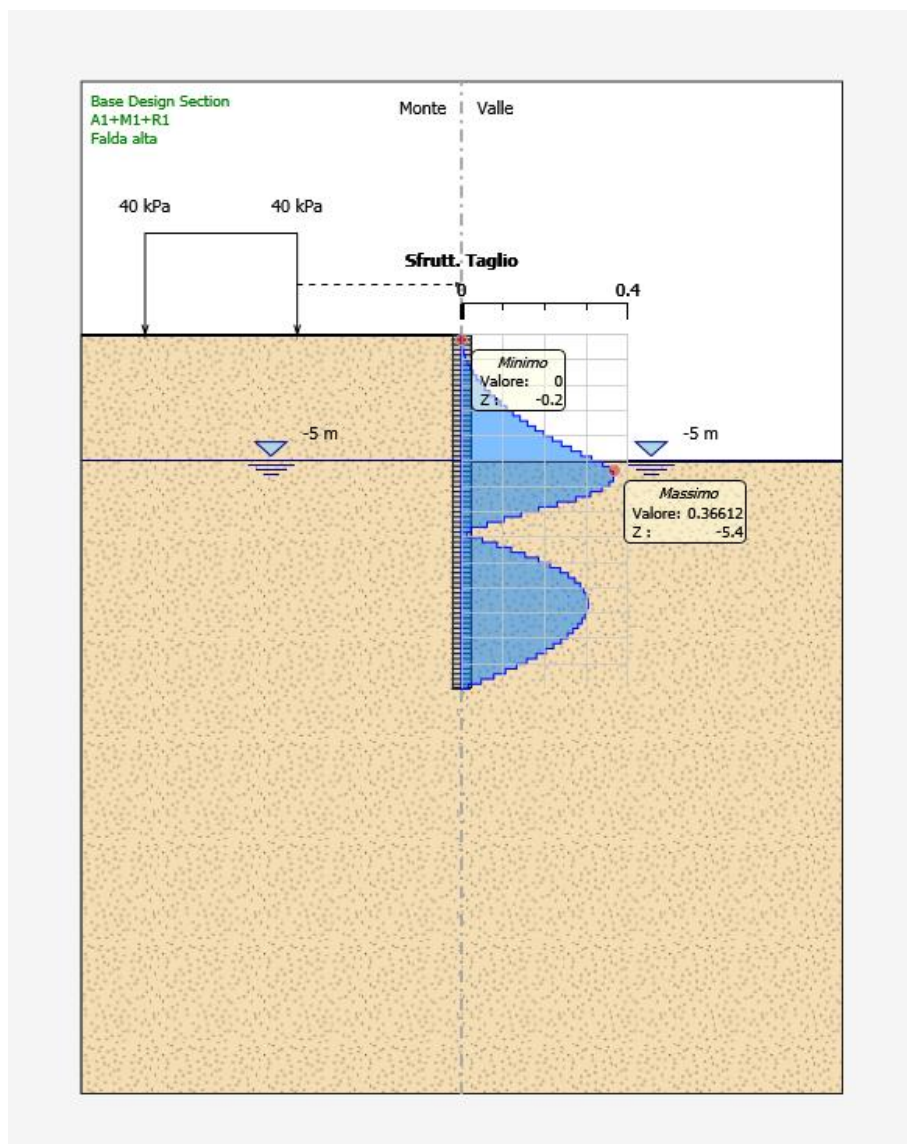


Figura 69: tasso di sfruttamento a taglio-condizione statica.

I tassi di sfruttamento sono inferiori ad 1; pertanto le verifiche sono soddisfatte.

Stato limite ultimo – condizione sismica

La verifica è condotta secondo la combinazione sismica STR.

Di seguito si riportano i tassi di sfruttamento a flessione e taglio (armatura a taglio $\phi 12/200$).

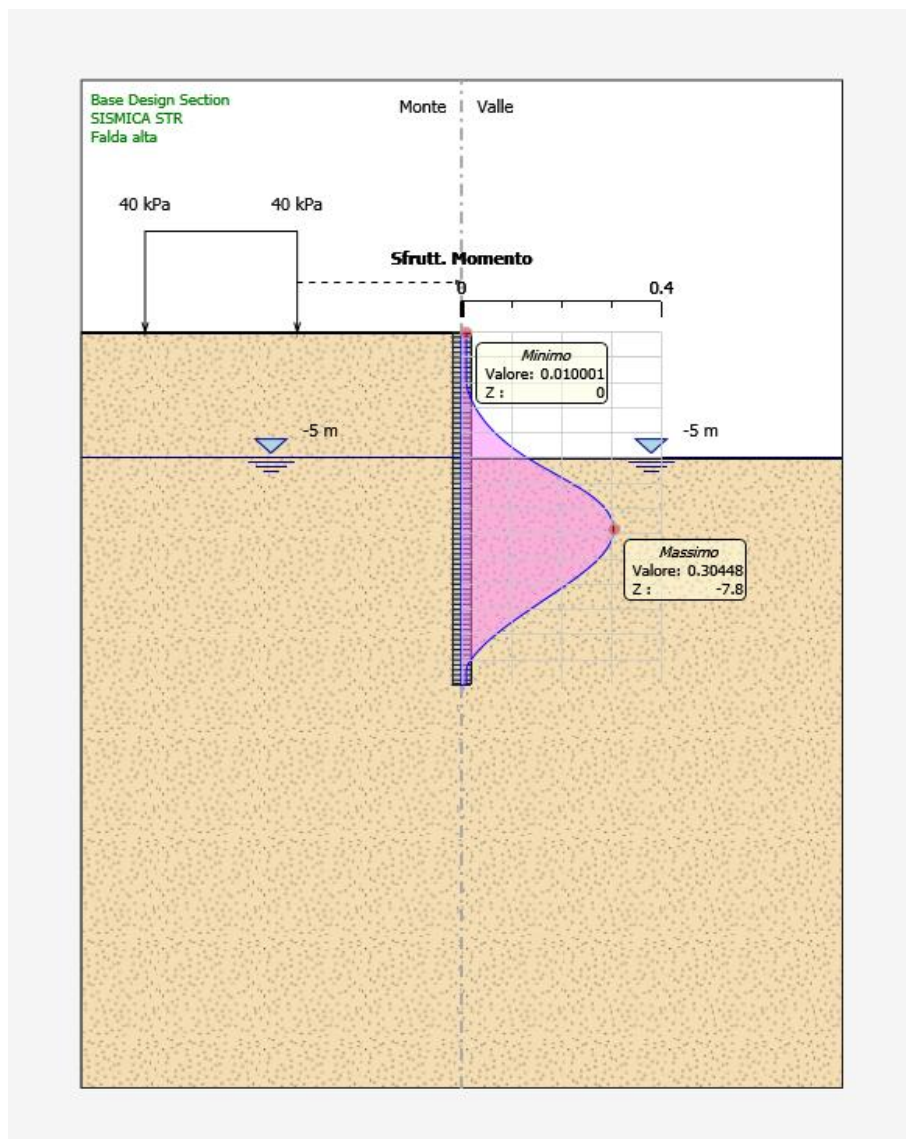


Figura 70: tasso di sfruttamento a flessione-condizione sismica.

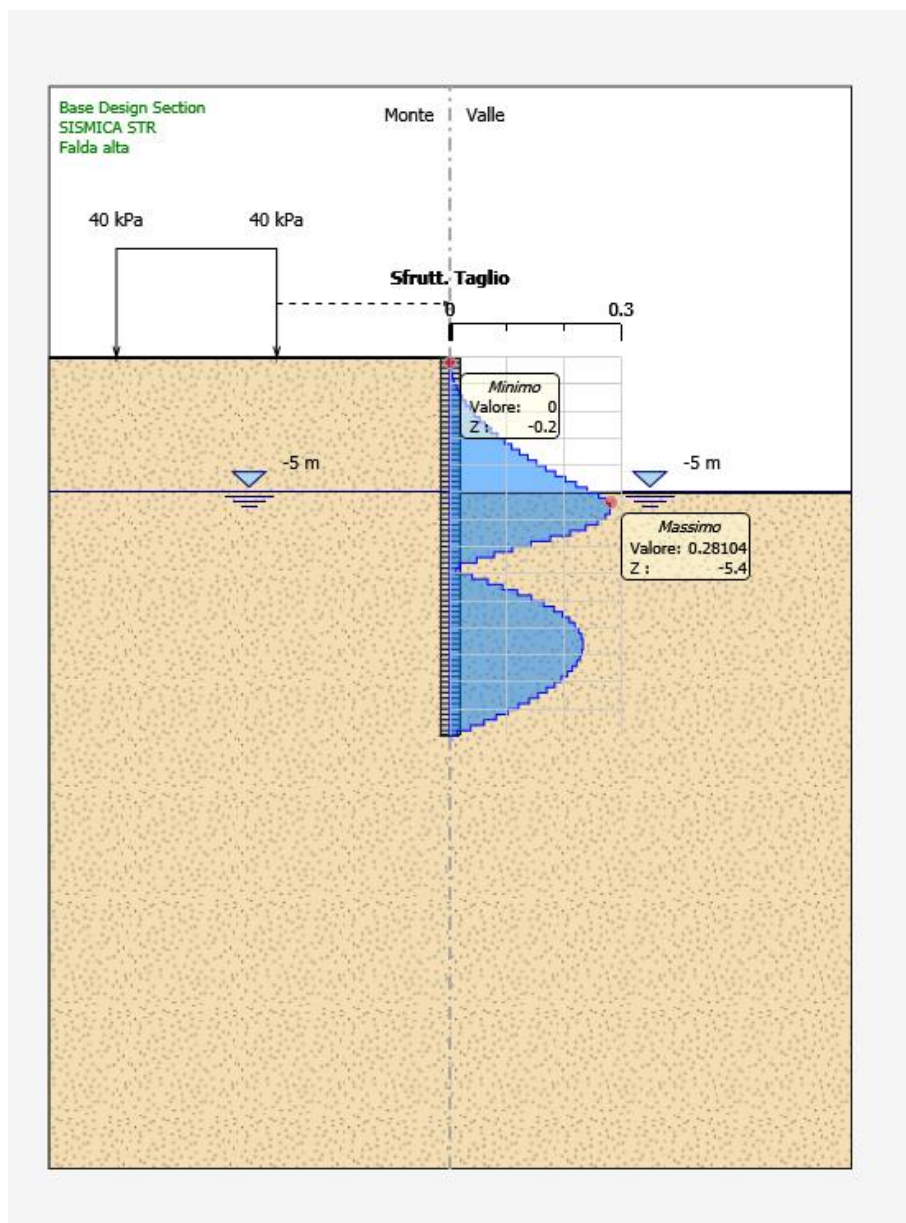


Figura 71: tasso di sfruttamento a taglio-condizione sismica.

I tassi di sfruttamento sono inferiori ad 1; pertanto le verifiche sono soddisfatte.

7.3.5 Sintesi incidenza armatura

7.3.5.1 Sezione C-C e sezione D-D

In accordo alle verifiche strutturali precedentemente riportate, nella sezione trasversale del manufatto, si prevede un'armatura di $\varnothing 24/100$ al lembo esterno e di $\varnothing 18/100$ a quello interno. Nella direzione di sviluppo del manufatto si prevede di disporre un'armatura, ad entrambi i

lembi, pari a $\varnothing 20/20$. La percentuale geometrica di armatura media è $\rho = 0.5\%$ (per ogni lembo).

Pertanto, considerando un incremento del 15% in modo da mettere in conto le sovrapposizioni, le legature di parete e i ferri distanziatori in fase di costruzione per la fondazione, l'incidenza di armatura è circa 175 kg/m^3 .

7.3.5.2 Sezione E-E

Nella direzione di portanza, si prevedono

- soletta superiore e platea $\varnothing 26/100$ ($\rho=0.48\%$ per ogni lembo);
- piedritti $\varnothing 26/100$ esterni + $\varnothing 20/20$ interni ($\rho=0.32\%$ mediamente).

Nella direzione di sviluppo del manufatto si prevedono $\varnothing 20/200$ ($\rho=0.14\%$ per ogni lembo). La percentuale di armatura media ponderata è pari a $\rho=0.28\%$.

Pertanto l'incidenza di armatura, considerando un incremento del 20% al fine di mettere in conto le sovrapposizioni, le staffe ed i ferri distanziatori per le fasi di costruzione, risulta circa 100 kg/m^3 .

7.3.5.3 Canale di alimentazione circolare

Nella direzione di portanza, si prevedono $\varnothing 16/100$ ($\rho=0.4\%$ per ogni lembo). Nella direzione di sviluppo del manufatto si prevedono $\varnothing 12/200$ ($\rho=0.11\%$ per ogni lembo). La percentuale di armatura media è pari a $\rho=0.25\%$.

Pertanto l'incidenza di armatura, considerando un incremento del 15% al fine di mettere in conto le sovrapposizioni ed i ferri distanziatori per le fasi di costruzione, risulta circa 95 kg/m^3 .

7.3.5.4 Paratia di pali lungo la sponda sinistra del T. Seveso

Si prevedono 14 $\varnothing 24$ /palo verticali e staffe $\varnothing 12/200$, a cui corrisponde un'incidenza di armatura, considerando un incremento del 15% al fine di mettere in conto le sovrapposizioni, i ferri per le fasi di costruzione, pari a 130 kg/m^3

8. OPERE STRUTTURALI AREA DI LAMINAZIONE GOLENALE

8.1 SOGLIA SFIORO DAL T. SEVESO

8.1.1 Manufatto di derivazione

8.1.1.1 Descrizione dell'opera

Il profilo sfiorante anti-erosione del rilevato è costituito da un muro interrato in calcestruzzo armato gettato in opera.

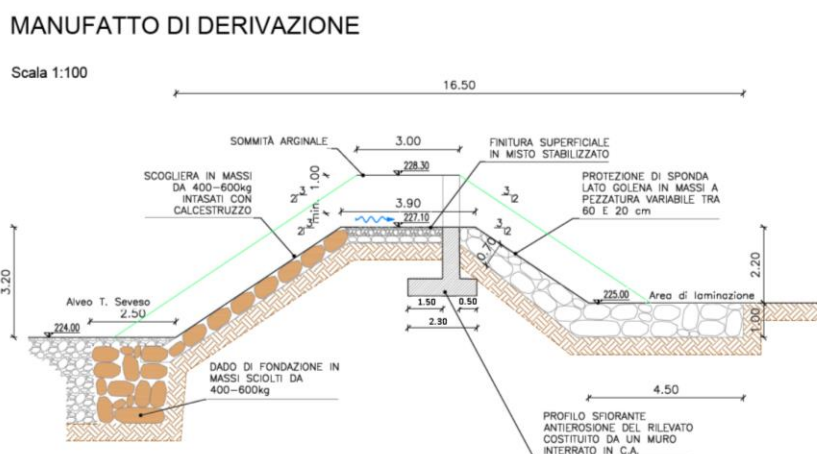


Figura 72: Manufatto di derivazione.

8.1.1.2 Aspetti idraulici

Dal punto di vista idraulico, non si prevedono battenti tra monte e valle.

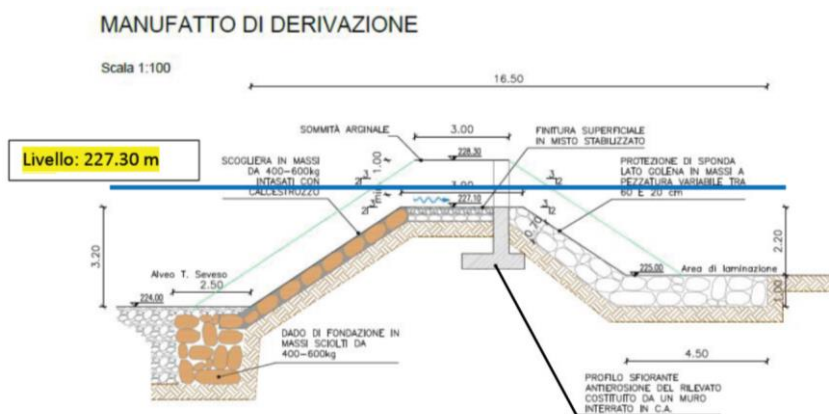


Figura 73: configurazione idraulica.

8.1.1.3 Verifiche geotecniche e di equilibrio globale

La quota massima del terreno di monte è pari a +228.30 m s.m..

La quota del piano di posa della fondazione è pari a +225 m s.m..

Per le proprietà meccaniche del terreno si fa conservativamente riferimento a quanto riportato in Tabella 1, assumendo tuttavia un peso volumico di 20 kN/m^3 , al fine di mettere in conto l'incremento di peso conseguente la finitura superficiale.

8.1.1.3.1 Approccio di calcolo

Il calcolo del manufatto è condotto nell'ipotesi conservativa di assenza d'acqua, trascurando le spinte stabilizzanti del terreno di valle ma considerandone il peso in ragione di uno spessore medio di 1.65m. Le verifiche sono in questo modo effettuate come se l'opera fosse un muro di sostegno del terrapieno retrostante. In condizione statica, a fini manutentivi, si considera un sovraccarico di 10 kPa in sommità rilevato.

8.1.1.3.2 Criteri di calcolo delle spinte

Condizioni statiche

Si ipotizzano condizioni di spinta attiva.

Ad una generica profondità z , lo sforzo orizzontale totale sulla parete è dato da:

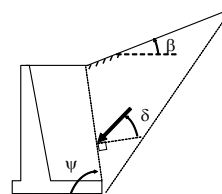
$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui

- $\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .
- $u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità (nulla in questo caso)

Il coefficiente di spinta attiva K_A viene calcolato con la nota relazione di Muller-Breslau, estensione della teoria di Coulomb:

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



con:

- β = inclinazione della scarpata;
- ψ = inclinazione parete;
- δ = angolo di attrito parete-terreno;
- ϕ = angolo di attrito;

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, combinazione GEO (M2), si considera l'angolo d'attrito di progetto, introducendo il fattore di sicurezza parziale di 1.25 sulla tangente dell'angolo stesso: $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$.

Condizioni sismiche

Alla luce della conformazione strutturale dell'opera, si ritiene il manufatto in grado di spostarsi, considerando pertanto condizioni di spinta attiva.

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

- Orizzontale = $k_h \cdot g$
- Verticale = $k_v \cdot g$

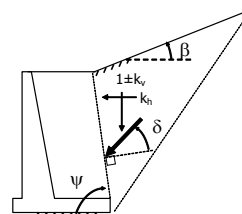
La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalla seguente espressione (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

$$\begin{aligned} \beta \leq \phi - \theta: \quad K_{A,E} &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \\ \beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \end{aligned}$$



con:

- β = inclinazione della scarpata;
- ψ = inclinazione parete;
- δ = angolo di attrito parete-terreno;
- ϕ = angolo di attrito;
- ψ = angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, combinazione GEO (M2), si considera l'angolo d'attrito di progetto, introducendo il fattore di sicurezza parziale di 1.25 sulla tangente dell'angolo stesso: $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$.

Per il caso in esame come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

Ritenendo il muro in grado di ruotare alla base, si considera che l'incremento della spinta per effetto del sisma abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche;

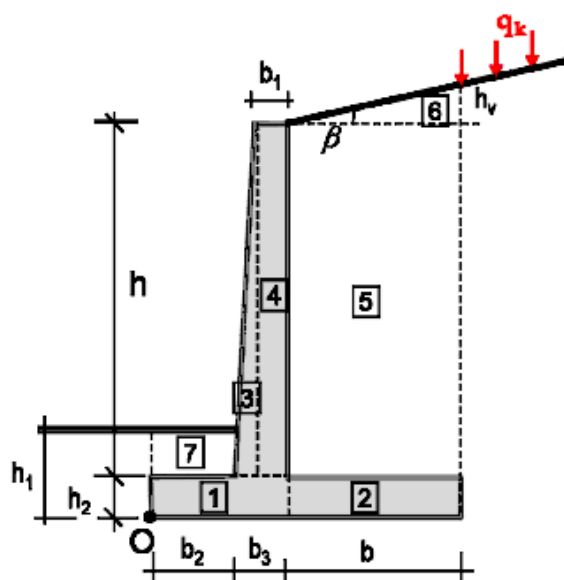
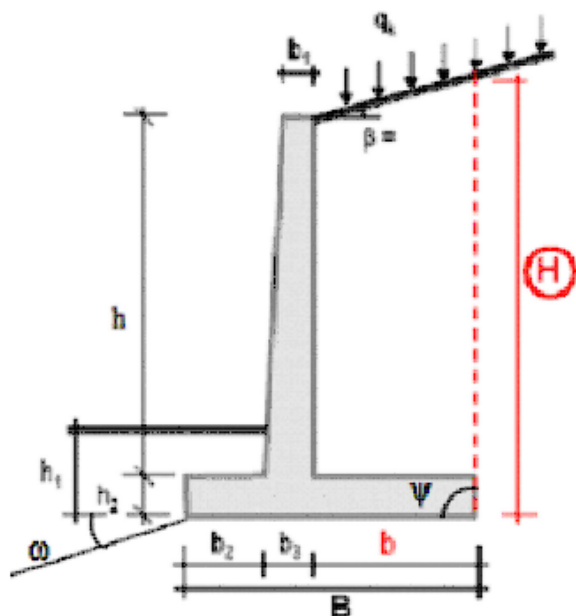
Di seguito le verifiche nel dettaglio.

8.1.1.3.3 Verifiche di dettaglio

Manufatto di derivazione - area di laminazione golenale Verifiche EQU & GEO - NTC08 - CONDIZIONE STATICA

Dati geometrici

$h := 2.90\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 1.65\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.40\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.40\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.40\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 0.40\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 1.50\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 2.3\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 3.3\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del terreno

$$\sigma_k := 28^\circ$$

angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\delta_k := \frac{2}{3} \cdot \sigma_k = 18.667^\circ$$

angolo di attrito terra-muro

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume del muro (c.a.)

$$q := 10 \text{ kPa}$$

sovraccarico (variabile) sul terrapieno

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0 \cdot g = 0$$

accelerazione orizzontale massima al sito = $a_g \times S_s \times S_t$

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0$$

coefficiente sismico orizzontale

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = 0$$

coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0 \cdot \text{rad}$$

inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica k_h

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

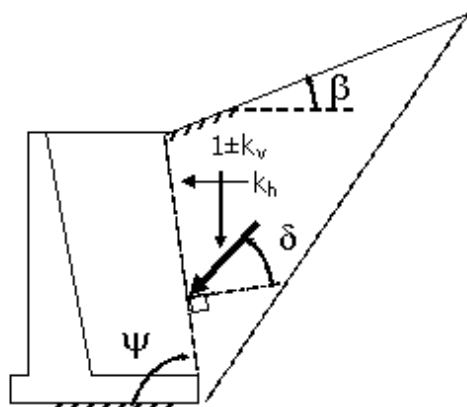
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\sigma_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.321$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 23.043^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 15.124^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\sigma_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.39$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 34.989 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 33.148 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.1 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 11.199 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkv} := B = 2.3 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 10.603 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 10.045 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 1.65 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 3.393 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkv} := B = 2.3 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 42.423 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 40.954 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.1 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 11.068 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdv} := B = 2.3 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 12.855 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 12.41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 1.65 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 3.354 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdv} := B = 2.3 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma G1=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad V_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 6) \quad V_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = -1.665 \times 10^{-15} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v1} := \frac{b_2 + b_3}{2} = 0.4 \text{ m}$$

$$B_{v6} := b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 1.8 \text{ m}$$

$$M_{v1} := V_1 \cdot B_{v1} = 3.2 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v6} := V_6 \cdot B_{v6} = -2.998 \times 10^{-15} \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad V_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$7) \quad V_7 := \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v2} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 1.55 \text{ m}$$

$$B_{v7} := \frac{b_2}{2} = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{v2} := V_2 \cdot B_{v2} = 23.25 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{v7} := V_7 \cdot B_{v7} = 2 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad V_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v3} := b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 0.4 \text{ m}$$

$$M_{v3} := V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad V_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 29 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v4} := b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 0.6 \text{ m}$$

$$M_{v4} := V_4 \cdot B_{v4} = 17.4 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad V_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{v5} := b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 1.55 \text{ m}$$

$$M_{v5} := V_5 \cdot B_{v5} = 134.85 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 149 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{v\text{tot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 180.7 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{v\text{tot}}}{V_{\text{tot}}} = 1.213 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma_{G1}=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 1.367 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 1.85 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 1.85 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 3.3 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 0$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$$\gamma_{G1f_EQU} := 0.9$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_EQU} := 1.1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_EQU} := 1.5$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 21.551 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 19.144 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 40.695 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 162.63 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 3.996 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI SCORRIMENTO

A1-C2 (A2+M2+R2)

$$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{R_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Azione di progetto (spinta terrap.+spinta del sovraccarico+forza inerzia muro+terrapieno sopra)

$$V_{Ed_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 57.087 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistenza di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$R_{Ed_A1C2} := \frac{(\gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv}) \cdot \tan(\sigma_d)}{\gamma_{R_A1C2}} = 69.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{scorrimento_A1C2} := \frac{R_{Ed_A1C2}}{V_{Ed_A1C2}} = 1.225 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI COLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1.3$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 164.429 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 57.087 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 19.146^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 71.669 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 27.093 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = 44.576 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 0.271 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 33 \cdot \text{kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 1.758 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right)\right)^2 = 8.7$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 4.913$$

$$i_{q_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.426$$

$$i_{\gamma_A1C2} := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.278$$

$$s_q := s_\gamma = 1$$

$$s_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 1$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi_d)}\right)^{0.35} = 1$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_{q_A1C2} \cdot s_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_{\gamma_A1C2} \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma = 146.377 \cdot \text{kPa}$$

Verifica

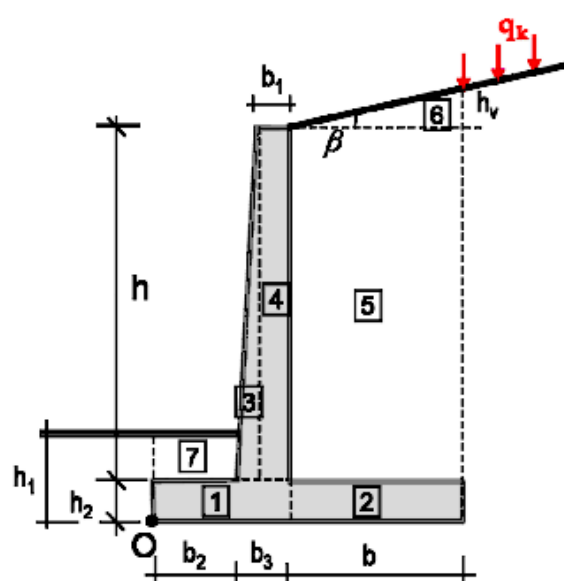
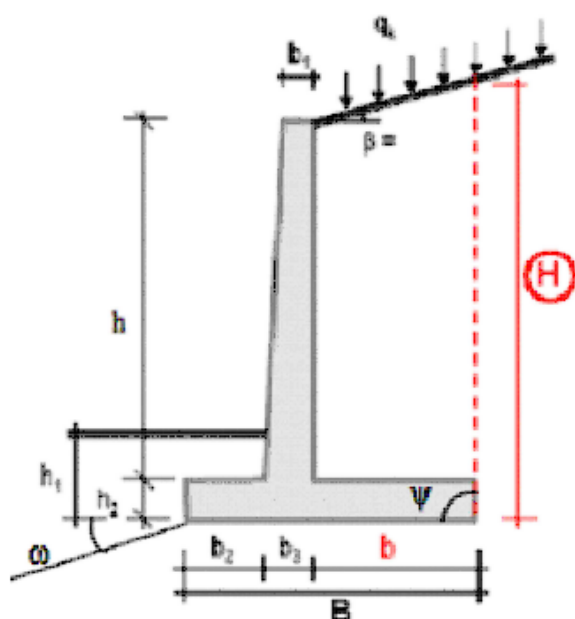
$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 1.565$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

Manufatto di derivazione - srea di laminazione golenale
Verifiche GEO - NTC08 - CONDIZIONE SISMICA

Dati geometrici

$h := 2.90\text{m}$	altezza paramento
$h_1 := 1.65\text{m}$	profondità piano di fondazione
$h_2 := 0.40\text{m}$	spessore soletta di fondazione
$b_1 := 0.40\text{m}$	spessore paramento in sommità
$b_3 := 0.40\text{m}$	spessore paramento alla base
$b_2 := 0.40\text{m}$	lunghezza scarpa di valle
$b := 1.50\text{m}$	lunghezza scarpa di monte
$\beta := 0^\circ$	angolo di pendio
$\psi := 90^\circ$	inclinazione della faccia di monte del paramento vs all'orizzontale
$\omega := 0^\circ$	inclinazione del terreno a valle vs all'orizzontale
$q_0 := 0\text{kPa}$	pressione geostatica al piano di posa
$B := b_2 + b_3 + b = 2.3\text{m}$	lunghezza base
$H := h_2 + h + b \cdot \tan(\beta) = 3.3\text{m}$	altezza parete virtuale spinta attiva



Valori caratteristici dei parametri dei materiali e delle azioni

$$\gamma_{tk} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso di volume del terreno}$$

$$\varphi_k := 28^\circ \quad \text{angolo di resistenza al taglio del terreno}$$

$$\delta_k := \frac{2}{3} \cdot \varphi_k = 18.667^\circ \quad \text{angolo di attrito terra-muro}$$

$$\gamma_{mk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso di volume del muro (c.a.)}$$

$$q := 0 \text{ kPa} \quad \text{sovraccarico (variabile) sul terrapieno}$$

Parametri sismici

$$a_{\max} := 0.0744 \cdot g = 0.73 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{accelerazione orizzontale massima al sito} = a_g \times S_s \times S_t$$

$$\beta_m := 1 \quad \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica}$$

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.074 \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v := -0.5 \cdot k_h = -0.037 \quad \text{coefficiente sismico verticale (verso l'alto - conservativamente)}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.077 \cdot \text{rad} \quad \text{inclinazione della spinta funzione dell'intensità sismica } k_h$$

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe&Okabe

$$K_{AE}(\phi, \delta, \beta, \psi, \theta) := \begin{cases} \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} & \text{if } \beta \leq \phi - \theta \\ \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

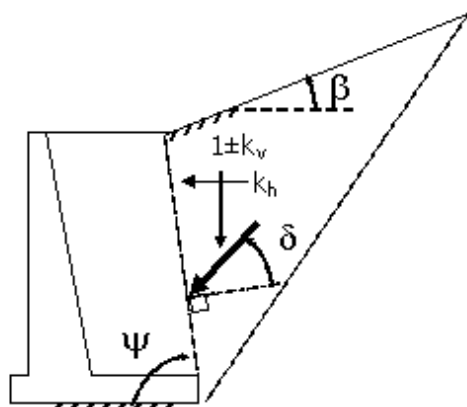
Valore caratteristico - coefficienti parziali M1 ($\gamma_M=1$)

$$K_{AE_k} := K_{AE}(\varphi_k, \delta_k, \beta, \psi, \theta) = 0.375$$

Valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

$$\varphi_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1.25}\right) = 23.043^\circ \quad \delta_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\delta_k)}{1.25}\right) = 15.124^\circ$$

$$K_{AE_d} := K_{AE}(\varphi_d, \delta_d, \beta, \psi, \theta) = 0.45$$



Spinta attiva - valore caratteristico

Spinta del terrapieno

$$S_{tk} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{tk} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_k} = 39.334 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tkh} := S_{tk} \cdot \cos(\delta_k) = 37.265 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkh} := \frac{H}{3} = 1.1 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{tkv} := S_{tk} \cdot \sin(\delta_k) = 12.589 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tkv} := B = 2.3 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qk} := q \cdot H \cdot K_{AE_k} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qkh} := S_{qk} \cdot \cos(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkh} := \frac{H}{2} = 1.65 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

$$S_{qkv} := S_{qk} \cdot \sin(\delta_k) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qkv} := B = 2.3 \text{ m}$$

braccio vs al punto O

Spinta attiva - valore di progetto - coefficienti parziali M2 ($\gamma_M=1.25$)

Spinta del terrapieno

$$S_{td} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot H^2 \cdot K_{AE_d} = 47.164 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{tdh} := S_{td} \cdot \cos(\delta_d) = 45.531 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdh} := \frac{H}{3} = 1.1 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{tdv} := S_{td} \cdot \sin(\delta_d) = 12.305 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{tdv} := B = 2.3 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Spinta del sovraccarico

$$S_{qd} := q \cdot H \cdot K_{AE_d} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{qdh} := S_{qd} \cdot \cos(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdh} := \frac{H}{2} = 1.65 \text{ m}$$

H - braccio vs al punto O

$$S_{qdv} := S_{qd} \cdot \sin(\delta_d) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{qdv} := B = 2.3 \text{ m}$$

V - braccio vs al punto O

Azioni **verticali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma G1=1$

V_i = azione verticale i-esima B_{vi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$\begin{aligned} 1) \quad V_1 &:= \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 7.702 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & 6) \quad V_6 &:= \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot (1 + k_v) = -1.603 \times 10^{-15} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ B_{v1} &:= \frac{b_2 + b_3}{2} = 0.4 \text{ m} & B_{v6} &:= b_2 + b_3 + \frac{2 \cdot b}{3} = 1.8 \text{ m} \\ M_{v1} &:= V_1 \cdot B_{v1} = 3.081 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & M_{v6} &:= V_6 \cdot B_{v6} = -2.886 \times 10^{-15} \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \quad V_2 &:= \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot (1 + k_v) = 14.442 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & 7) \quad V_7 &:= \max[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 + k_v)] = 9.628 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ B_{v2} &:= b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 1.55 \text{ m} & B_{v7} &:= \frac{b_2}{2} = 0.2 \text{ m} \\ M_{v2} &:= V_2 \cdot B_{v2} = 22.385 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & M_{v7} &:= V_7 \cdot B_{v7} = 1.926 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3) \quad V_3 &:= \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot (1 + k_v) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ B_{v3} &:= b_2 + \frac{2 \cdot (b_3 - b_1)}{3} = 0.4 \text{ m} \\ M_{v3} &:= V_3 \cdot B_{v3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4) \quad V_4 &:= \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot (1 + k_v) = 27.921 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ B_{v4} &:= b_2 + b_3 - \frac{b_1}{2} = 0.6 \text{ m} \\ M_{v4} &:= V_4 \cdot B_{v4} = 16.753 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5) \quad V_5 &:= \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot (1 + k_v) = 83.764 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ B_{v5} &:= b_2 + b_3 + \frac{b}{2} = 1.55 \text{ m} \\ M_{v5} &:= V_5 \cdot B_{v5} = 129.834 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 = 143.457 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{vtot}} := M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4} + M_{v5} + M_{v6} + M_{v7} = 173.978 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_v := \frac{M_{\text{vtot}}}{V_{\text{tot}}} = 1.213 \text{ m}$$

Azioni **orizzontali** dovute al peso del muro e del terreno - SEMPRE $\gamma G1=1$

H_i = azione orizzontale i-esima B_{hi} = braccio rispetto al punto O del peso i-esimo

$$1) \quad H_1 := \gamma_{mk} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 \cdot k_h = 0.595 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h1} := \frac{h_2}{2} = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{h1} := H_1 \cdot B_{h1} = 0.119 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$2) \quad H_2 := \gamma_{mk} \cdot b \cdot h_2 \cdot k_h = 1.116 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h2} := \frac{h_2}{2} = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{h2} := H_2 \cdot B_{h2} = 0.223 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$3) \quad H_3 := \gamma_{mk} \cdot (b_3 - b_1) \cdot \frac{h}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h3} := \frac{h}{3} + h_2 = 1.367 \text{ m}$$

$$M_{h3} := H_3 \cdot B_{h3} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$4) \quad H_4 := \gamma_{mk} \cdot b_1 \cdot h \cdot k_h = 2.158 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h4} := \frac{h}{2} + h_2 = 1.85 \text{ m}$$

$$M_{h4} := H_4 \cdot B_{h4} = 3.992 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$5) \quad H_5 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot h \cdot k_h = 6.473 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h5} := \frac{h}{2} + h_2 = 1.85 \text{ m}$$

$$M_{h5} := H_5 \cdot B_{h5} = 11.975 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$6) \quad H_6 := \gamma_{tk} \cdot b \cdot \frac{(H - h - h_2)}{2} \cdot k_h = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h6} := \frac{(H - h - h_2)}{3} + h + h_2 = 3.3 \text{ m}$$

$$M_{h6} := H_6 \cdot B_{h6} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$7) \quad H_7 := \left[\max \left[0, \gamma_{tk} \cdot b_2 \cdot (h_1 - h_2) \right] \right] \cdot k_h = 0.744 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{h7} := h_2 + \frac{(h_1 - h_2)}{2} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{h7} := H_7 \cdot B_{h7} = 0.763 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 11.086 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{htot}} := M_{h1} + M_{h2} + M_{h3} + M_{h4} + M_{h5} + M_{h6} + M_{h7} = 17.071 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_h := \frac{M_{\text{htot}}}{H_{\text{tot}}} = 1.54 \text{ m}$$

STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO

EQU + M2

$\gamma_{G1f_EQU} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 0.9 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.1 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_EQU} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.5 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Momento ribaltante dovuto alle spinte del terrapieno e del sovraccarico

$$M_t := \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} - \gamma_{G1sf_EQU} \cdot S_{tdv} \cdot B_{tdv} = 21.781 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_q := \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} - \gamma_{Q_EQU} \cdot S_{qdv} \cdot B_{qdv} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rib} := M_t + M_q = 21.781 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro e del terrapieno sovrastante

$$M_{stab} := \gamma_{G1f_EQU} \cdot (M_{vtot} - M_{htot}) = 156.907 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{ribaltamento} := \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 7.204 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI SCORRIMENTO

A1-C2 (A2+M2+R2)

$$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{Q_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$$\gamma_{R_A1C2} := 1$$

coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Azione di progetto (spinta terrap.+spinta del sovraccarico+forza inerzia muro+terrapieno sopra)

$$V_{Ed_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 56.616 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistenza di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$R_{Ed_A1C2} := \frac{(\gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv}) \cdot \tan(\sigma_d)}{\gamma_{R_A1C2}} = 66.256 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\text{scorrimento_A1C2} := \frac{R_{Ed_A1C2}}{V_{Ed_A1C2}} = 1.17 > 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

STATO LIMITE DI COLLASSO PER CARICO LIMITE

A1-C2 (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1f_A1C2} := 1$ coefficiente parziale favorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{G1sf_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi permanenti
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{Q_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sfavorevole per carichi variabili
= 1.3 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

$\gamma_{R_A1C2} := 1$ coefficiente parziale sulla resistenza - R2
= 1.0 in condizioni statiche
= 1.0 in condizioni sismiche

Componente verticale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$V_{A1C2} := \gamma_{G1f_A1C2} \cdot V_{tot} + \gamma_{G1f_A1C2} \cdot S_{tdv} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} = 155.763 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto (peso muro+terrapieno sopra+componente verticale spinta)

$$H_{A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} + \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot H_{tot} = 56.616 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale

$$i_{A1C2} := \text{atan}\left(\frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 19.975^\circ$$

Eccentricità

$$M_{H_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdh} \cdot B_{tdh} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdh} \cdot B_{qdh} + M_{htot} = 67.155 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{V_A1C2} := \gamma_{G1sf_A1C2} \cdot S_{tdv} \cdot \frac{B}{2} + \gamma_{Q_A1C2} \cdot S_{qdv} \cdot \frac{B}{2} + V_{tot} \cdot \left(e_v - \frac{B}{2}\right) = 23.153 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{A1C2} := M_{H_A1C2} - M_{V_A1C2} = 44.001 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$e_{A1C2} := \max\left(\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}, -\frac{M_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right) = 0.282 \text{ m}$$

Carico limite

$$q_v := \gamma_{tk} \cdot h_1 = 33 \text{ kPa}$$

$$B_{eff_A1C2} := \max(0 \text{ m}, B - 2 \cdot e_{A1C2}) = 1.735 \text{ m}$$

$$N_q := e^{\frac{\pi \cdot \tan(\phi_d)}{\left(\tan\left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2}\right)\right)^2}} = 8.7$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi_d) = 4.913$$

$$i_q := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^2 = 0.405$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{H_{A1C2}}{V_{A1C2}}\right)^3 = 0.258$$

$$g_q := g_\gamma = 1$$

$$g_\gamma := (1 - 0.5 \cdot \tan(\omega))^5 = 1$$

$$z_q := z_\gamma = 0.935$$

$$z_\gamma := \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi_d)}\right)^{0.35} = 0.935$$

$$q_{lim_A1C2} := q_v \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma_{tk} \cdot B_{eff_A1C2} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma = 129.301 \text{ kPa}$$

Verifica

$$\text{capacità_portante_A1C2} := \frac{\left[\frac{(q_{lim_A1C2} - q_0)}{\gamma_{R_A1C2}} + q_0\right] \cdot B_{eff_A1C2}}{V_{A1C2}} = 1.44$$

> 1
→ VERIFICA
SODDISFATTA

8.1.1.4 Verifiche strutturali

Stato limite di esercizio

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2 e per ferri di diametro massimo $\varnothing 20$, a 160 MPa.

Ai fini del calcolo strutturale, conservativamente, si considerano condizioni di spinta a riposo.

Il momento flettente nella sezione di attacco della mensola è pari a:

$$M = 1/6 \cdot 20\text{kN/m}^3 \cdot (3\text{m})^3 \cdot (k_0=0.55) + 1/2 \cdot 10\text{kPa} \cdot (3\text{m})^2 \cdot (k_0=0.55) \sim 75 \text{ kNm/m}$$

Si considera un'armatura in zona tesa pari a $\varnothing 20/200$ ($\rho = 0.39 \%$).

Al lembo compresso si prevedono $\varnothing 12/200$ ($\rho = 0.14 \%$).

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	34

Tipo Sezione:
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 75 kNm
 x_{Ed} 0
 y_{Ed} 0

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali:
B450C **C32/40**
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Verifica:
 σ_c -4.676 N/mm²
 σ_s 156.6 N/mm²
 ε_s 0.7828 ‰
 d 34 cm
 x 10.52 x/d 0.3094
 δ 0.8268

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 160 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Stato limite di ultimo

Flessione

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3\text{MPa}/160\text{MPa} = 2.4$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica; pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Taglio

La verifica è condotta considerando un regime di spinta a riposo in condizioni statiche, amplificando i carichi di un coefficiente di sicurezza conservativamente pari a 1.5. Tale condizione involuppa quella sismica, per la quale si considerano condizioni di spinta attiva.

Il taglio SLU nella sezione di attacco della mensola è pertanto pari a:

$$V = 1.5 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot 20\text{kN/m}^3 \cdot (3\text{m})^2 \cdot (k_0=0.55) + 10\text{kPa} \cdot 3\text{m} \cdot (k_0=0.55) \right] = 120 \text{ kNm/m}$$

Il valore del taglio resistente, in assenza di specifica armatura, è calcolato come segue:

Resistenza a taglio di una piastra in assenza di armatura a taglio

Input

Materiali

$$f_{ck} := 32\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Geometria

$$d := 350\text{mm}$$

Armatura a flessione

$$A_{sl} := 1000 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Output

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2 \right) = 1.756$$

$$\rho_l := \min \left[\frac{A_{sl}}{(d)}, 0.02 \right] = 2.857 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd_c} := \max \left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right] \cdot \text{MPa} \cdot d, \left[\left(0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d \right] \right] = 161.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché il taglio resistente è superiore al taglio sollecitante, la verifica è soddisfatta.

8.1.1.5 Sintesi incidenza armatura

In accordo alle verifiche strutturali precedentemente riportate, considerando l'altezza variabile del muro e considerando un incremento del 15% in modo da mettere in conto le sovrapposizioni, le legature di parete e i ferri distanziatori in fase di costruzione per la fondazione, l'incidenza di armatura è circa 65 kg/m^3 .

8.1.2 Manufatto di scarico

8.1.2.1 Descrizione dell'opera

Il manufatto di scarico è costituito da un tombotto scatolare in calcestruzzo armato. $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$

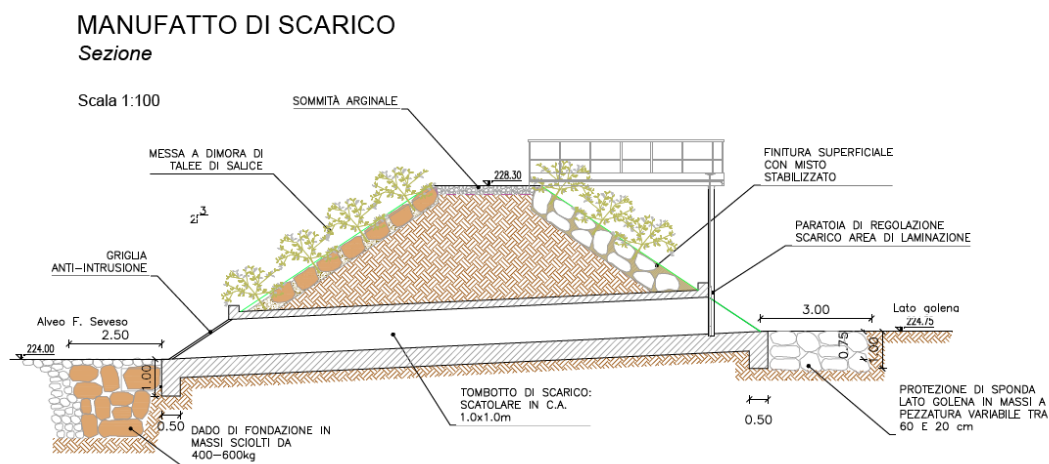


Figura 74: Manufatto di scarico.

8.1.2.2 Aspetti idraulici

Dal punto di vista idraulico, il massimo livello dell'acqua è pari a 227.30 m s.m..

Si ipotizza un andamento linearmente decrescente delle sottospinte idrauliche dall'area di laminazione al T. Seveso (come da figura).

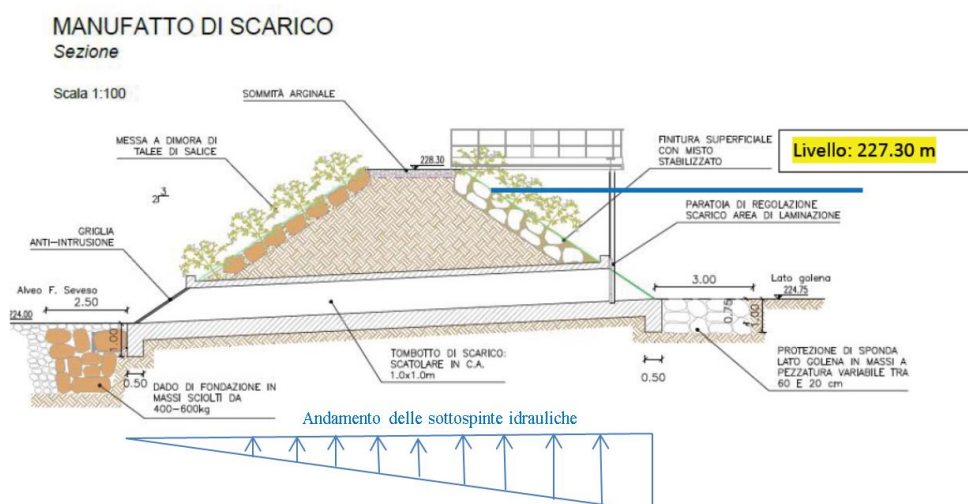


Figura 75: Configurazione idraulica.

8.1.2.3 Verifiche geotecniche e di equilibrio globale

La quota massima del rilevato arginale è pari a +228.30 m s.m..

La quota media del piano di posa della fondazione è pari a +223.875 m s.m..

Si considera un livello idraulico lato area di laminazione pari a +227.30 m s.m. mentre lato T. Seveso paria +224.00 m s.m..

Per le proprietà meccaniche del terreno si fa conservativamente riferimento a quanto riportato in Tabella 1.

8.1.2.3.1 Criteri di calcolo delle spinte

Condizioni statiche

Spinta a riposo

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale

totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui, considerando il piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{OCR}$$

Con $OCR = GSC$ = grado di sovraconsolidazione.

In questo caso, pur operando secondo un approccio agli SLU, in una combinazione A2+M2+R2, K_0 può essere valutato sempre con riferimento all'angolo d'attrito caratteristico

ϕ_k .

Spinta passiva

Analogamente al caso attivo, si pone:

$$\sigma_p(z) = K_p \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui il coefficiente di spinta passiva dipende dall'attrito terra-muro. Si fa riferimento alla figura seguente.

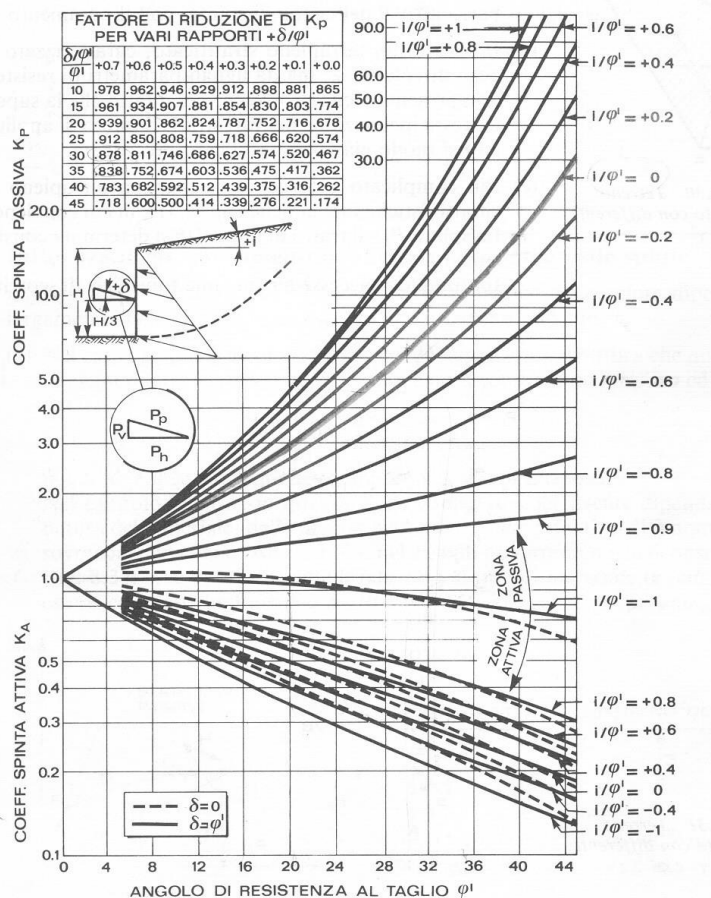


Figura 76: coefficienti di spinta attiva/passiva in condizioni statiche.

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, combinazione GEO (M2), si considera l'angolo d'attrito di progetto, introducendo il fattore di sicurezza parziale di 1.25 sulla tangente dell'angolo stesso: $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$.

Condizioni sismiche

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso

la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

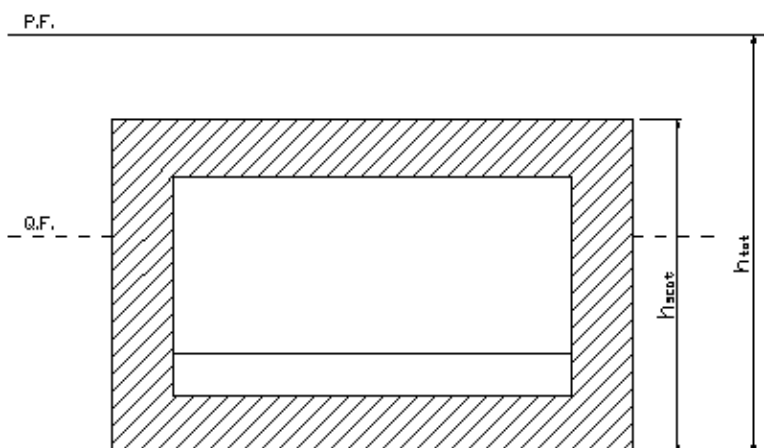


Figura 77: Geometria di riferimento.

8.1.2.3.2 Approccio di calcolo

Nel complesso la generica sezione trasversale del manufatto deve essere verificata per la concomitanza di azioni verticali, orizzontali e ribaltanti.

Trattandosi di norma di struttura interrata, ai fini del calcolo delle resistenze in gioco, si opera in accordo con quanto delineato nel seguito, al fine di assicurare schemi coerenti con le resistenze in gioco e, nel contempo, evitare assunzioni eccessivamente gravose oltreché irrealistiche.

Si consideri il seguente schema in cui sono indicate le azioni mobilitanti e quelle resistenti (in rosso):

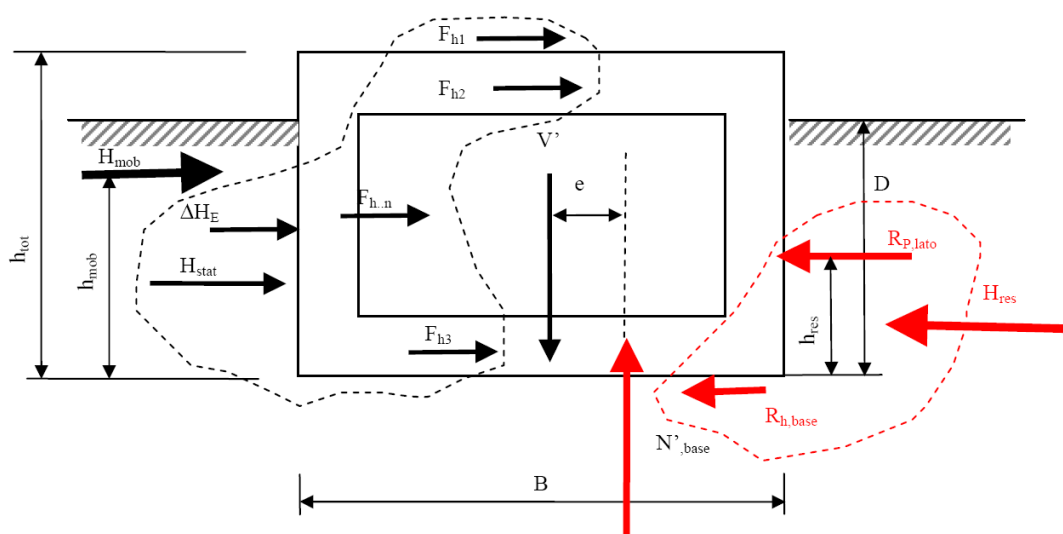


Figura 78: Schema di calcolo.

Sia

- $V' = N'_{base}$ = risultante delle azioni verticali, al netto dell'eventuale sottospinta dell'acqua e comprensiva dell'eventuale componente verticale dell'accelerazione sismica;
- H_{stat} = risultante delle spinte efficaci del terreno in condizioni statiche, mobilitanti (da un lato)
- ΔH_E = risultante delle sovra spinte sismiche (da un lato, mobilitanti)
- F_{h1}, \dots, F_{hn} = azioni orizzontali esterne mobilitanti applicate al manufatto, tra le quali, in caso sismico, l'azione inerziale data dalla massa del manufatto moltiplicata per l'accelerazione sismica orizzontale
- $R_{h,base}$ = resistenza offerta dalla base, che può essere calcolata come il minimo tra l'azione possibile per attrito e la massima azione orizzontale compatibile con la richiesta di capacità portante della fondazione soggetta ad un'azione V' , ad un'eccentricità dei carichi dovuta a tutte le azioni orizzontali, corrispondente ad un rapporto fra azione orizzontale ed azione verticale $H/V = R_{h,base} / V'$ (vedi in seguito)
- $R_{p,lato}$ = resistenza laterale offerta dal rinterro lato resistente, necessaria affinché l'equilibrio sia rispettato

Si potrà procedere come segue:

6. Si determinano, per la combinazione di interesse, V' , H_{stat} , ΔH_E , ΣF_{hi}

7. Si calcola la risultante delle azioni orizzontali mobilizzanti e delle azioni orizzontali resistenti, ed i relativi momenti rispetto alla base:

$$H_{mob} = H_{stat} + \Delta H_E + \Sigma F_{hi} \quad M_{mob} = H_{mob} \cdot h_{mob}$$

$$H_{res} = R_{h,base} + R_{p,lato} \quad M_{res} = R_{p,lato} \cdot h_{res}$$

ove, per l'equilibrio, dovrà essere

$$H_{mob} = H_{res} \quad M = M_{mob} - M_{res}$$

In linea di principio, quindi, è solo possibile conoscere la somma H_{res} delle resistenze, ma non i due addendi, che potranno essere espressi nel seguente modo

$$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$$

$$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$$

$$M = H_{mob} \cdot h_{mob} - (1 - \alpha) \cdot H_{mob} \cdot h_{res}$$

$$\text{con } 0 \leq \alpha \leq 1$$

8. Inizialmente si può ipotizzare che $R_{p,lato} = H_{stat}$, ossia che la risultante complessiva delle spinte del terreno statiche sia nulla; da cui $\alpha = 1 - (H_{stat} / H_{mob})$. Questa assunzione è coerente con il fatto che, inizialmente, si assume che l'incremento di azioni orizzontali determini un incremento di reazione alla base, piuttosto che mobilitare un incremento di spinta del cuneo di terreno "passivo"

9. Si calcola, per il rapporto $R_{h,base} / V' = \alpha \cdot H_{mob} / V'$, e l'eccentricità "e" = M/V' , la capacità portante della fondazione, con le equazioni riportate nel seguito, se tale capacità portante è inferiore a quella minima richiesta, si riduce $R_{h,base} (\alpha)$ fino ad ottenere una capacità portante uguale a quella richiesta; chiamiamo $R_{h,max}$ il massimo valore possibile affinché sia garantita la capacità portante ($R_{h,max} \leq R_{h,base}$) e α_{max} il valore di α corrispondente a $R_{h,max}$.

10. La resistenza offerta dalla fondazione sarà quindi pari a:

$$R_{h,base} = \min (R_{h,max}; \mu_d \cdot V') \text{ con } \mu_d = \text{coeff. d'attrito alla base, di progetto}$$

$$\alpha = \min (R_{h,max}; \mu_d \cdot V') / H_{mob} = \min (\alpha_{max}; \mu_d \cdot V' / H_{mob})$$

Una volta concluso, questo processo fornisce la resistenza minima $R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$ che deve essere fornita dal rilevato assoggettato a spinte maggiori della spinta a riposo (rilevato a destra del manufatto, nella Figura 78)

A questo punto è sufficiente verificare che $R_{p,lato}$ sia congruamente inferiore della resistenza passiva offribile dal rilevato stesso, in condizioni sismiche, resistenza da valutarsi con i valori

di K_{PE} indicati in Figura 76.

Quanto alla valutazione delle spinte statiche lato mobilitante (a sinistra nella Figura 78) si fa riferimento ai valori di spinta a riposo e di sovraspinta secondo il criterio di Wood.

Si noti che nella valutazione della resistenza passiva disponibile si è tenuto conto del sovraccarico equivalente ad uno spessore H_{ril} di rilevato (inteso come profondità dal piano campagna) al di sopra della sommità del manufatto: con riferimento alla figura, la spinta passiva è valutata come:

$$S_p = K_p \cdot \bar{\gamma} \cdot \left(\frac{h_{tot}^2}{2} + h_{tot} \cdot H_{ril} \right)$$

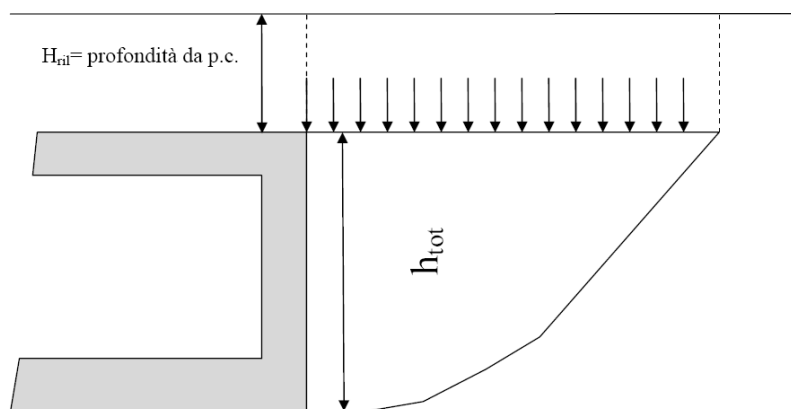


Figura 79: contributo del rilevato alla spinta passiva.

Con riferimento alla Figura 78, è pertanto necessario disporre dei seguenti dati:

- Geometria della sezione (h_{tot} , B , D):
- Risultante V' dei carichi verticali al netto dell'eventuale sottospinta dell'acqua:
- Risultante di tutte le spinte mobilitanti (H_{mob}) e relativo braccio h_{mob} ;
- Braccio della reazione lato cuneo "passivo" h_{res} che, in assenza di determinazioni più precise, può essere posto pari a $D/3$;
- Eventuale componente orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica pseudo-statica;

Per il calcolo della capacità portante si adotta la formula di Brinch-Hansen specializzata al caso terreni granulari, per fondazioni per le quali le azioni orizzontali H ed i momenti M agiscono, insieme con le azioni verticali V , prevalentemente nel piano trasversale, ossia nella direzione parallela al lato minore B (vedere Figura 80).

Le formule che permettono di calcolare i vari coefficienti che concorrono alla capacità

portante sono espresse dalle seguenti relazioni:

$$q_{u,d} = \frac{\left(q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B_{eff} \cdot \bar{\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma \right)}{\gamma_R}$$

dove

$\bar{\gamma}$ = peso specifico medio del terreno (nella parte coinvolta dal meccanismo di rottura);

B_{eff} = larghezza efficace minore della fondazione ($B - 2e$), con $e = M/N$;

q = sovraccarico ai lati (permanente) posto pari al peso efficace del terreno ai lati (nel caso di terreno in falda, va preso il sovraccarico efficace);

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{eff}}{L} \cdot \sin(\phi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B_{eff}}{L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \begin{cases} D/B_{eff} & \text{se } D/B_{eff} < 1 \\ \tan^{-1}(D/B_{eff}) & \text{se } D/B_{eff} \geq 1 \end{cases}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$i_q = \left[1 - \left(\frac{0.5 \cdot H}{V} \right) \right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - \left(\frac{0.7 \cdot H}{V} \right) \right]^5$$

$$g_q = 1$$

$$g_\gamma = 1$$

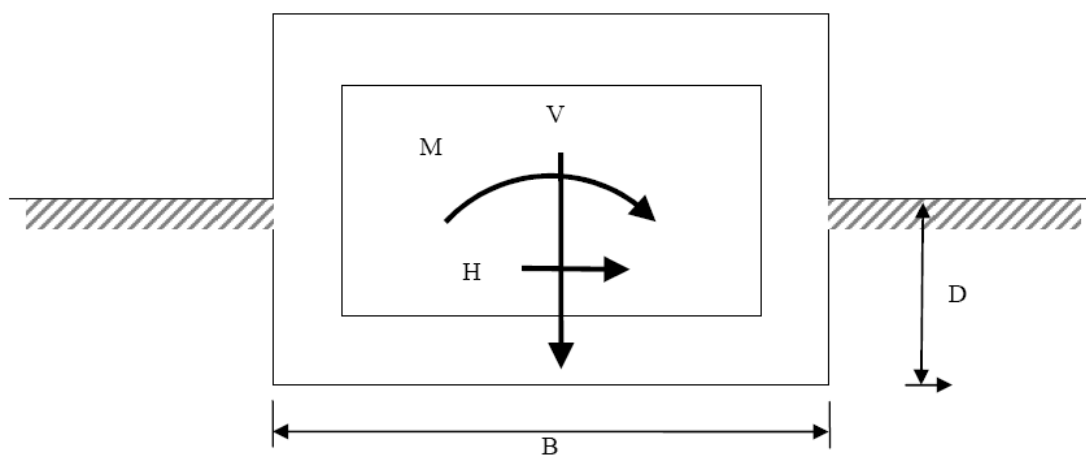


Figura 80: capacità portante-schema di calcolo.

I coefficienti z_q e z_γ tengono conto dell'accelerazione sismica nell'ammasso di terreno coinvolto dal meccanismo di rottura. Si possono adottare, a tale proposito i valori suggeriti da Paolucci & Pecker (1997) tramite la seguente espressione analitica :

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi)}\right)^{0.35}$$

con k_h = coefficiente d'intensità sismica prescelto, da assumersi pari al valore $a_{\max}(\text{SLV})$.

In tutte queste relazioni, le azioni e l'angolo d'attrito sono da intendersi come valori di progetto.

8.1.2.3.3 Verifiche di dettaglio

Per il manufatto in esame si considera quanto segue:

- Quote:

- Quota pelo libero area di laminazione: +227.30 m s.m.
- Quota pelo libero T.Seveso: +224.00 m s.m.
- Quota media rilevato arginale: +227.30 m s.m.
- Quota media sotto fondazione: +224.00 m s.m.

- Dimensioni manufatto:

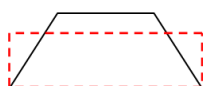
- $h_{\text{tot}} = 1.50\text{m}$;
- $B = 1.50\text{m}$;
- $D = 3.1\text{ m}$ (valore medio);

l'altezza media del rilevato è pari a:

$$A_{\text{trapezio}} = (B+b) \cdot h/2 = (12+3)\text{m} \cdot 2.6\text{m}/2 = 19.5\text{ m}^2$$

$$h_{\text{eq}} = A_{\text{trapezio}} / B = 1.6\text{ m}$$

$$D = h_{\text{tot}} + h_{\text{eq}} = 3.1\text{m}$$



- Parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione

- $\phi_k' = 28^\circ$ (vedi parametri Tabella 1)
- $\bar{\gamma} = \gamma' = 10\text{ kN/m}^3$

- Coefficiente sismico

- $k_h = a_{\max}/g = 0.0744$ (vedi capitolo 5)
- $k_v = 0.5 \cdot a_{\max}/g = 0.0372$

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza passiva offerta dal rinfilanco, si considerano i seguenti parametri medi, in accordo al paragrafo 8.2 della A.3.4 : “RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA”;

- $\gamma_{\text{rinf}} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi_k' = 35^\circ - \phi_d' = 29^\circ$.

Di seguito le azioni di calcolo:

- Risultante V' dei carichi verticali al netto della sotto-spinta dell'acqua
 - peso del manufatto
 $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.50 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} - 1.0 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m}) = 31 \text{ kN/m}$ (statica)
 $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.50 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} - 1.0 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m}) \cdot (1 - k_v) = 30 \text{ kN/m}$ (sismica)
 - peso medio rilevato (h media sopra manufatto 1.6m)
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} = 48 \text{ kN/m}$ (statica)
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot (1 - k_v) = 46 \text{ kN/m}$ (sismica)
 - sotto-spinta idraulica (battente medio 1.65m)
 $10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.65 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} = 25 \text{ kN/m}$ (statica)
 $10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.65 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot (1 - k_v) = 24 \text{ kN/m}$ (sismica)
- Risultante H_{mob} dei carichi orizzontali mobilitanti
 - spinta a riposo
 $0.5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.50 \text{ m})^2 \cdot (k_0 = 0.52) +$
 $+ (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.6 \text{ m} + 10 \text{ kPa}) \cdot 1.5 \text{ m} \cdot (k_0 = 0.52) = 45 \text{ kN/m}$ (statica)
 $0.5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot (1 - k_v) \cdot (1.50 \text{ m})^2 \cdot (k_0 = 0.52) +$
 $+ (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.6 \text{ m} + 10 \text{ kPa}) \cdot (1 - k_v) \cdot 1.5 \text{ m} \cdot (k_0 = 0.52) = 43 \text{ kN/m}$ (sismica)
 - sovra-spinta sismica (Wood)
 $20 \text{ kN/m}^3 \cdot (1 - k_v) \cdot (1.50 \text{ m} + 1.65 \text{ m})^2 \cdot 0.0744 / (1.50 \text{ m} + 1.65 \text{ m}) \cdot 1.50 \text{ m} = 7 \text{ kN/m}$
 - forza d'inerzia manufatto
 $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.50 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} - 1.0 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m}) \cdot (1 - k_v) \cdot 0.0744 = 3 \text{ kN/m}$
- Braccio di H_{mob}
 - spinta a riposo
0.6m
 - sovra-spinta sismica (Wood) e forza d'inerzia
0.75m

Ai fini delle verifiche si considera quanto segue:

condizione	V' [kN/m]	H _{mob} [kN/m]	h _{mob} [m]
STATICA	54	45	0.60
SISMICA	52	53	0.65

Figura 81: Azioni di verifica.

Di seguito il calcolo nel dettaglio, in accordo alla procedura descritta nel paragrafo precedente.

Come si può notare, nella condizione sismica, maggiormente gravosa, il 63% dell'azione sollecitante è affidato alla spinta passiva, mobilitando tuttavia un'esigua parte; il 13%, della resistenza passiva disponibile, valore da ritenersi largamente accettabile. Si evidenzia comunque che l'introduzione di spinte a riposo e secondo la teoria di Wood conduce ad una stima largamente per eccesso, specie nel caso in cui si hanno significativi impegni dei meccanismi resistenti. Questa osservazione permette di concludere che il grado di sicurezza dell'opera è certamente maggiore di quello derivante da questo calcolo, da cui si evincono margini di sicurezza comunque superiori a quelli richiesti dalla normativa.

TITOLO: Manufatto di scarico - area golenale - condizione statica
CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008
strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore
piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	28 °	0.4887 rad	
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	28 °	0.4887 rad	
coefficiente γ_ϕ	1.25		
coefficiente $\gamma_{R, capacità portante}$	1.8	Approccio 1 - comb. 2	
coefficiente $\gamma_{R, scorrimento}$	1.1	A2+M2+R2	
angolo d'attrito di design ϕ'_d	23.04 °	0.4022 rad	$\tan(\phi'_d) = 0.43$
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	23.04 °	0.4022 rad	$\mu_d = 0.43$
Dimensione minore B [m]	1.5 m	Dim maggiore L [m]	1.00E+02 m
Profondità da piano campagna D [m]	3.1 m		
q' = carico perm ai lati	60 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	10 kN/m³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	0 g		
Risultante carichi verticali V'	54 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	45 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	0.6 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	0.5 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	45%		
$R_{h, base} = \alpha \cdot H_{mob}$	20 kN/m		
$R_{p, lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	25 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	45 kN/m		
M_{mob}	27 kNm/m		
M_{res}	-12 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	15 kNm/m		
eccentricità e	0.27 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	0.96 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico	
Rapporto B_{eff}/L	0.00958		
Rapporto D/B_{eff}	3.23478		
$q_{ed} = V' / B_{eff}$	56.35 kPa	sollecitazione	
Rapporto $R_{h, base} / V'$ orizz/verticale	0.38		

calcolo capacità portante

	$N_{q,y}$	$s_{q,y}$	$d_{q,y}$	$i_{q,y}$	$\xi_{q,y}$	$z_{q,y}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	8.70	1.00	1.40	0.35	1.00	1.00	259	kPa
contributo associato a γ	4.91	1.00	1.00	0.22	1.00	1.00	5	kPa
							somma	264 kPa
$q_{u,d} = 264.31 / 1.8 = 147$ kPa								

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / q_{ed} =$	2.606	> 1 OK	} Minimo=	1.031
----------------------	-------	--------	-----------	--------------

Verifica a scorrimento alla base

$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R, scorrimento}) / R_{h, base}$	1.031	> 1 OK
--	-------	--------

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	24.75	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	279.82	kN/m
Possibile / Richiesta	11.306	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	9%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pe}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
δ/ϕ	0.50	
peso medio cuneo passivo	20.00 kN/m³	
Altezza cuneo passivo	1.50 m	
profondità da p.c	1.60 m	
fi	0.5106 rad	delta
kh	0	kv
alpha	0.3992 rad	K _{pe}
Spinta Passiva	279.82	

TITOLO: Manufatto di scarico - area golenale - condizione sismica
CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008
strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore
piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	28 °	0.4887 rad	
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	28 °	0.4887 rad	
coefficiente γ_ϕ	1.25		
coefficiente $\gamma_{R, capacità portante}$	1.8	Approccio 1 - comb. 2	
coefficiente $\gamma_{R, scorrimento}$	1.1	A2+M2+R2	
angolo d'attrito di design ϕ'_d	23.04 °	0.4022 rad	$\tan(\phi'_d) = 0.43$
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	23.04 °	0.4022 rad	$\mu_d = 0.43$
Dimensione minore B [m]	1.5 m	Dim maggiore L [m]	1.00E+02 m
Profondità da piano campagna D [m]	3.1 m		
q' = carico perm ai lati	60 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	10 kN/m³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0.0744 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.0372 g		
Risultante carichi verticali V'	52 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	53 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	0.65 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	0.5 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	37%		
$R_{h, base} = \alpha \cdot H_{mob}$	20 kN/m		
$R_{p, lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	33 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	53 kN/m		
M_{mob}	34 kNm/m		
M_{res}	-17 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	18 kNm/m		
eccentricità e	0.34 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	0.82 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico	
Rapporto B_{eff}/L	0.00817		
Rapporto D/B_{eff}	3.79383		
$q_{ed} = V' / B_{eff}$	63.64 kPa	sollecitazione	
Rapporto $R_{h, base} / V'$ orizz/verticale	0.38		

calcolo capacità portante

	$N_{q,y}$	$s_{q,y}$	$d_{q,y}$	$i_{q,y}$	$\xi_{q,y}$	$z_{q,y}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	8.70	1.00	1.41	0.35	1.00	0.93	243	kPa
contributo associato a γ	4.91	1.00	1.00	0.22	1.00	0.93	4	kPa
							somma	247 kPa
$q_{u,d} = 247.02 / 1.8 = 137$ kPa								

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / q_{ed} =$	2.156	> 1 OK	} Minimo=	1.025
----------------------	-------	--------	-----------	--------------

Verifica a scorrimento alla base

$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R, scorr}) / R_{h, base}$	1.025	> 1 OK
--	-------	--------

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	33.39	kN/m	
Resistenza possibile (input utente)	256.61	kN/m	
Possibile / Richiesta	7.685	> 1 OK	
perc. spinta passiva richiesta	13%		
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pe}	35.00 °	0.6109 rad	
valore di design	29.26 °	0.5106 rad	
δ/ϕ	0.50		
peso medio cuneo passivo	20.00 kN/m³		
Altezza cuneo passivo	1.50 m		
profondità da p.c	1.60 m		
fi 0.5106 rad	delta 0.255 rad	beta 0 rad	
kh 0.0744	kv -0.037	theta 0.0733 rad	
alpha 0.3606 rad		K_{pe} 3.907	
Spinta Passiva	256.61		

8.1.2.4 Verifiche strutturali

Il calcolo è condotto considerando, dal lato della sicurezza, la sezione centrale, mettendo in conto la massima altezza di rilevato.

Analisi dei carichi

- peso medio rilevato (h media sopra manufatto 1.6m + sovraccarico 10kPa)
$$20\text{kN/m}^3 \cdot 1.6\text{m} + 10\text{kPa} = 42\text{ kPa}$$
- peso del manufatto
$$25\text{kN/m}^3 \cdot (1.50\text{m} \cdot 1.50\text{m} - 1.0\text{m} \cdot 1.0\text{m}) = 31\text{ kN/m}$$
- sotto-spinta idraulica (battente medio 1.65m)
$$10\text{kN/m}^3 \cdot 1.65\text{m} = 16.5\text{ kPa}$$
- spinta a riposo
 - sommità
$$[20\text{kN/m}^3 \cdot 1.6\text{m} + 10\text{kPa}] \cdot (k_0 = 0.52) = 22\text{ kPa}$$
 - piede
$$[20\text{kN/m}^3 \cdot 1.6\text{m} + 10\text{kPa} + 20\text{kN/m}^3 \cdot 1.5\text{m}] \cdot (k_0 = 0.52) = 38\text{ kPa}$$
- sovra-spinta sismica (Wood)
$$20\text{kN/m}^3 \cdot (1 - k_v) \cdot (1.50\text{m} + 1.65\text{m}) \cdot 0.0744 = 4.5\text{kN/m}$$
- forza d'inerzia manufatto
$$25\text{kN/m}^3 \cdot (1.50\text{m} \cdot 1.50\text{m} - 1.0\text{m} \cdot 1.0\text{m}) \cdot (1 - k_v) \cdot 0.0744 = 2.5\text{kN/m}$$
- azione sismica verticale

si considera l'applicazione ai carichi gravitazionali di un coefficiente pari a $(1 \pm k_v)$
- azione termica
 - variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore
 - salto termico di $\pm 5^\circ\text{C}$, analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore
- ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tabella 5: Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 6: Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Pertanto:

deformazione per ritiro da essiccamento

$$A_c = 1000\text{mm} \cdot 250\text{mm} = 250000\text{mm}^2 \quad \text{area della soletta}$$

$$u = 1000\text{mm} \quad \text{perimetro della sezione esposto all'aria}$$

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 500\text{mm} \quad \text{dimensione fittizia}$$

$$k_h = 0.70 \text{ (Tabella 6)}$$

U.R. = 70%

umidità relativa

$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

resistenza cilindrica caratteristica cls

$\epsilon_{c0} = -0.344 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{cd,\infty} = -0.241 \cdot 10^{-3}$

deformazione per ritiro autogeno

$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (32 - 10) \cdot 10^{-6} = -5.5 \cdot 10^{-5}$ (con f_{ck} in N/mm^2)

deformazione totale per ritiro

$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0.24 \cdot 10^{-3}$

il ritiro della soletta può essere considerato come una variazione termica uniforme, negativa, assumendo, trattandosi di un fenomeno lento, un valore convenzionale del modulo elastico ad $1/3 \cdot E_c$, pertanto:

$\sigma_{rit} = \sigma_{\Delta T}$

$\epsilon_{cs} \cdot E_c / 3 = E_c \cdot \alpha_t \cdot \Delta T$

da cui:

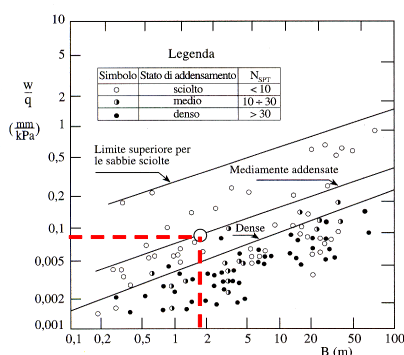
$\Delta T_{rit} = \epsilon_{cs} / (3 \cdot \alpha_t) = 8^\circ\text{C}$

Tale azione è involupata dall'azione termica costante pari a $\pm 10^\circ\text{C}$.

Modello di calcolo

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico piano agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di telaio chiuso.

Le pareti, la soletta e la fondazione sono modellate come elementi tipo “beam”, mentre il suolo con molle elastiche alla Winkler di costante k stimata, sulla base del grado di addensamento del terreno (mediamente addensato) e della dimensione minore della fondazione ($\sim 1.90\text{m}$), in accordo alla seguente figura tratta dal volume “Fondazioni” – Viggiani C. (1999):



$$k = (w/q)^{-1} = (0.3 \cdot 10^{-3})^{-1} \sim 30000 \text{ kPa/m} = 30000 \text{ kN/m}^3$$

Di seguito il modello di calcolo adottato.

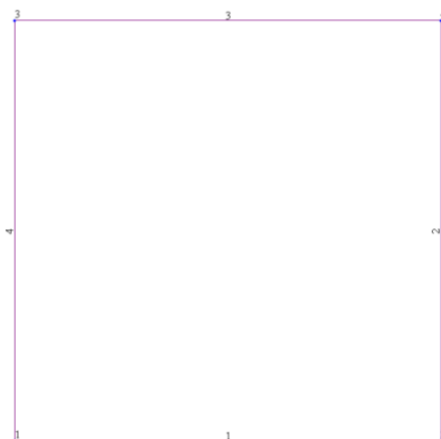


Figura 82: Modello di calcolo.

L'analisi è condotta con il codice di calcolo MIDAS Gen 2015 (v2.1)

Stato limite di esercizio

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni significative per le singole condizioni di carico.

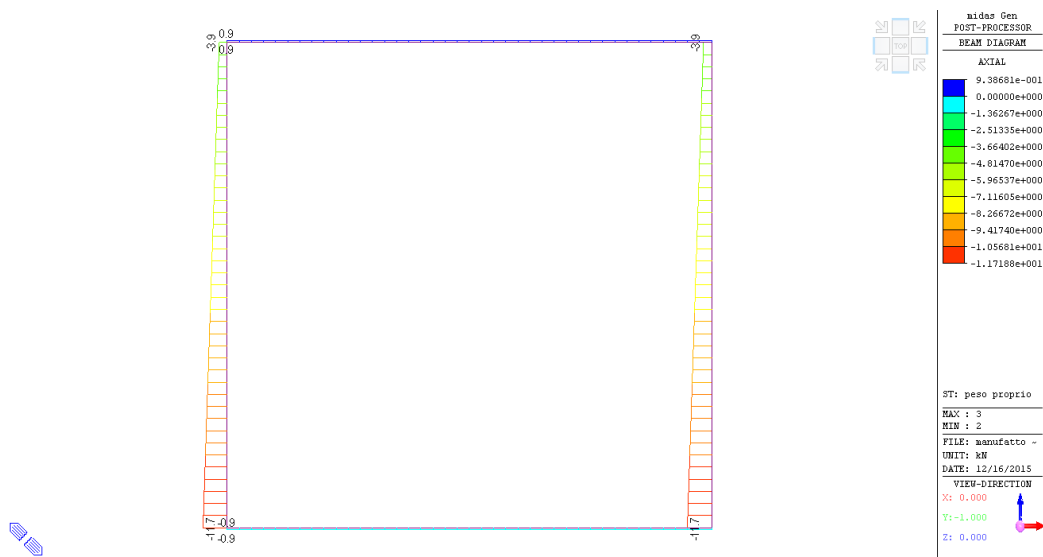


Figura 83: peso proprio-Fx.

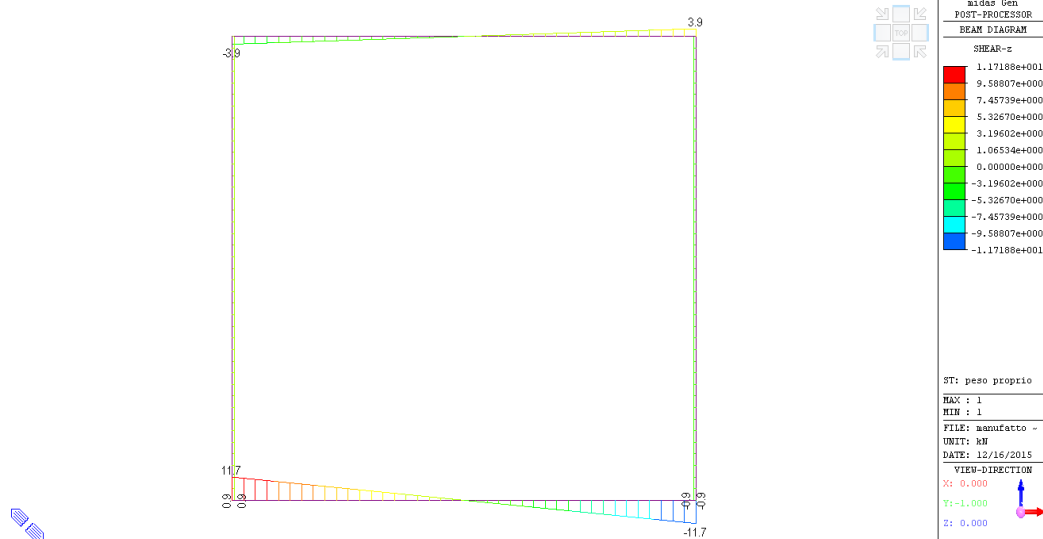


Figura 84: peso proprio-Fz.

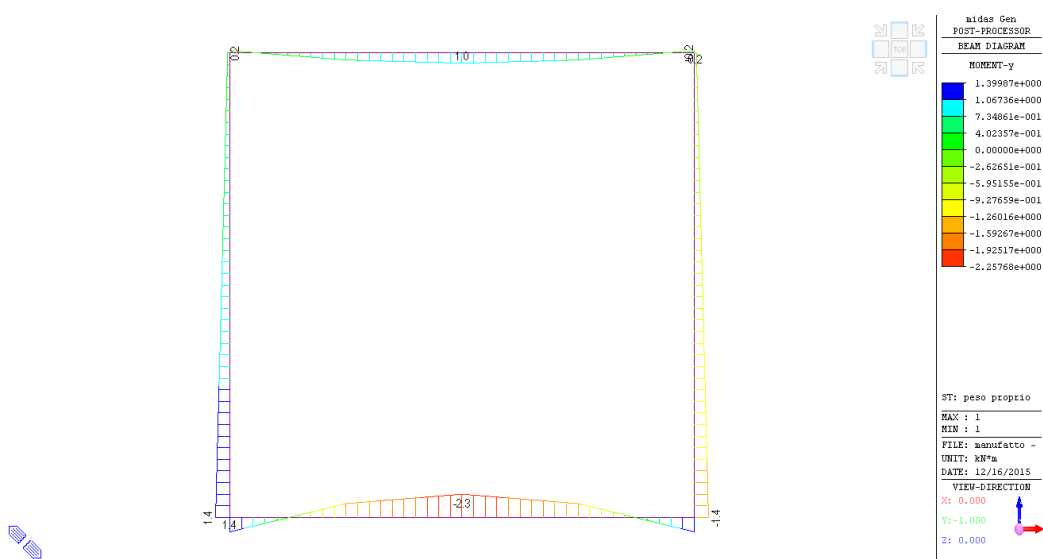


Figura 85: peso proprio-My.

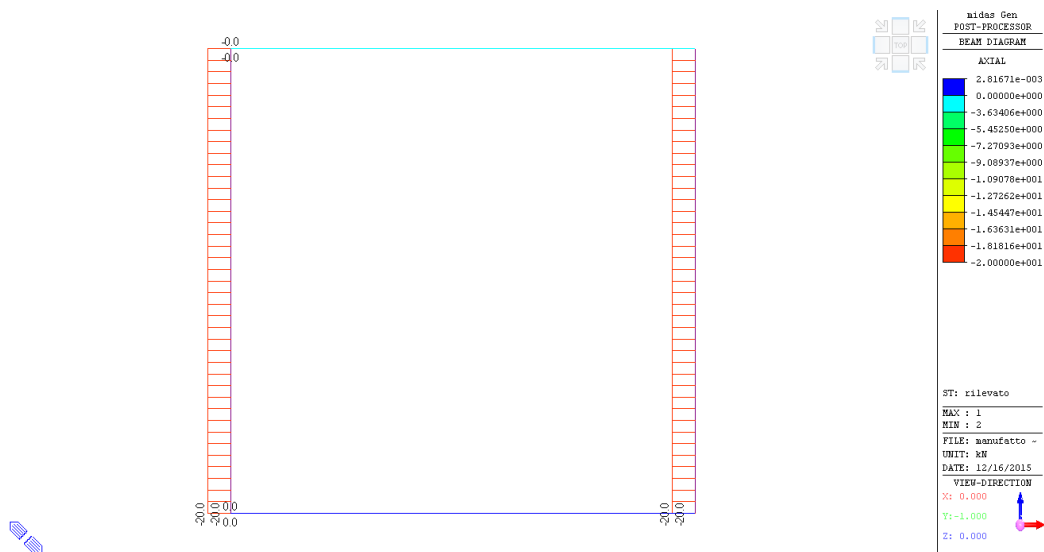


Figura 86: rilevato+sottospinta-Fx.

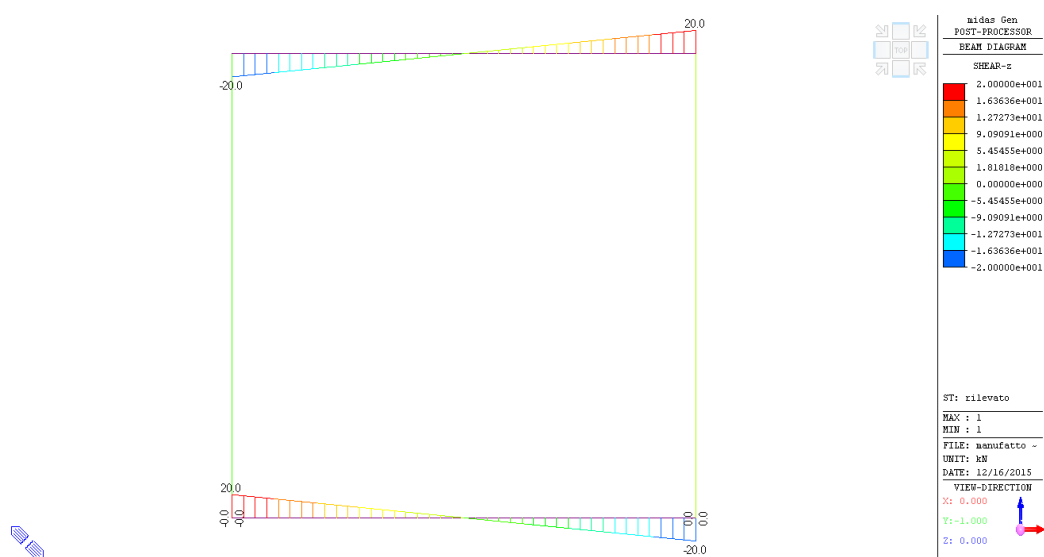


Figura 87: rilevato+sottospinta-Fz.

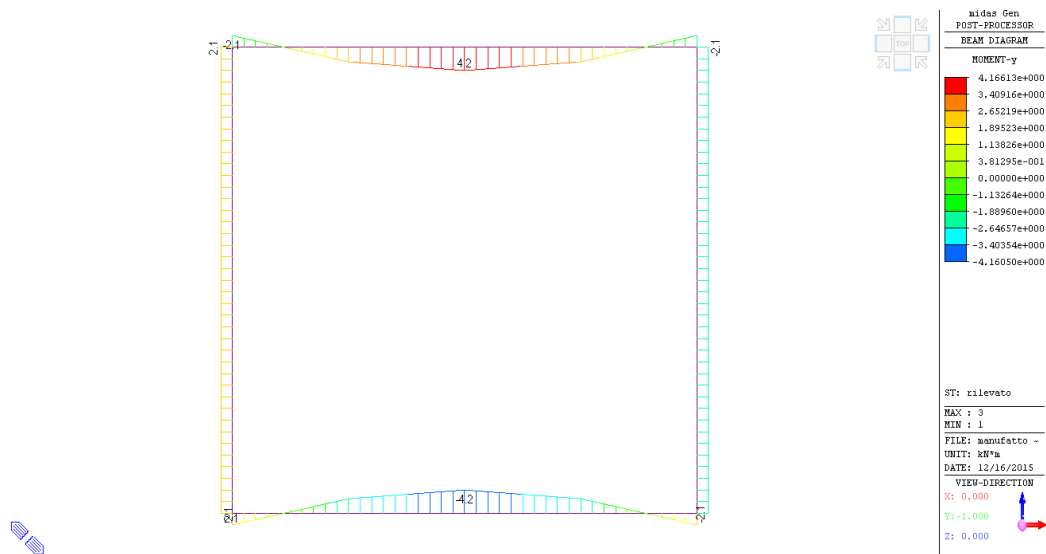


Figura 88: rilevato+sottospinta-My.

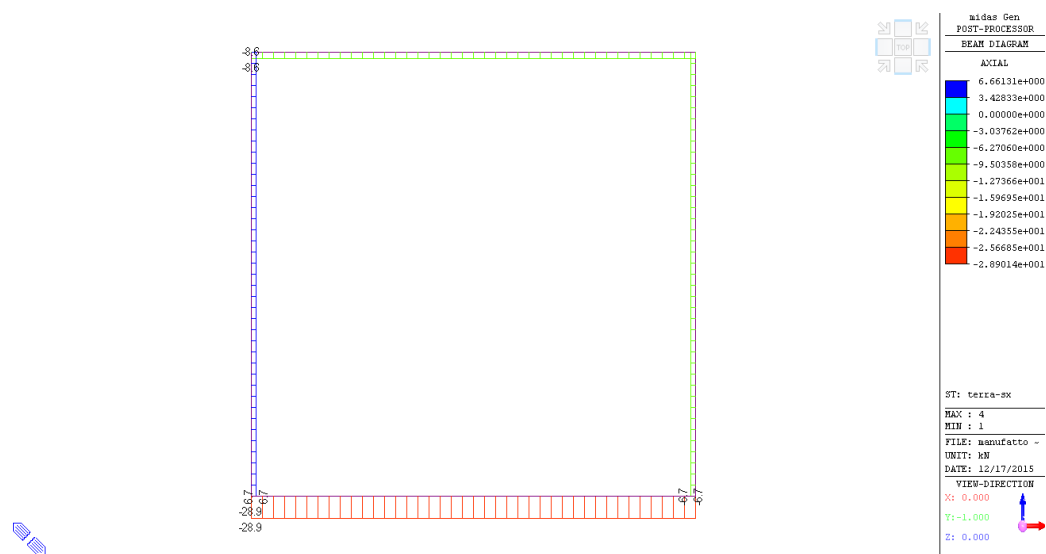


Figura 89: spinta della terra a riposo (spinta su un piedritto)-Fx.

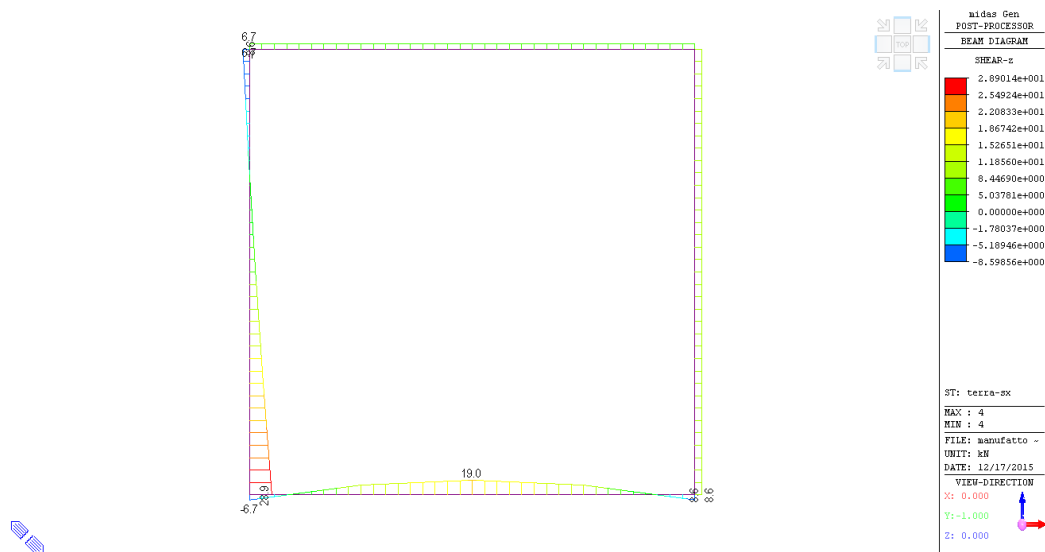


Figura 90: spinta della terra a riposo (spinta su un piedritto)-Fz.

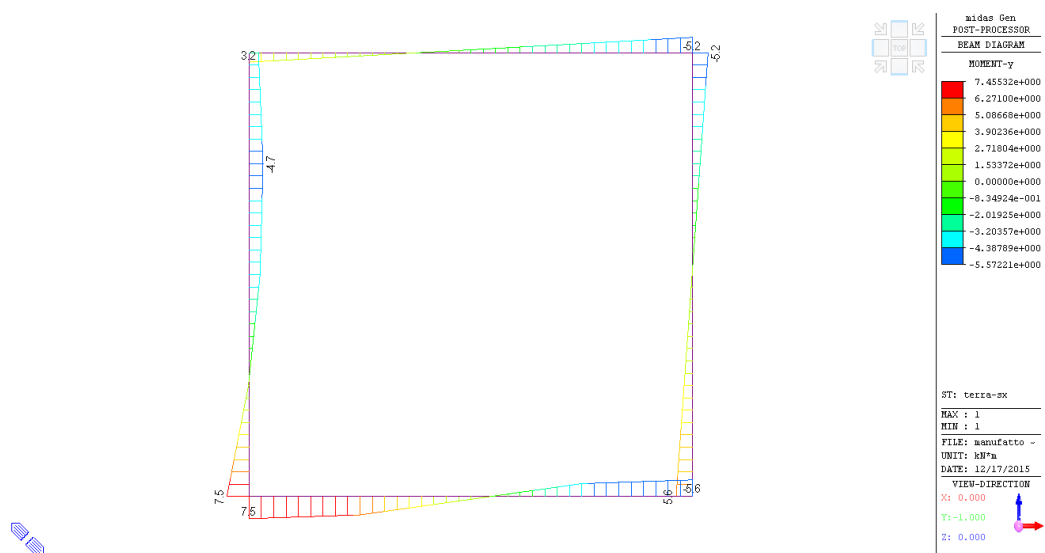


Figura 91: spinta della terra a riposo (spinta su un piedritto)-My.

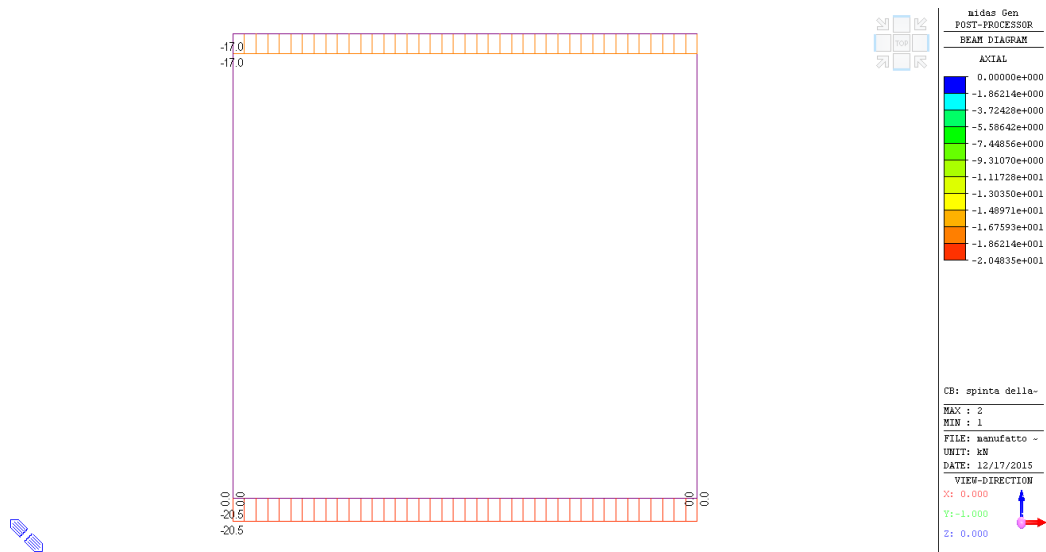


Figura 92: spinta della terra a riposo (spinta su entrambi i piedritti)-Fx.

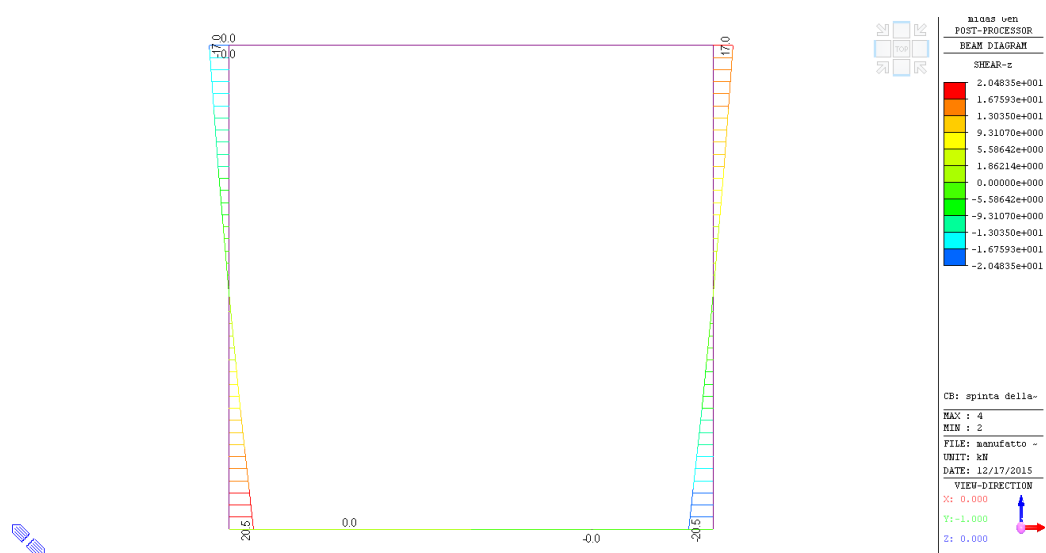


Figura 93: spinta della terra a riposo (spinta su entrambi i piedritti)-Fz.

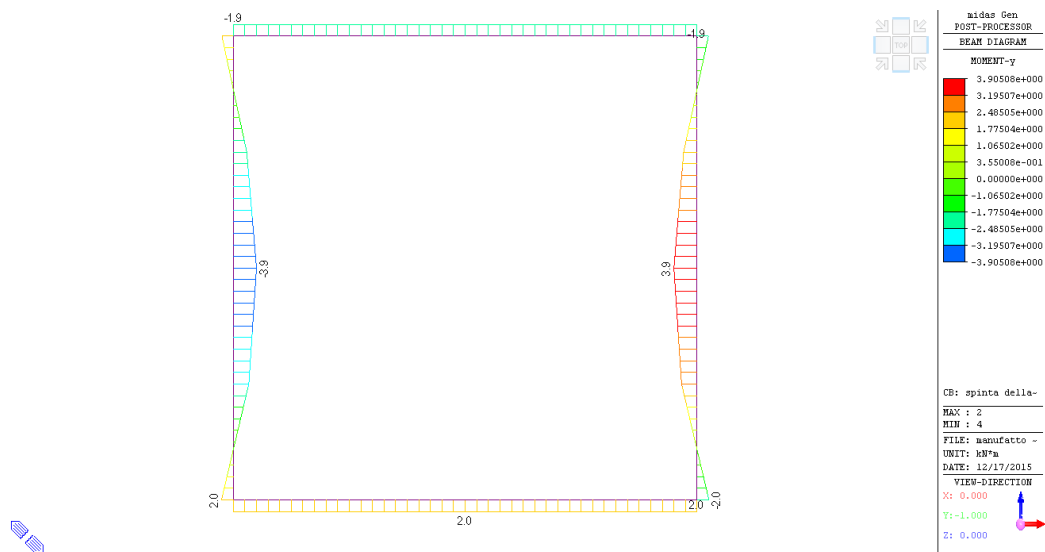


Figura 94: spinta della terra a riposo (spinta su entrambi i piedritti)-My.

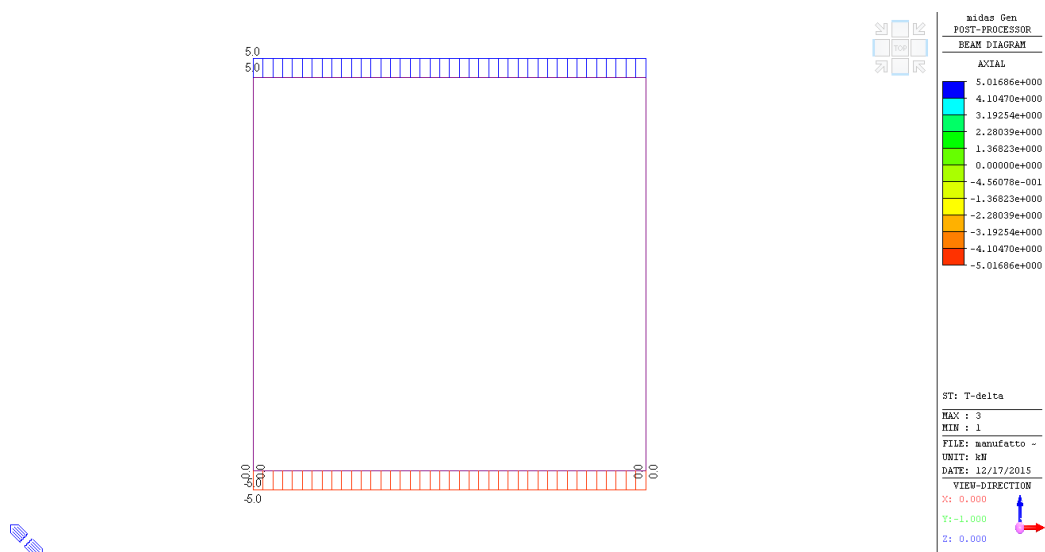


Figura 95: azione termica lineare-Fx.

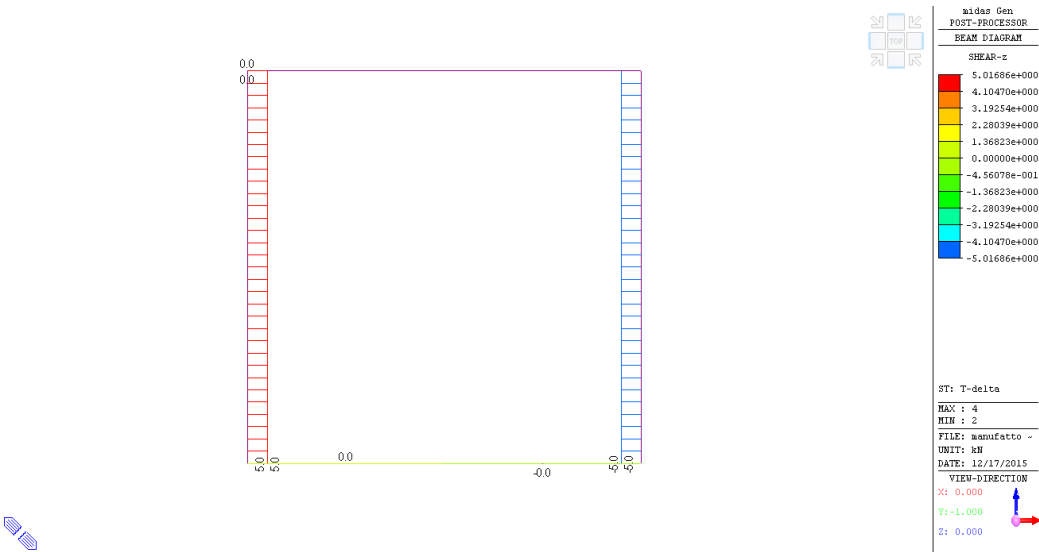


Figura 96: azione termica lineare- F_z .

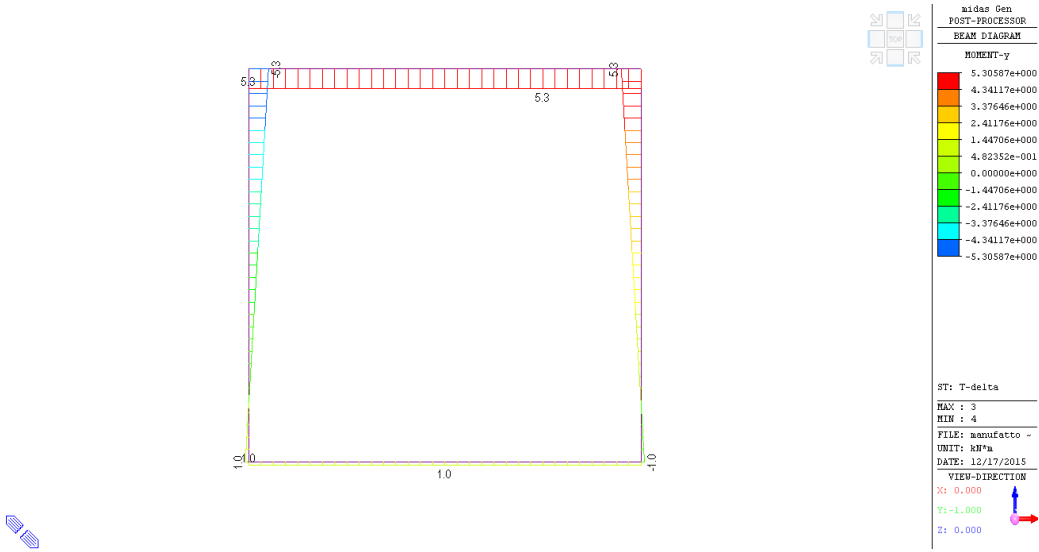


Figura 97: azione termica lineare- M_y .

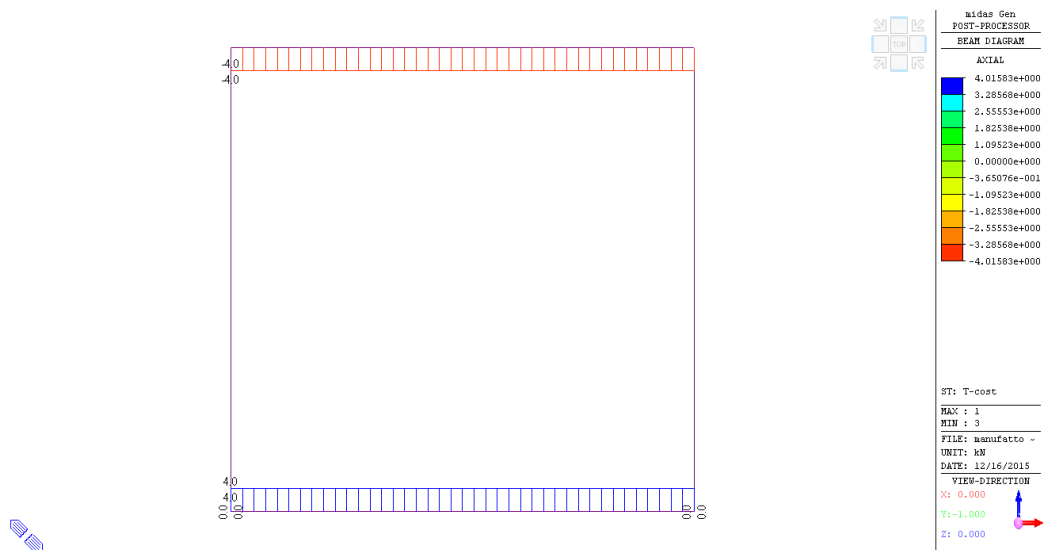


Figura 98: azione termica costante-Fx.

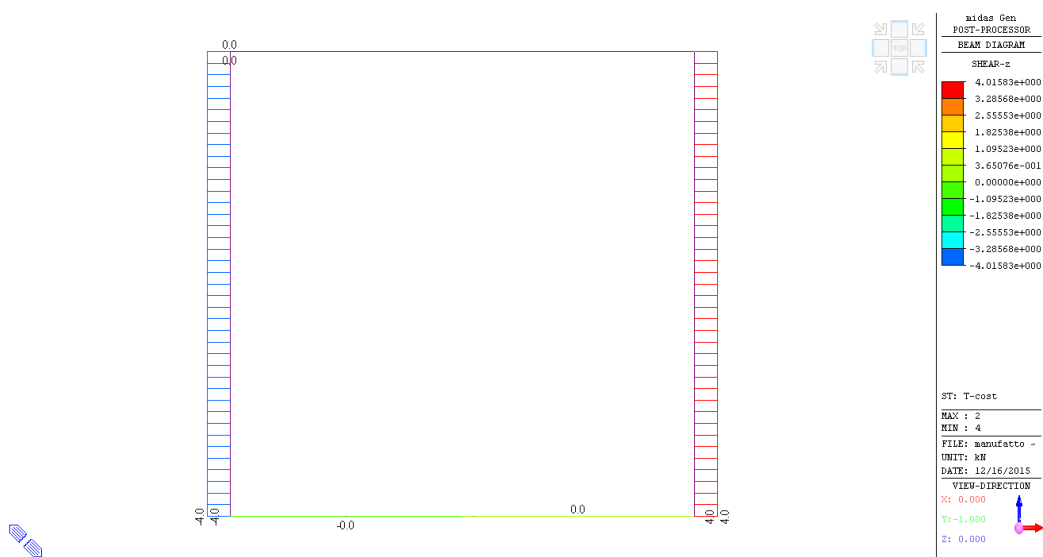


Figura 99: azione termica costante-Fz.

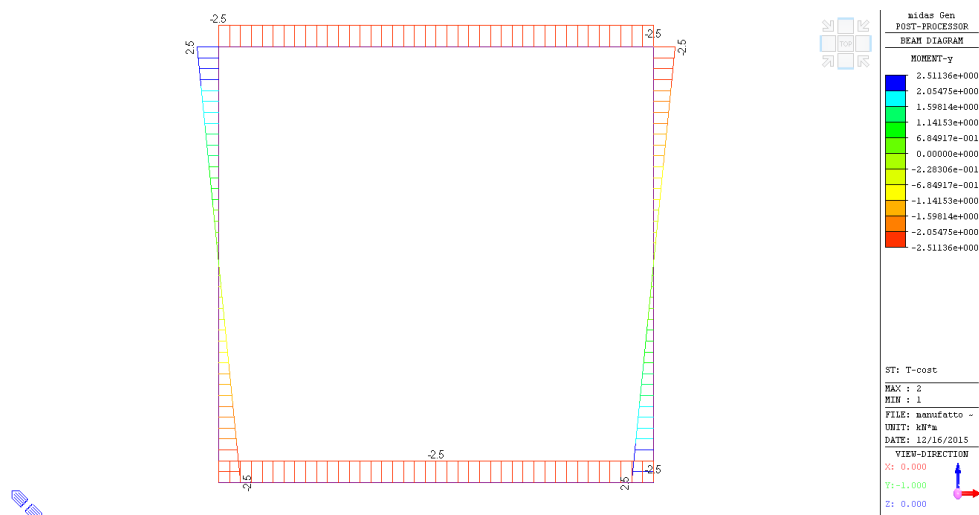


Figura 100: azione termica costante-My.

Al fine di garantire la funzionalità dell'opera, si limita lo stato di sforzo nei materiali, in accordo al punto 4.1.2.2 di NTC08, come segue:

- *verifica delle tensioni in esercizio (§4.1.2.2.5 di NTC08)*

calcestruzzo

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

acciaio

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

- *verifica a fessurazione (§4.1.2.2.4 di NTC08)*

per condizioni ambientali aggressive (XC4) ed armatura poco sensibile (acciaio ordinario), il valore caratteristico di apertura di fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$; in accordo al punto 4.1.2.2.4.6 di NTC08 la verifica è condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura, in accordo al punto 7.3.3 di EC2, a 240 MPa.

Soletta

Sezione d'incastro

$$M_y = (0.2+2.1+3.2+5.3) \text{ kNm/m} = 11 \text{ kNm/m}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 12/250$ ($\rho=0.18\%$)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	4.52	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 11 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.9
 ϵ_{syd} 1.957 % $C_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -2.604 N/mm²
 σ_s 131.7 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

ϵ_s 0.6586 %
d 20 cm
x 4.574 x/d 0.2287
 δ 0.7259

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_s < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Campata

$M_y = (1+4.2+5.3) \text{ kNm/m} = 11 \text{ kNm/m}$ (trascurando conservativamente le spinte della terra)

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 12/250$ ($\rho=0.18\%$)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	4.52	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 11 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.9
 ϵ_{syd} 1.957 % $C_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -2.604 N/mm²
 σ_s 131.7 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

ϵ_s 0.6586 %
d 20 cm
x 4.574 x/d 0.2287
 δ 0.7259

$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

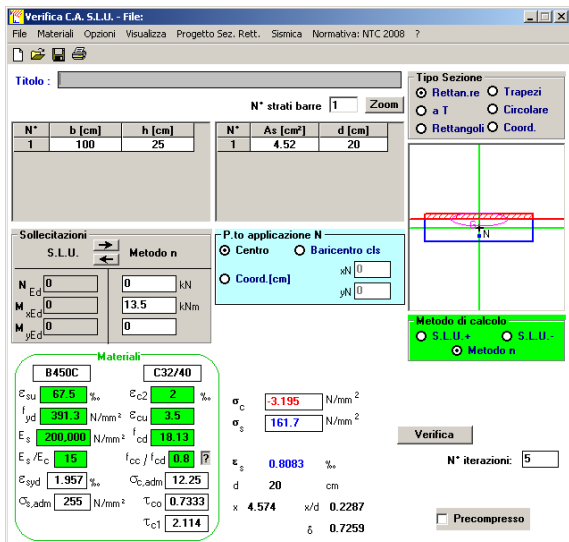
$\sigma_s < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Platea

Sezione d'incastro

$$M_y = (1.4 + 2.1 + 7.5 + 2.5) \text{ kNm/m} = 13.5 \text{ kNm/m}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 12/250$ ($\rho = 0.18\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	4.52	20

Tipo Sezione:
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 13.5 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U. + ☒ S.L.U. - ☐ Metodo n

Materiali:
 B450C C32/40
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 1.5 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 12.25
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -3.195 N/mm²
 σ_s 161.7 N/mm²
 ε_s 0.8083 %
 d 20 cm
 x 4.574 x/d 0.2287
 δ 0.7259

Verifica **N° iterazioni:** 5 ☐ Precompresso

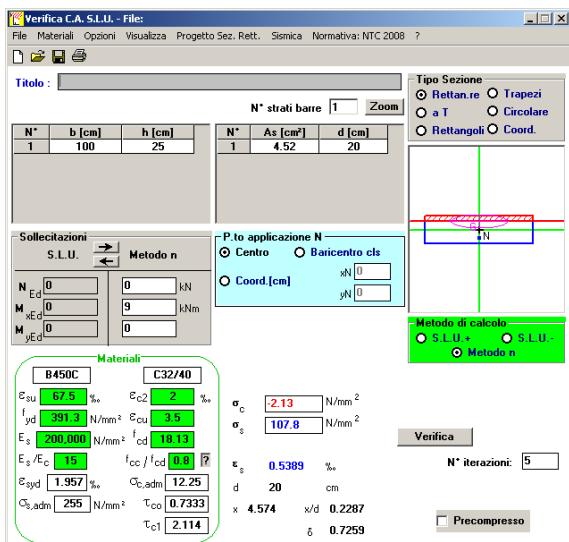
$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Campata

$$M_y = (2.3 + 4.2 + 2.5) \text{ kNm/m} = 9 \text{ kNm/m} \text{ (trascurando conservativamente la spinta della terra)}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 12/250$ ($\rho = 0.18\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	4.52	20

Tipo Sezione:
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 9 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U. + ☒ S.L.U. - ☐ Metodo n

Materiali:
 B450C C32/40
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 1.5 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 12.25
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -2.13 N/mm²
 σ_s 107.8 N/mm²
 ε_s 0.5389 %
 d 20 cm
 x 4.574 x/d 0.2287
 δ 0.7259

Verifica **N° iterazioni:** 5 ☐ Precompresso

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

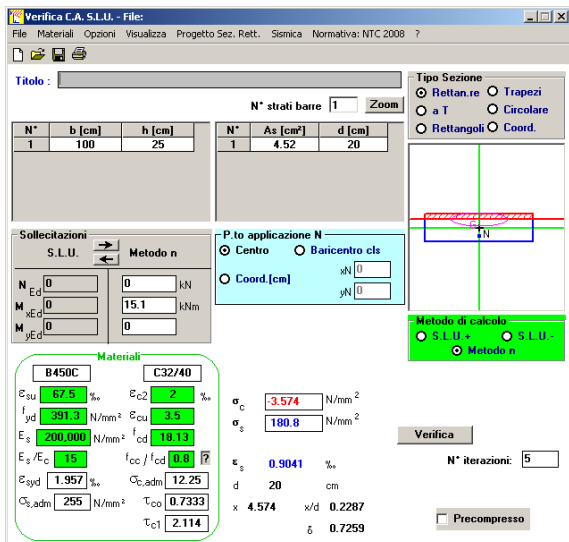
$$\sigma_s < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Piedritti

Sezione d'incastro

$$M_y = (0.2 + 2.1 + 7.5 + 5.3) \text{ kNm/m} = 15.1 \text{ kNm/m}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 12/250$ ($\rho = 0.18\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	4.52	20

Tipo Sezione:
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 15.1 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

Materiali:
B450C **C32/40**
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 12.25
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -3.574 N/mm²
 σ_s 180.8 N/mm²
 ε_s 0.9041 %
 d 20 cm
 x 4.574 x/d 0.2287
 δ 0.7259

Verifica N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

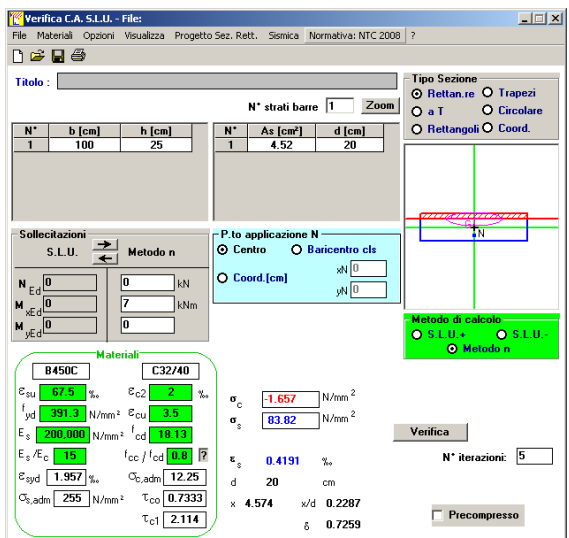
$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Campata

$$M_y = (4 + 3) \text{ kNm/m} = 7 \text{ kNm/m} \text{ (trascurando conservativamente la spinta della terra)}$$

Si prevede l'utilizzo di armatura $\phi 12/250$ ($\rho = 0.18\%$)



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	4.52	20

Tipo Sezione:
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 7 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

Materiali:
B450C **C32/40**
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 12.25
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -1.657 N/mm²
 σ_s 83.82 N/mm²
 ε_s 0.4191 %
 d 20 cm
 x 4.574 x/d 0.2287
 δ 0.7259

Verifica N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

$$\sigma_c < 14.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_s < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Stato limite di ultimo

Flessione

Il rapporto tra il massimo tasso di lavoro dell'acciaio allo SLU ed allo SLE ($391.3\text{MPa}/240\text{MPa} = 1.63$) è superiore sia ai coefficienti di sicurezza sui carichi (valore massimo 1.5) da applicare in condizioni ultime statiche che all'incremento degli stessi per effetto dell'azione sismica (~ 1.2); pertanto, la limitazione del tasso di lavoro dei materiali allo stato limite di esercizio è da ritenersi dimensionante rispetto alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo (in condizioni statiche e sismiche).

Alla luce di tali considerazioni, il soddisfacimento delle verifiche allo SLE comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Taglio

Con riferimento alle sollecitazioni calcolate per lo SLE, considerando un coefficiente amplificativo conservativamente pari a 1.5, il taglio allo SLU è pertanto pari a:

$$V = 1.5 \cdot (28 \text{ kN/m}) = 42 \text{ kN/m}$$

Il valore del taglio resistente, in assenza di specifica armatura, è calcolato come segue:

Resistenza a taglio di una piastra in assenza di armatura a taglio

Input

Materiali

$$f_{ck} := 32\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Geometria

$$d := 200\text{mm}$$

Armatura a flessione

$$A_{sl} := 314 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Output

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2 \right) = 2$$

$$\rho_l := \min \left[\frac{A_{sl}}{(d)}, 0.02 \right] = 1.57 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd_c} := \max \left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right] \cdot \text{MPa} \cdot d, \left[\left(0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot d \right] \right] = 112 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché il taglio resistente è superiore al taglio sollecitante, la verifica è soddisfatta.

8.1.2.5 Sintesi incidenza armatura

Nella direzione di portanza, si prevedono $\emptyset 12/250$ ($\rho=0.18\%$ per ogni lembo).

Nella direzione di sviluppo del manufatto si prevedono $\emptyset 10/250$ ($\rho=0.125\%$ per ogni lembo).

La percentuale geometrica di armatura è mediamente pari a 0.1525% per ogni lembo.

	A.T.P.: 	<i>Studio Associato di Geologia Spada</i>		Consulenti: 	
---	--	---	--	--	---

Pertanto l'incidenza di armatura, considerando un incremento del 15% al fine di mettere in conto le sovrapposizioni ed i ferri distanziatori per le fasi di costruzione, risulta circa 60 kg/m³.

Milano, gennaio 2016

I PROFESSIONISTI INCARICATI:

ETATEC STUDIO PAOLETTI s.r.l.

Dott. Ing. Giovanni Battista Peduzzi

STUDIO PAOLETTI INGEGNERI ASSOCIATI

Prof. Ing. Alessandro Paoletti

STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA SPADA

Dott. Geol. Mario Spada