

**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

B	LOTTO 3 - da Nogarole Rocca (km 246+185) a Campogalliano (km 312+200)
7.1	INTERVENTI DI MITIGAZIONE - BARRIERE ANTIRUMORE Relazione di calcolo barriere antirumore

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. BRUGNOLLI	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

**PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DELLA
TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO TRA VERONA NORD
(KM 223) E L'INTERSEZIONE CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)**

CALCOLI STATICI

PARTE A

VERIFICHE DELLA CARPENTERIA

1. PREMESSA	1
1.1 Descrizione generale dell'opera	1
1.2 Caratteristiche dei materiali	1
1.3 Normativa	1
1.3.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	2
1.3.2 Affidabilità dei codici utilizzati.....	2
1.3.3 Metodo di calcolo.....	3
1.4 Analisi dei carichi	3
1.4.1 Carichi permanenti.....	3
1.4.2 Carichi variabili.....	4
1.4.3 Vento.....	4
1.4.4 Carico dinamico causato dalla rimozione della neve	7
1.4.5 Azione sismica.....	8
1.4.6 Azioni eccezionali: urto.....	8
1.4.7 Combinazioni di carico.....	8
2. MONTANTE fino ad H=3,5m	10
2.1 Caratteristiche geometriche	10
2.2 Sollecitazioni	11
2.3 Verifiche profilo agli SLU.....	11
2.3.1 Verifica a taglio	11
2.3.2 Verifica a flessione.....	12
2.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa	12
2.4 Verifiche profilo agli SLE.....	13
2.4.1 Verifica della deformazione.....	13
2.5 Verifica della piastra di base	13
2.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base.....	13
2.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo	15
2.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24.....	16
2.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.....	19
3. MONTANTE H=4.0 m	20
3.1 Caratteristiche geometriche	20
3.2 Sollecitazioni	21
3.3 Verifiche profilo agli SLU.....	21
3.3.1 Verifica a taglio	21
3.3.2 Verifica a flessione.....	22
3.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa	22
3.4 Verifiche profilo agli SLE.....	23
3.4.1 Verifica della deformazione.....	23

3.5 Verifica della piastra di base	23
3.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base.....	23
3.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo	25
3.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24.....	26
3.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.	29

4. MONTANTE H=4.5 m **30**

4.1 Caratteristiche geometriche	30
4.2 Sollecitazioni	31
4.3 Verifiche profilo agli SLU.....	31
4.3.1 Verifica a taglio	31
4.3.2 Verifica a flessione.....	32
4.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa	32
4.4 Verifiche profilo agli SLE.....	33
4.4.1 Verifica della deformazione.....	33
4.5 Verifica della piastra di base	33
4.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base.....	33
4.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo	35
4.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24.....	36
4.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.	39

5. MONTANTE H=5.0 m **40**

5.1 Caratteristiche geometriche	40
5.2 Sollecitazioni	41
5.3 Verifiche profilo agli SLU.....	41
5.3.1 Verifica a taglio	41
5.3.2 Verifica a flessione.....	42
5.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa	42
5.4 Verifiche profilo agli SLE.....	43
5.4.1 Verifica della deformazione.....	43
5.5 Verifica della piastra di base	43
5.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base.....	43
5.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo	45
5.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M27.....	46
5.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.	49

6. MONTANTE H=5.5 m **50**

6.1 Caratteristiche geometriche	50
6.2 Sollecitazioni	51
6.3 Verifiche profilo agli SLU.....	51
6.3.1 Verifica a taglio	51

6.3.2 Verifica a flessione.....	52
6.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa	52
6.4 Verifiche profilo agli SLE.....	53
6.4.1 Verifica della deformazione.....	53
6.5 Verifica della piastra di base	53
6.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base.....	53
6.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo	55
6.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M30.....	56
6.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.....	60

1. PREMESSA

1.1 Descrizione generale dell'opera

La seguente relazione si occuperà della sola verifica delle componenti in acciaio della barriera, demandando alla seconda parte della relazione la verifica della fondazione.

1.2 Caratteristiche dei materiali

Per le parti strutturali nuove si adottano i seguenti valori di resistenza:

- Calcestruzzo: C 28/35
- Armatura ordinaria: B 450 C
- Armatura carpenteria:
 - montante e altre carpenterie acciaio S 355 (Fe 510)
 - Modulo elastico: $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
 - Modulo di elasticità trasversale: $G = E / [2(1+\nu)] = 80770\text{ N/mm}^2$
 - Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$
 - Coefficiente di espansione termica: $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
 - Densità: $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$
- Tirafondi acciaio inox AISI 316 L
 $f_{yk} \geq 430\text{ N/mm}^2$
- Acciaio per sicurvìa: S 355 J0 W P - Corten A
- Saldature :

Di testa o a cordoni d'angolo, conformi alle disposizioni di cui al § 11.3.4 delle NTC 2008

1.3 Normativa

Questa relazione è stata redatta nel rispetto della legislazione tecnica italiana vigente.
Le normative di riferimento sono :

- D.M. 14/01/2008: "Norme tecniche per le costruzioni" citato nel seguito come "NTC 2008".
- Circ. Min. LL.PP. 02/02/2009, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

- UNI EN 1794-1:2004 Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche -Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità.
- UNI EN 1993-1-1: “Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI ENV 1993-1-1: “Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Appendice “F”: - “instabilità flesso-torsionale”.
- UNI EN 1993-1-8: “Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.8: Progettazione dei collegamenti”.

Il progetto definitivo dell’opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell’anno 2023 (entro cioè 5 anni dall’entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell’art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l’opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l’idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l’utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

1.3.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Nel rispetto delle vigenti Norme Tecniche sulle Costruzioni (DM 14 gennaio 2008) si riportano di seguito il programma e le caratteristiche dei codici di calcolo automatico utilizzati come supporto alla verifica delle analisi strutturali.

Origine e autore :	Strand7 Pty Ltd (formerly G+D Computing Pty Ltd)
Titolo :	Staus 7
Produttore :	Strand 7 Pty Ltd
Distributore	HSH s.r.l. Via N.Tommaseo, 13 35131 Padova Tel. 049 66 38 88 – 049 87 52 724 Fax 049 87 58 747 E-mail hsh@iperv.it
Versione :	Release 2.4.4 Build 2
Licenza :	Autostrada del Brenneo S.p.a. - TN

1.3.2 Affidabilità dei codici utilizzati

Il codice di calcolo Straus 7 è ampiamente suffragato e diffuso. Quanto oggi è richiesto formalmente al § 10.2 del Testo Unico: “Analisi e verifiche svolte con l’ausilio di codici di calcolo” è disponibile e proposto, come abitudine professionale.

E’ stato realizzato un “Verification Manual” che contiene 144 test di validazione organizzati in modo sistematico per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice. Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti “benchmark”, utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali note quali ad esempio la NAFEMS.

E' disponibile anche un "Theoretical Manual" contenente, indicazioni esaurienti sull'architettura del sistema e sulle scelte di metodo a base delle implementazioni seguite, sia per quanto attiene agli aspetti algoritmici, che per quanto riguarda la stabilità e robustezza propriamente numeriche. Per tutti gli altri approfondimenti si rimanda al sito del distributore Europeo:

<http://www.hsh.info>

per i riferimenti specifici di validazione del software:

<http://www.hsh.info/verifman.htm>

1.3.3 Metodo di calcolo

Il calcolo viene eseguito in prima battuta in modo rigoroso seguendo le regole di calcolo della scienza delle costruzioni e le verifiche imposte dalla vigente normativa.

Solo in seguito viene eseguita un analisi ad elementi finiti per meglio analizzare quelle problematiche puntuali difficilmente calcolabili "alla mano".

Nella modellazione F.E.M. ogni singola piastra e montante, fino ad altezza di un metro, sono riprodotte con l'ausilio di elementi "plate"; la restante parte del montante è modellata con elementi di tipo "beam".

I tirafondi vengono assimilati a degli elementi denominati "cut-off" opportunamente vincolati a terra.

Il problema del contatto tra piastra e calcestruzzo viene modellato tramite una rigidità alla Winkler, rappresentativa, in sintesi, di un letto di molle reagenti solo a compressione, ciò implica che l'analisi sia di tipo NON-lineare.

Si utilizza il programma FEM Straus 7 per le analisi

Utilizzando un solutore ad elementi finiti si effettuerà una verifica "visiva" basata sull'individuazione delle tensioni ideali massime, con l'ausilio di una scala cromatica rappresentativa dei valori tensionali ideali limitata fino al valore di resistenza di progetto dell'acciaio, pertanto i valori di tensione che supereranno questo limite saranno rappresentati in colore grigio e facilmente individuabili, se presenti.

1.4 Analisi dei carichi

1.4.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio della barriera antirumore.

In particolare si assume:

peso profilato HEA 180	0.355	kN/m
peso profilato HEB 180	0.512	kN/m
peso profilato HEM 180	0.889	kN/m
elementi di fissaggio (per h montante)	0.120	kN/m
pannello fonoassorbente generico (media)	0.350	kN/m ²
pannello in c.a. h=1.00m circa (per L fondazione)	3.461	kN/ml
piastra acciaio e rinforzi (per montante)	0.643	kN/montante

1.4.2 Carichi variabili

L'unico carico variabile presente nel calcolo e verifica del montante è il vento che verrà affrontato di seguito in specifico paragrafo.

1.4.3 Vento

Il carico da vento è calcolato in accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (p.to 3.3 D.M. 14/1/2008 e C.M. 2/2/2009) e sarà utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sulle barriere antirumore.

Di seguito si stimerà una pressione del vento adeguata a tutto il tracciato autostradale dell'A22, valida per tutte le barriere fino ad una altezza montante di 5,50m e interasse massimo di 2,66m.

Dati generali di ingresso:

- Regione:

	Vref,o	ao	Ka
zona 1 = Regione Trentino Alto Adige, Veneto;	25	1000	0.010
zona 2 = Emilia Romagna	25	750	0.015

- Periodo di Ritorno (Tr) = 500 anni, a cui corrisponde un coefficiente correttivo $\alpha_R = 1.123$

- Classe di rugosità:

“ C “ Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...)

“ D “ Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)

- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità

	Rugosità	
	C	D
fino a 500 m (da Modena a Chiusa)	III	II
da 500 a 750 m (da Chiusa a Vipiteno)	IV	III
maggiore di 750 m (da Vipiteno al Brennero)	IV	IV

- Densità dell'aria 1.25 kg/m³

Risultati generali :

Si può dire che, note le regioni e le quote s.l.m. del tracciato autostradale si identificano due casistiche per il calcolo della velocità di riferimento del vento

da Modena fino a circa Colle Isarco (fino a 1000 m.slm) le quote "as"(altezza s.l.m) sono inferiori ad "a₀", in questo caso la velocità di riferimento V_b sarà sempre la stessa:

$$V_b = V_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

da Colle Isarco al Brennero (1370 m.s.l.m.) le quote sono superiori ad "a₀", in questo caso la velocità massima di riferimento è variabile, V_b(a_s) e sarà:

$$V_b = V_{b,0} + K_a \cdot (a_s - a_0) = 28.70 \text{ m/s (per } a_s = 1370 \text{ m)}$$

La velocità di riferimento sarà poi incrementata del coefficiente α_R in funzione del tempo di ritorno (Tr) pari a 500 anni è pari a:

$$V_b (Tr=500anni) = V_b \cdot \alpha_R(Tr) \quad \text{dove} \quad \alpha_R(Tr) = 1.123$$

Dal passo del Brennero a Vipiteno si ha $V_{b(Tr=500anni)} = 28,70 \cdot 1,123 = 32,23 \text{ m/s (Cat. IV)}$

Negli altri casi, da Modena a Vipiteno, si ha $V_{b(Tr=500anni)} = 25.00 \cdot 1.123 = 28.08 \text{ m/s (Cat. II,III,IV)}$

- Coefficiente topografico C_t : come prescritto dalla normativa di riferimento si assume pari a 1.0

- Coefficiente di esposizione $c_e(z)$: è funzione dell'altezza z dell'opera rispetto al suolo e della classificazione del luogo in cui verrà ubicata l'opera:

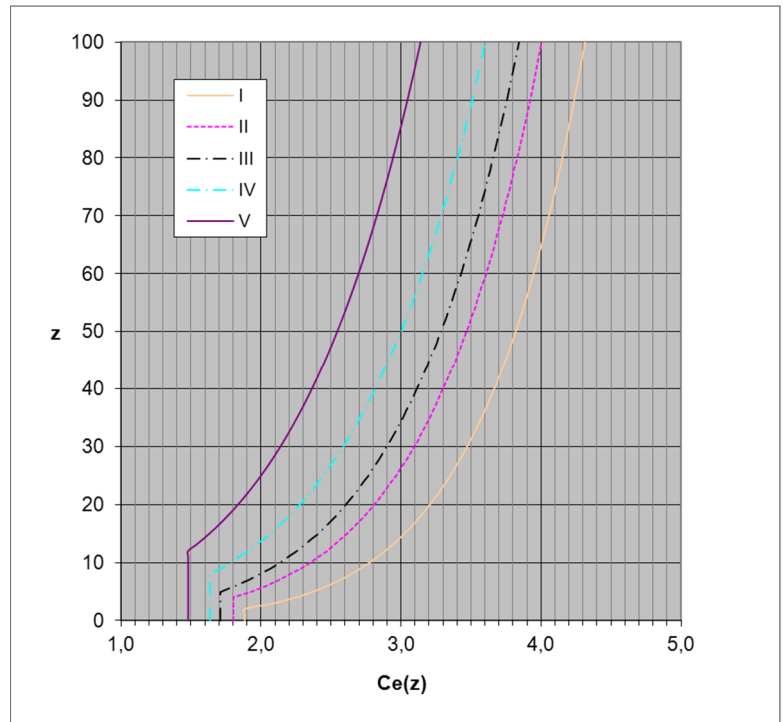
$$c_e(z) = k_r^2 c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_{ev}(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Di seguito sono diagrammati i valori di c_{ev} in funzione di z per tutte le categorie di esposizione

Grafico del C_{ev} Coefficiente di esposizione

Ct = 1	Categoria di esposizione		
	II	III	IV
z	$C_{ev}(z)$	$C_{ev}(z)$	$C_{ev}(z)$
1	1,801	1,708	1,634
2	1,801	1,708	1,634
3	1,801	1,708	1,634
4	1,801	1,708	1,634
5	1,929	1,708	1,634
6	2,037	1,817	1,634
7	2,130	1,912	1,634
8	2,212	1,995	1,634
9	2,286	2,070	1,712
10	2,352	2,138	1,783
11	2,413	2,200	1,848
12	2,469	2,257	1,908
13	2,521	2,311	1,964
14	2,570	2,360	2,017
15	2,616	2,407	2,066
16	2,659	2,451	2,113
17	2,700	2,493	2,157
18	2,738	2,533	2,199
19	2,775	2,570	2,238
20	2,810	2,606	2,277



Assumendo $C_t = 1.0$, classe di rugosità più sfavorevole pari a "D", ipotizzando la categoria di esposizione più sfavorevole ("II") e valutando prudenzialmente il coefficiente C_e in corrispondenza della quota massima del manufatto ($z = 5.50 \text{ m} > z_{\min} = 4.00 \text{ m}$), si ottiene:

- $C_e = 1.985$ (cat. II) valido nel tratto da Modena a Chiusa
- $C_e = 1.764$ (cat. III) valido nel tratto da Chiusa a Vipiteno
- $C_e = 1.634$ (cat. IV) valido nel tratto da Vipiteno al Brennero

- Pressione cinetica di riferimento (q_b):

$$\text{in generale : } q_b = \frac{1}{2} \rho V_b(z)^2$$

- per il caso A) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$
- per il caso B) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$
- per il caso C) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 32.23^2 = 649.2 \text{ N/m}^2$

- Pressione del vento (p):

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

- dove: c_p = coefficiente di pressione distinto per pressione interna ed esterna ($c_{pe}; c_{pi}$)
- c_d = coefficiente dinamico (preso convenzionalmente pari a 1)
- $q = q(z)$ con z = altezza massima manufatto da terra

Si adottano prudenzialmente come coefficienti di pressione i seguenti valori

sopravento	Cpe = 0.8
sottovento	Cpi = 0.4

La pressione del vento è quindi pari a:

per il caso A) abbiamo $p = 492,8 \times 1.985 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1173 \text{ N/m}^2$
per il caso B) abbiamo $p = 492,8 \times 1.764 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1043 \text{ N/m}^2$
per il caso C) abbiamo $p = 649,2 \times 1.634 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1273 \text{ N/m}^2$

La pressione dinamica dovuta ai veicoli, come si ricava dalla UNI EN 1794-1, per traffico di veicoli all'aria aperta alla distanza di 3.0 metri dal dispositivo per la riduzione del rumore ed a velocità maggiori di 120 km/h vale: $p_{\text{veicolo}} = \pm 800 \text{ N/m}^2$

Prudenzialmente si somma tale azione dinamica al carico del vento di progetto e si arrotonda per difetto;

per semplificare, la pressione globale su tutto l'asse del Brennero viene assunta pari a :

$$p_{\text{vento,CALCOLO}} = \pm 2.0 \text{ kN/m}^2$$

1.4.4 Carico dinamico causato dalla rimozione della neve

Secondo la UNI EN 1794-1 Appendice E il carico dinamico causato dalla rimozione della neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera. Il carico è assunto distribuito uniformemente su un'area di 2.00x2.00 metri e con la risultante applicata ad 1.50 metri dal piano stradale.

Con la barriera antirumore a distanza $x=3.00$ metri dal bordo della superficie spazzata ed ipotizzando una velocità di spazzamento di 60 km/h si ricava una forza risultante

$$F = 15.0 \text{ kN}$$

Supponendo che si scarichi completamente su un montante della barriera risulta un momento massimo alla base:

$$M_{\text{neve}} = F \times 1.50 = 22.5 \text{ kNm}$$

Si nota come tale valore sia sempre inferiore a quello causato dal vento, che per la barriera più bassa ($h_{\text{montante}}=3,5\text{m-HEA180}$) vale:

$$M_{\text{vento}} = q \times l^2 / 2 = 5.32 \times 3.5^2 / 2 = 32.59 \text{ kNm}$$

Poiché si assume che il carico dinamico causato dalla rimozione della neve non agisca simultaneamente al carico del vento, nel seguito tale condizione di carico sarà trascurata.

1.4.5 Azione sismica

L'analisi sismica dei montanti è stata trascurata, poiché le masse in gioco sono piccole e le entità delle forze risultanti sono ininfluenti rispetto alle azioni accidentali (vento).

1.4.6 Azioni eccezionali: urto

Nelle ipotesi geometriche assunte l'urto dei veicoli è assorbito interamente dal sicurvia, il montante è posto ad una distanza da esso tale per cui sono da considerarsi nulle le azioni eccezionali.

1.4.7 Combinazioni di carico

- 1) Fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- 2) Rara per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

- 3) Frequente per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

- 4) Quasi permanente per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

- 5) Sismica per gli stati limite ultimi (SLU)

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

- 6) Eccezionale per gli stati limite ultimi (SLU)

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

dove:

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 P = pretensione e precompressione;
 Q_k = azioni variabili caratteristiche sulla struttura;
 A = azioni eccezionali sulla struttura;
 E = azioni derivanti dai terremoti.

Sintetizzando, per le combinazioni di carico più gravose vengono assunti i seguenti coefficienti (corrispondenti alla combinazione A1)

	SLE	SLU
Peso Proprio (γ_{G1})	1	1.3
Carichi permanenti (γ_{G2})	1	1.3
Vento (γ_{Q1})	1	1.5

2. MONTANTE fino ad H=3,5m

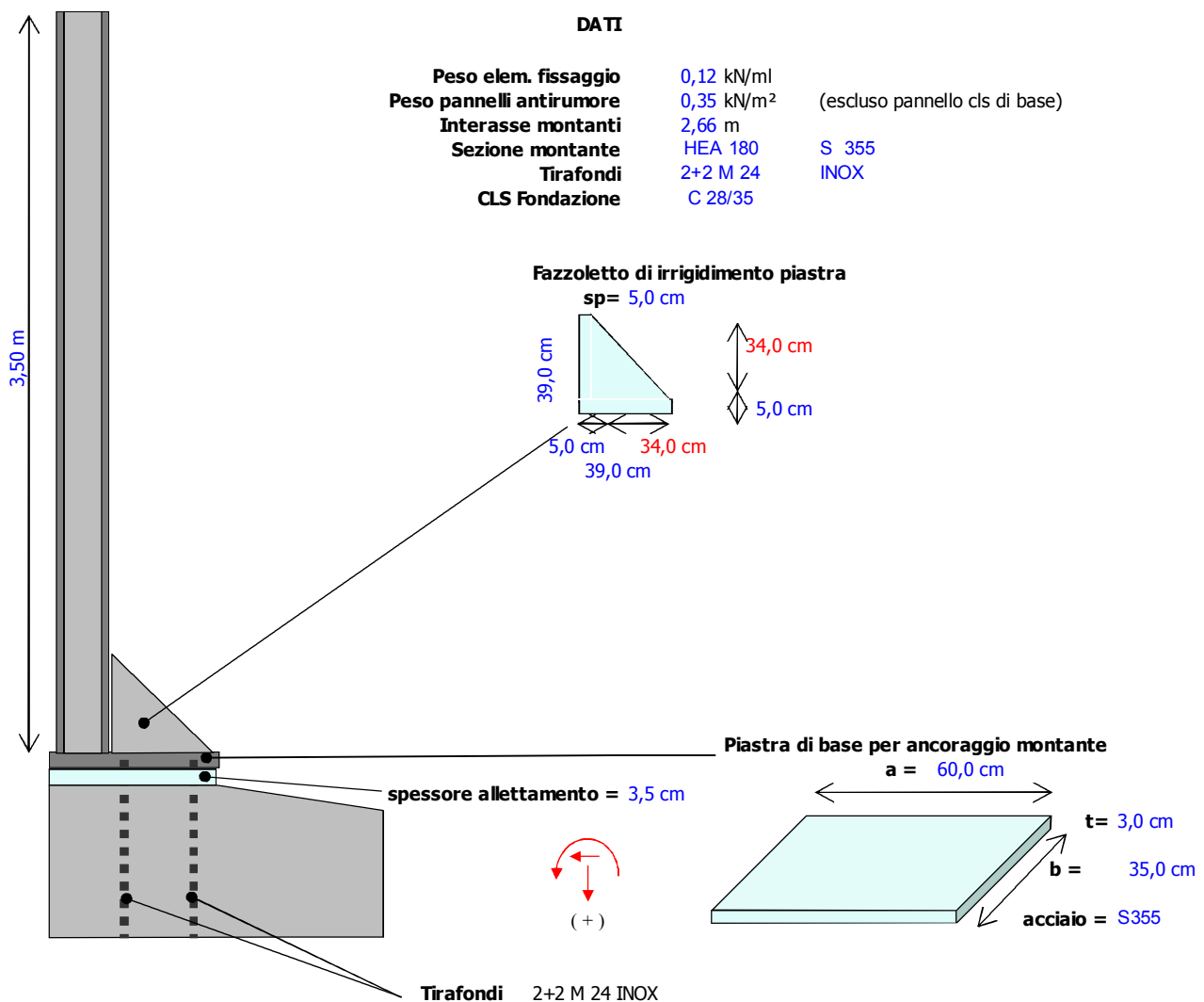
2.1 Caratteristiche geometriche

Le barriere antirumore di altezza del montante fino a 3,5m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEA 180, posti ad interasse massimo di 2,66m.

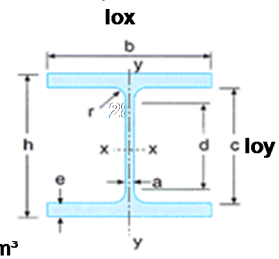
Alla base viene saldata una piastra con relativi irrigidimenti con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi in acciaio inox AISI 316.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Caratteristiche geometriche del profilo:

SEZIONE:	HEA 180	ACCIAIO:	S 355	Montante barriera antirumore H = 3,5m	
Res. dei materiali secondo DM 2008	E = 210.000 MPa $\nu = 0,30$ $\varepsilon = 0,81$ G = 80.769 MPa $f_{yk} = 355$ MPa $f_{yd} = 338$ MPa $\tau_{yd} = 195$ MPa	$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$ $\tau_{yd} = f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$		ceff. di sicurezza (Tab. 4.2.V) $\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M1} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	
Dati geom.	b = 180 mm h = 171 mm e = 9,5 mm a = 6 mm r = 15 mm c = 152 mm d = 122 mm	Dati sez.	A = 45,3 cm ² W _x = 294 cm ³ W _{pl,x} = 325 cm ³ J _x = 2510 cm ⁴ i _x = 7,45 cm J _{t el} = 11,38 cm ⁴ J _w = 60315,2 cm ⁶	W _y = 103 cm ⁴ W _{pl,y} = 156 cm ³ J _y = 925 cm ⁴ i _y = 4,52 cm J _{t pl} = 14,8 cm ⁴	

CLASSE DEL PROFILO

(NTC 08 4.2.3.1)
profilo laminato a caldo
tipo verifica ammessa:

	c	c/t	comp.	fless.
ala	72	7,58	CLASSE 2	-
anima	122	20,33	CLASSE 1	CLASSE 1

Metodo PLASTICO (P) o ELASTICO (E)

2.2 Sollecitazioni

Le sollecitazioni alla base del montante sono le seguenti:

MONTANTE					
SOLLECITAZIONI					
		γ	SLE	γ	SLU
1.	Profilo+fissaggi (0,355+0,12)x3,5	1,00	1,66 kN	1,30	2,16 kN
2.	Pannelli 0,35x2,5x2,6	1,00	2,28 kN	1,30	2,96 kN
sommario N_{tot} =			3,94 kN	1,30	5,12 kN
3.	Vento H _v = 2x2,66x3,5 M _v = H _v x 3,5 / 2	1,00	18,62 kN 32,59 kNm	1,50	27,93 kN 48,88 kNm
4.	Neve H _n = 15,00 kN M _n = H _n x 1,50	1,00	15,00 kN 22,50 kNm	1,50	22,50 kN 33,75 kNm

Che si riassumono nelle seguenti sollecitazioni di verifica

agli SLE	agli SLU
N _{Ed} = 3,94 kN	N _{Ed} = 5,12 kN
V _{Ed} = 18,62 kN	V _{Ed} = 27,93 kN
M _{X_{Ed}} = 32,59 kNm	M _{X_{Ed}} = 48,88 kNm

2.3 Verifiche profilo agli SLU

2.3.1 Verifica a taglio

$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ $27,93 \leq 283,43 \text{ kN}$ **Verificato !**
dove :
 $V_{c,Rd} =$ (x profili a I e H, res plastica) $AV \tau_{yd} = 283,43 \text{ kN}$
 $Av = A - 2 b e + (a+2r) e = 14,52 \text{ cm}^2$

Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio viene trascurata poiché il rapporto

$$d/a (20,33) < 72 \varepsilon (58,58) \quad (\text{T.U. 2.2.27})$$

se $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,05 \leq 0,5$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

2.3.2 Verifica a flessione

definiti i seguenti valori

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 1.531,57 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,003343 \\ a &= (A-2 b e) / A = 0,245033 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per $n < a$ è sufficiente la verifica a sola flessione (4.2.35)

La verifica a flessione retta per profili in classe 1 o 2 viene condotta con la teoria plastica

momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{x classe 1 e 2} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 109,88 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} (48,88 \text{ kNm}) \leq M_{c,Rd} (109,88 \text{ kNm})$ dunque il profilo è adeguato

2.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo della instabilità è condotto nel rispetto delle indicazioni della circolare 2 febbraio 2009

Posto che:

$L_{cr} = 7,00 \text{ m}$ (lunghezza di libera inflessione)

$\psi = 1,75$ (vd. C4.2.31)

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left(1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 131,83 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0,9355$$

$$K_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - K_c)(1 - 2,0(\lambda_{LT} - 0,8)^2) = 0,8796$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 0,95$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 1,0626$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = 1 / f (\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2]^{1/2}) = 0,7257$$

$M_{xb,Rd} (79,74 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (48,88 \text{ kNm})$ la verifica è soddisfatta

2.4 Verifiche profilo agli SLE

2.4.1 Verifica della deformazione

$$\begin{aligned} d_{\max} &\leq L_s / 150 &= & 23,33 \text{ mm} && \text{nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)} \\ q &= 2 \times 2,66 &= & 5,32 \text{ kN/m} && \text{carico lineare del vento} \\ L_s = l &= &= & 3,50 \text{ m} && \text{altezza barriera} \end{aligned}$$

$$d_{\max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 18,93 \leq 23,33 \text{ (mm)} \quad \text{OK!}$$

2.5 Verifica della piastra di base

2.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

come da appendice "L" EC3 (ENV)

A Z I O N I												
(x montante)		SLE					SLU					
		γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)	γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)	
1.	Profilo + fissaggi+ piastre rinf.	1		1,66	0,36	0,215	1,30		2,16	0,46	0,215	
2.	pannello	1		2,28	0,49	0,215	1,30		2,96	0,64	0,215	
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,34	-0,01	-0,034	1,30		0,44	-0,02	-0,034	
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000	
				4,77	0,84	0,176			6,20	1,08	0,174	
5.	Vento p= 2,00 kN/mq	1		18,62		33,24	1,785	1,50	27,93		49,86	1,785
Sommano CON VENTO INTERNO				18,62	4,77	34,08	1,785		27,93	6,20	50,94	1,785
6.	Vento p= 2,00 kN/mq	1		-18,62		-33,24	1,785	1,50	-27,93		-49,86	1,785
Sommano CON VENTO ESTERNO				-18,62	4,77	-32,40	1,785		-27,93	6,20	-49,02	1,785

Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

$$\begin{aligned} \text{con vento interno} & \quad \gamma H_d = 27,93 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 6,20 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = 50,95 \text{ kNm} \\ \text{con vento esterno} & \quad \gamma H_d = -27,93 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 6,20 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = -49,02 \text{ kNm} \end{aligned}$$

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm, l'ancoraggio viene realizzato con 4 tirafondi M24 in acciaio INOX AISI 316 L

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto f_j ($\beta_j=2/3$; $k_j=1$ a favore di sicurezza)

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

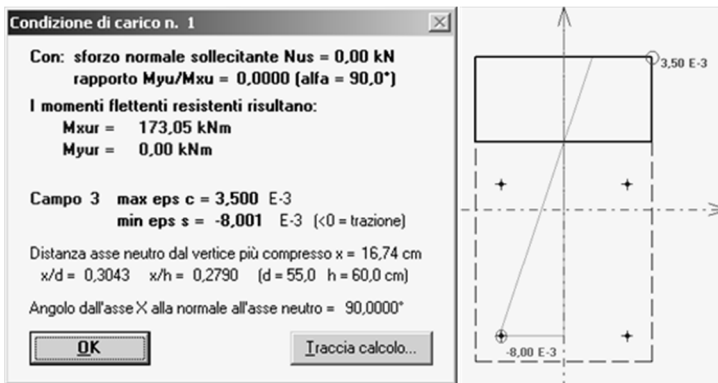
$$\text{con la quale si ricava anche } c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm} \quad \text{che determina una } A_{eff} = 96900 \text{ mm}^2$$

La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ($A_{eff} * f_j = 1063.32 \text{ kN}$)

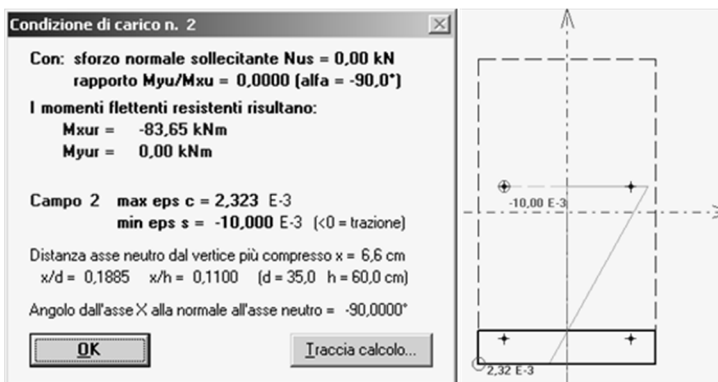
Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto, si calcola quindi il M_{res} ultimo della sezione impostando " f_j " come resistenza massima del calcestruzzo, $f_y=430 \text{ N/mm}^2$ resistenza barre acciaio e $A_s = 353 \text{ mm}^2$ area netta per una barra M24.

La sezione reagente è pari alla dimensione della piastra

Con vento interno si ha $M_{sd}=50.95 \text{ kNm} < M_{res,u}=173.05 \text{ kNm}$



Con vento esterno si ha $M_{sd}= -49.02 \text{ kNm} < M_{res,u}= -83.65 \text{ kNm}$



Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali

2.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato

Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

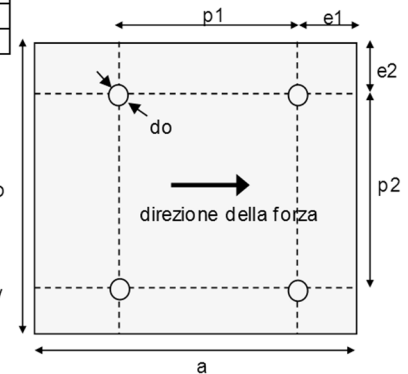
BULLONI:	classe:	INOX	f_{ub}	f_y	A	As	d bullone	do - foro
	DADO:	-	MPa	MPa	mm ²	mm ²	mm	mm
	bullone:	M 24	540	430	452	353	24	26

PIASTRA	t =	355	spessore minimo singola piastra di collegamento
	t =	30 mm	
	a =	600 mm	p1 = 300 mm p2 = 250
	b =	350 mm	e1 = 50 mm e2 = 50
	fu =	510 MPa	n = 1 n° piastre o sup. di scorrimento

COEFF.	γ_{Mb} =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	γ_{M2} =	1,25	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE

$F_{t,Sd}$ =	79,28 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
$F_{v,Sd}$ =	14 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE

57 mm	= 2,2 do	$\leq p1 \leq$	$\min(14t; 200) =$	200 mm
78 mm	= 3,0 do	$\leq p2 \leq$	$\min(14t; 200) =$	200 mm
31 mm	= 1,2 do	$\leq e1 \leq$	$40 + 4 t =$	160 mm
39 mm	= 1,5 do	$\leq e2 \leq$	$40 + 4 t =$	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa

VERIFICHE DI RESISTENZA

Trazione $F_{t,Sd} \leq \min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) = 79,28 \leq 137,25 \text{ kN}$ **OK**

dove : $\min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) = 137,25 \text{ kN}$

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} = 137,25 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} = 553,72 \text{ kN}$$

Taglio $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} 14 \leq 76,25 \text{ kN}$ **OK**

verifica sul filetto

dove : $A' = A_s = 353 \text{ mm}^2$

x classe INOX

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} = 76,25 \text{ kN}$$

Trazione e Taglio

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{14,00}{76,25} + \frac{79,28}{192,14} = 0,60 \leq 1 \text{ OK}$$

Rifollamento $F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd} 14 \leq 470,77 \text{ kN}$ **OK**

$$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} = 470,77 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do-1/4; f_{ub}/f_u; 1) = 0,641$$

Resistenza piatto di collegamento

$$N_{u,Sd} \leq N_{u,Rd} 28,00 \leq 3282,77 \text{ kN} \text{ OK}$$

azione di taglio sollecitante il piatto

$$N_{u,Sd} = (\text{taglio di progetto agli slu}) = 28,00 \text{ kN}$$

azione di taglio resistente (ultima)

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} = 3.282,77 \text{ kN}$$

$$\text{dove } A_{net} = t' \times a - n' (t' \times do) = 8940 \text{ mm}^2$$

$$n' = 2$$

$$t' = 30$$

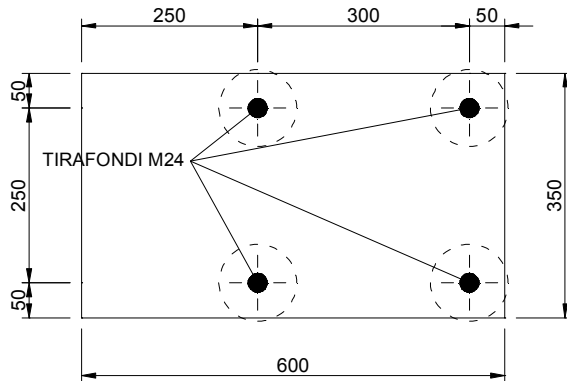
n° fori da detrarre per il calcolo dell'area netta

solitamente $n \times t =$ altezza totale piatto di connessione

2.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24

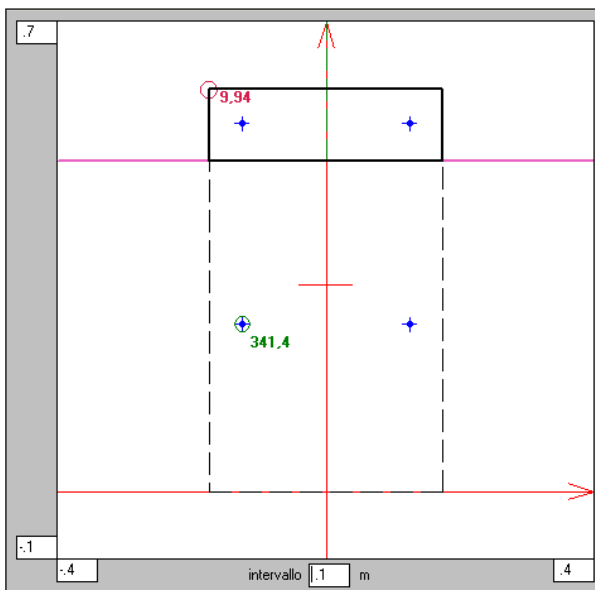
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M24 ($d_{int}=24\text{ mm}$, $A=452\text{ mm}^2$, $A_{res}=353\text{ mm}^2$)
- 4 rondelle ($d_{est}=110\text{ mm}$, $s=20\text{ mm}$)
- 1 piastra (dim. $600\times 350\times 30\text{ mm}$)

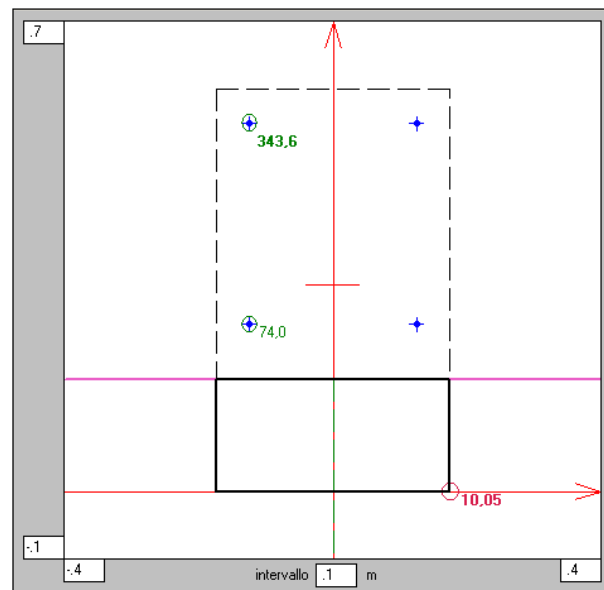


Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo M_{Sd} che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi vale:



M > 0 ($M_{Sd}=75\text{ kNm}$)



M < 0 ($M_{Sd}=-130\text{ kNm}$)

$$\sigma_{c\text{ max}} = 10,05\text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{ck} = 17,4\text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35\text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s\text{ max}} = 344\text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 344\text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox } f_{yk}\geq 430\text{ N/mm}^2\text{)}$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (110^2 - 24^2) = 9051\text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,\text{max}} = 344 \times 353 / 9051 = 13,42\text{ N/mm}^2 < 17,4\text{ N/mm}^2$$

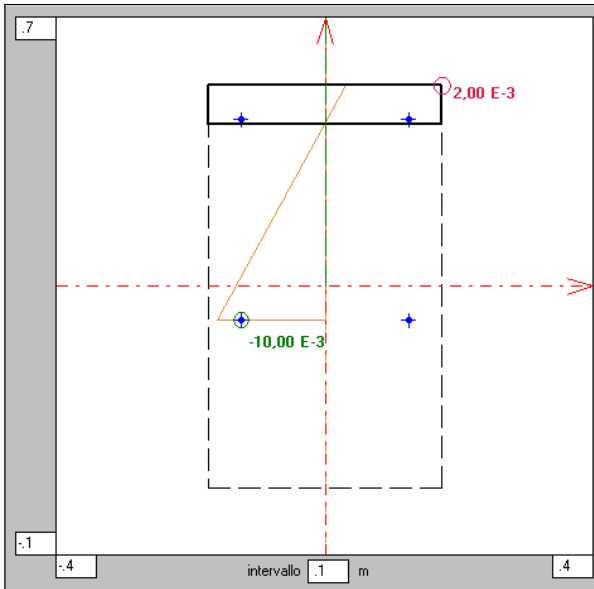
Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

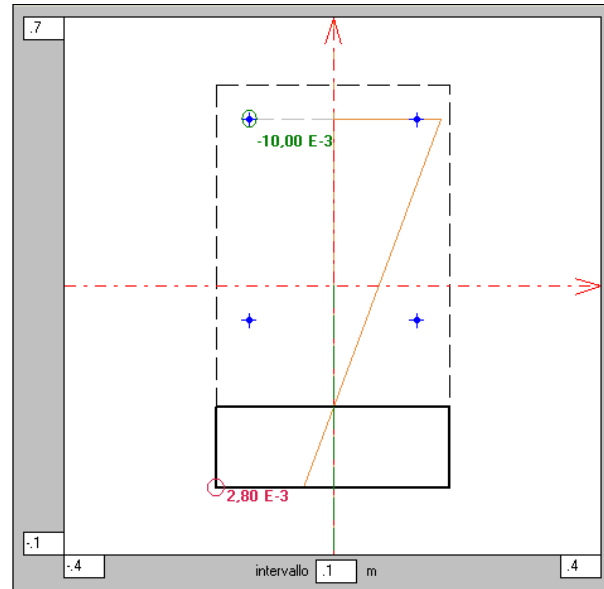
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 430 / 1,15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente M_{Rdu} :

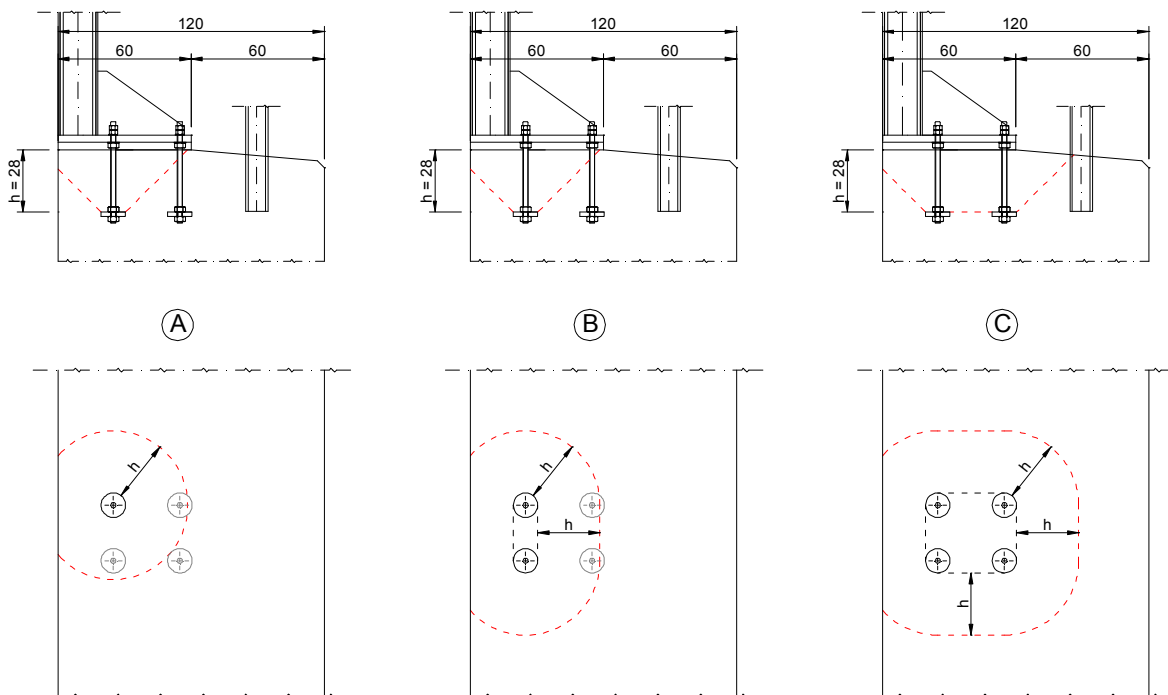


$M > 0$ ($M_{Rdu} = 85 \text{ kNm}$)



$M < 0$ ($M_{Rdu} = -186 \text{ kNm}$)

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo. Nella Figura seguente sono schematizzati i tre possibili meccanismi di punzonamento ipotizzati per il calcolo della forza resistente con una profondità di 28 cm.



2 MONTANTE fino ad $H=3,5\text{m}$

2.5 Verifica della piastra di base

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F_{Rd} = 0,5 u h f_{ctd}$$

dove:

h è la profondità di ancoraggio nel cordolo = 28 cm;

u è il perimetro del contorno efficace ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a 45° sull'intero spessore h;

f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione del cls
 $= f_{ctk} / \gamma_C = 0,7 f_{ctm} / \gamma_C = 0,7 (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,32 \text{ N/mm}^2$ (per $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$)

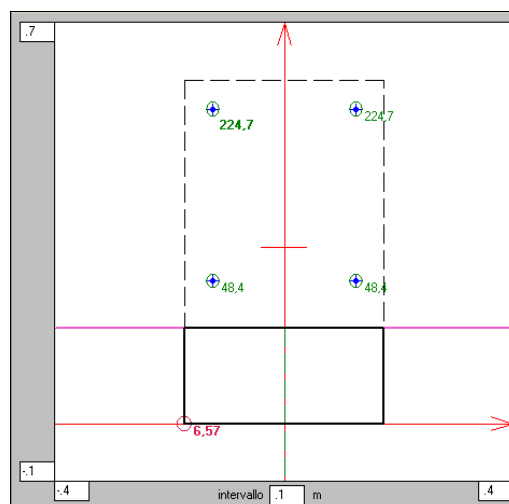
A favore della sicurezza, la forza sollecitante di calcolo agente su ciascun tirafondo si assume pari a:

$$F_{Sd} = f_{yd} A_{res} = 374 \times 353 \times 10^{-3} = 132 \text{ kN}$$

Nella seguente Tabella sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi.

Meccanismo	A	B	C
u (cm)	162	187	247
F_{Rd} (kN)	299	346	456
F_{Sd} (kN)	132	264	528
F_{Rd} / F_{Sd}	2,26	1,31	0,86

La verifica del meccanismo C apparentemente non risulta soddisfatta ($0,86 < 1$). Tuttavia, se si esegue nuovamente la verifica a punzonamento utilizzando le forze F_{Sd} realmente agenti su ciascun tirafondo, ottenute applicando alla sezione il massimo momento di calcolo allo SLU per il montante di altezza 4,50 m (montante più alto con tirafondi M24), si ottiene:



($M_{Sdu} = -85 \text{ kNm}$)

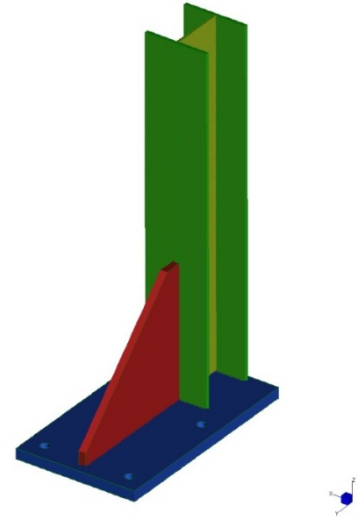
$$F_{Sd} = (225 + 48) \times 2 \times 353 \times 10^{-3} = 193 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} / F_{Sd} = 456 / 193 = 2,36 \gg 1$$

2.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera vengono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza viene inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto viene risolto con l'utilizzo di elementi support di opportuna rigidità (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cutoff funzionanti solo a trazione. La soluzione viene quindi calcolata in campo non lineare.

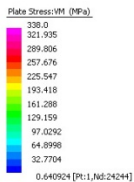


Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$, nei diagrammi successivi le zone che superano tale valore vengono colorate di grigio.

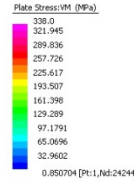
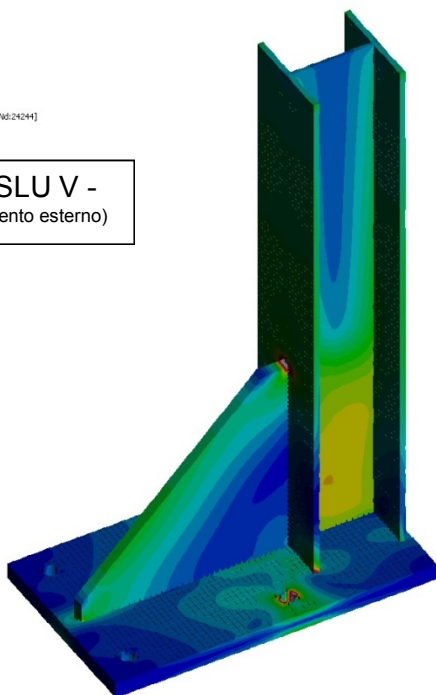
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite

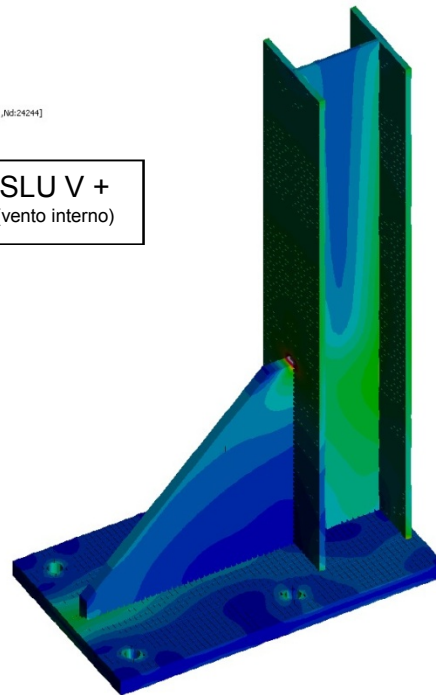
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -
(vento esterno)



SLU V +
(vento interno)



3. MONTANTE H=4.0 m

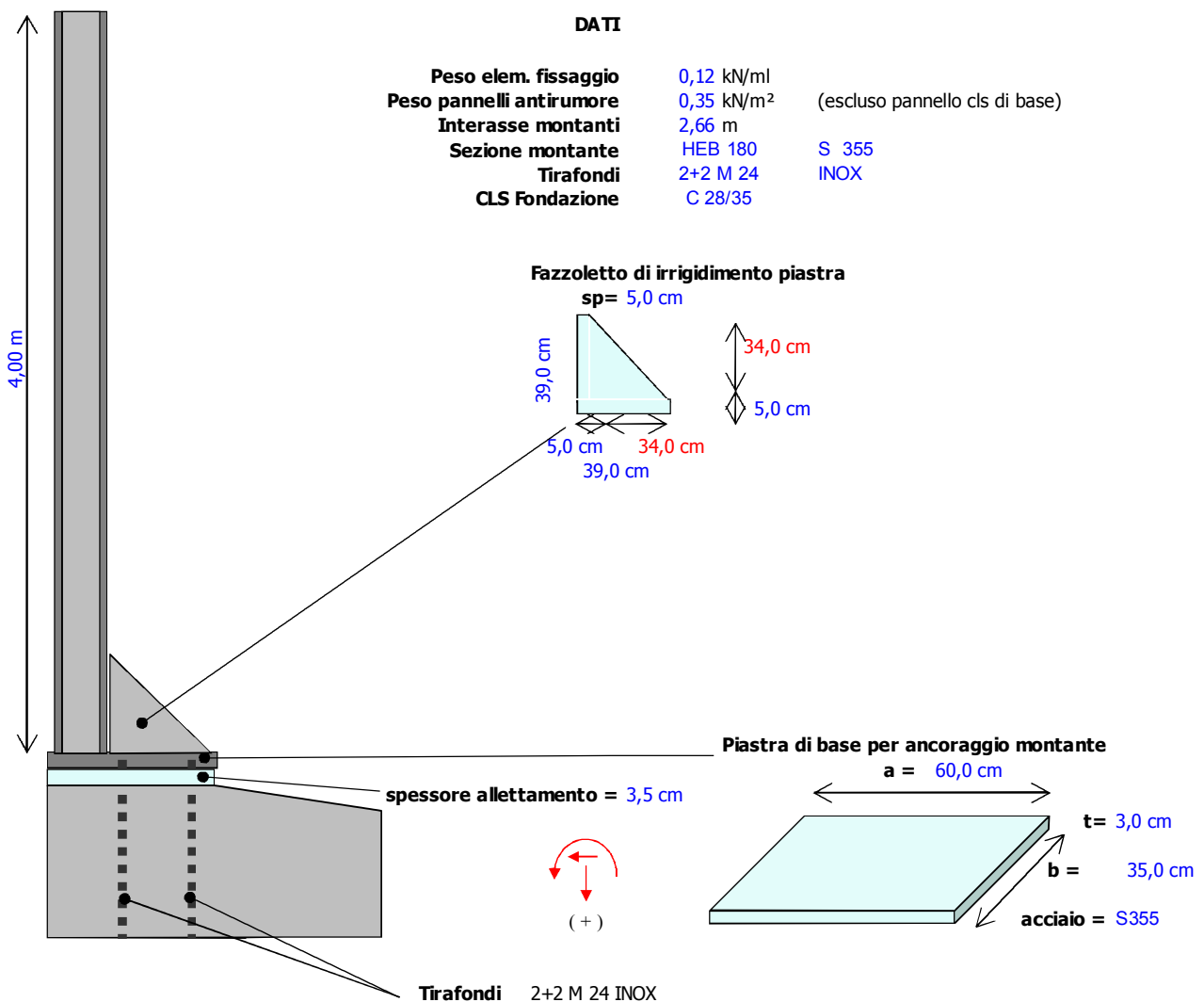
3.1 Caratteristiche geometriche

Le barriere antirumore di altezza del montante pari a 4.0m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEB 180 posti ad interasse massimo di 2,66m.

Alla base viene saldata una piastra con relativi irrigidimenti con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi in acciaio inox AISI 316.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio viene trascurata poiché il rapporto

$$d/a (14.35) < 72 \varepsilon (58,58) \quad (\text{T.U. 2.2.27})$$

se $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,05 \leq 0,5$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

3.3.2 Verifica a flessione

definiti i seguenti valori

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 2.207,76 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,003098 \\ a &= (A-2 b e) / A = 0,228178 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per $n < a$ è sufficiente la verifica a sola flessione (4.2.35)

La verifica a flessione retta per profili in classe 1 o 2 viene condotta con la teoria plastica

momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{ classe 1 e 2 } = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 162,62 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} (63.84 \text{ kNm}) \leq M_{c,Rd} (162.62 \text{ kNm})$ dunque il profilo è adeguato

3.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo della instabilità è condotto nel rispetto delle indicazioni della circolare 2 febbraio 2009

Posto che:

$L_{cr} = 8,00 \text{ m}$ (lunghezza di libera inflessione)

$\psi = 1,75$ (vd. C4.2.31)

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left(1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 224.02 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0.8731$$

$$K_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - K_c)(1 - 2,0(\lambda_{LT} - 0,8)^2) = 0,8763$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,9955$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = 1 / f (\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2]^{1/2}) = 0,7742$$

$M_{xb,Rd} (125.90 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (63.84 \text{ kNm})$ la verifica è soddisfatta

3.4 Verifiche profilo agli SLE

3.4.1 Verifica della deformazione

$$\begin{aligned} d_{\max} &\leq L_s / 150 &= & 26,67 \text{ mm} && \text{nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)} \\ q &= 2 \times 2,66 &= & 5,32 \text{ kN/m} && \text{carico lineare del vento} \\ L_s = l &= & & 4,00 \text{ m} && \text{altezza barriera} \end{aligned}$$

$$d_{\max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 21,16 \leq 26,67 \text{ (mm)} \quad \text{OK!}$$

3.5 Verifica della piastra di base

3.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

come da appendice "L" EC3 (ENV)

A Z I O N I											
(x montante)		SLE					SLU				
		γ	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$	γ	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$
1.	Profilo + fissaggi+ piastre rinf.	1		2,53	0,53	0,210	1,30		3,29	0,69	0,210
2.	pannello	1		2,73	0,57	0,210	1,30		3,55	0,75	0,210
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,34	-0,01	-0,043	1,30		0,44	-0,02	-0,043
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000
				6,09	1,09	0,179			7,92	1,42	0,179
5.	Vento $p= 2,00 \text{ kN/mq}$	1		21,28		43,30	1,50		31,92		64,96
Sommano CON VENTO INTERNO				21,28	6,09	44,39			31,92	7,92	66,38
6.	Vento $p= 2,00 \text{ kN/mq}$	1		-21,28		-43,30	1,50		-31,92		-64,96
Sommano CON VENTO ESTERNO				-21,28	6,09	-42,21			-31,92	7,92	-63,87

Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

$$\begin{aligned} \text{con vento interno} & \quad \gamma H_d = 31,92 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 7,92 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = 66,37 \text{ kNm} \\ \text{con vento esterno} & \quad \gamma H_d = -31,92 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 7,92 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = -63,86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm, l'ancoraggio viene realizzato con 4 tirafondi M24 in acciaio INOX AISI 316 L

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto f_j ($\beta_j=2/3$; $k_j=1$ a favore di sicurezza)

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

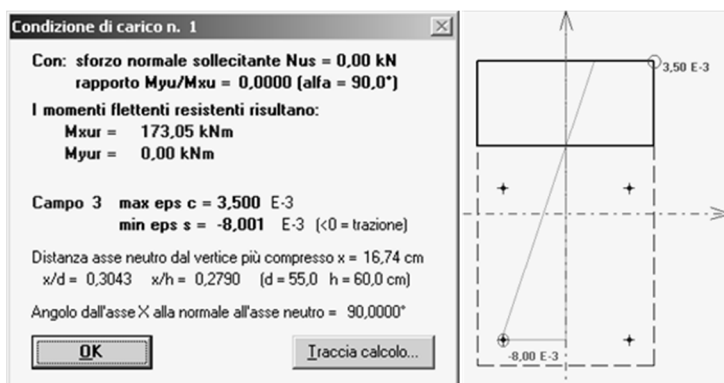
$$\text{con la quale si ricava anche } c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm} \quad \text{che determina una } A_{eff} = 100100 \text{ mm}^2$$

La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ($A_{eff} * f_j = 1098.43 \text{ kN}$)

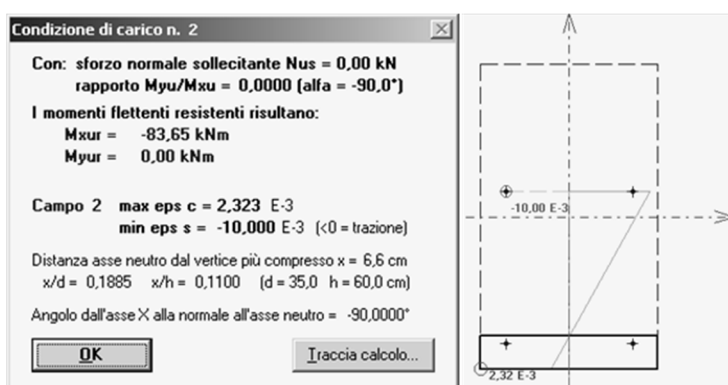
Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto, si calcola quindi il M_{res} ultimo della sezione impostando " f_j " come resistenza massima del calcestruzzo, $f_y=430 \text{ N/mm}^2$ resistenza barre acciaio e $A_s = 353 \text{ mm}^2$ area netta per una barra M24.

La sezione reagente è pari alla dimensione della piastra

Con vento interno si ha $M_{sd} = 66.37 \text{ kNm} < M_{res,u} = 173.05 \text{ kNm}$



Con vento esterno si ha $M_{sd} = -63.86 \text{ kNm} < M_{res,u} = -83.65 \text{ kNm}$



Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali

3.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato

Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

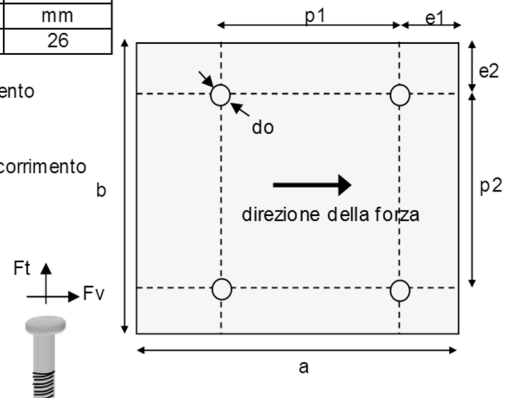
BULLONI:	classe:	INOX	f_{ub}	f_y	A	As	d bullone	do - foro
	DADO:	-	MPa	MPa	mm ²	mm ²	mm	mm
	bullone:	M 24	540	430	452	353	24	26

PIASTRA	t =	355	spessore minimo singola piastra di collegamento
	a =	30 mm	p1 = 300 mm p2 = 250 mm
	b =	600 mm	e1 = 50 mm e2 = 50 mm
	fu =	350 mm	n = 1 n° piastre o sup. di scorrimento
		510 MPa	

COEFF.	γ_{Mb} =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	γ_{M2} = <td>1,25 <td>coefficiente di sicurezza per fori</td> </td>	1,25 <td>coefficiente di sicurezza per fori</td>	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE

$F_{t,Sd}$ =	103,25 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
$F_{v,Sd}$ =	16 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE

57 mm	= 2,2 do	≤ p1 ≤	min(14t;200) =	200 mm
78 mm	= 3,0 do	≤ p2 ≤	min(14t;200) =	200 mm
31 mm	= 1,2 do	≤ e1 ≤	40 + 4 t =	160 mm
39 mm	= 1,5 do	≤ e2 ≤	40 + 4 t =	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa

VERIFICHE DI RESISTENZA

Trazione $F_{t,Sd} \leq \min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) = 103,25 \leq 137,25 \text{ kN}$ **OK**

dove : $\min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) = 137,25 \text{ kN}$

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} = 137,25 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} = 553,72 \text{ kN}$$

Taglio $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ $16 \leq 76,25 \text{ kN}$ **OK**

verifica sul filetto

dove : $A' = A_s = 353 \text{ mm}^2$

x classe INOX

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} = 76,25 \text{ kN}$$

Trazione e Taglio

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{16,00}{76,25} + \frac{103,25}{192,14} = 0,75 \leq 1 \text{ OK}$$

Rifollamento $F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$ $16 \leq 470,77 \text{ kN}$ **OK**

$$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} = 470,77 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do-1/4; f_{ub}/f_u; 1) = 0,641$$

Resistenza piatto di collegamento

$$N_{u,Sd} \leq N_{u,Rd} \quad 32,00 \leq 3282,77 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

azione di taglio sollecitante il piatto

$$N_{u,Sd} = (\text{taglio di progetto agli slu}) = 32,00 \text{ kN}$$

azione di taglio resistente (ultima)

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} = 3.282,77 \text{ kN}$$

$$\text{dove } A_{net} = t' \times a - n' (t' \times do) = 8940 \text{ mm}^2$$

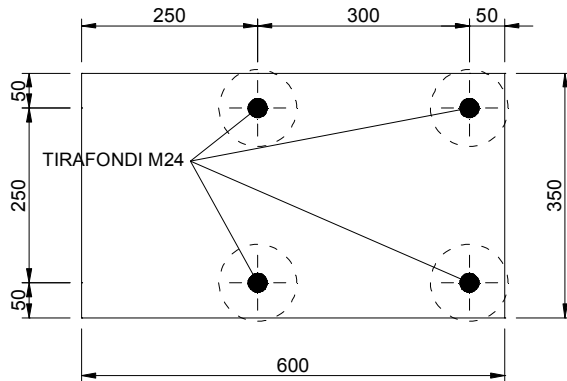
$n' = 2$ n° fori da detrarre per il calcolo dell'area netta

$t' = 30$ solitamente $n \times t =$ altezza totale piatto di connessione

3.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24

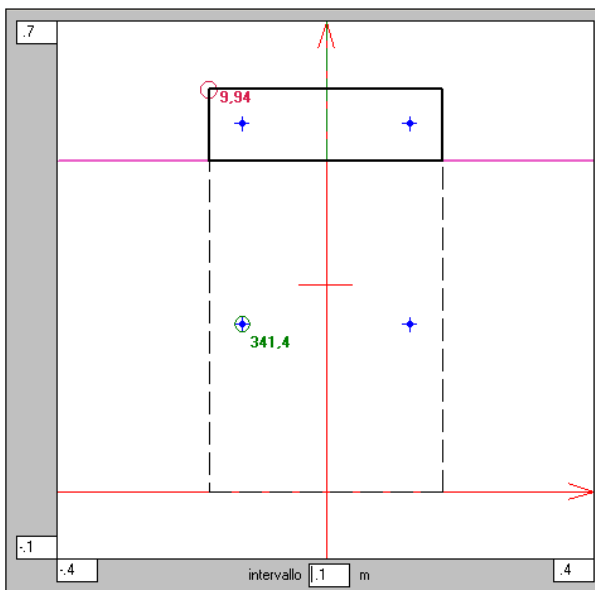
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M24 ($d_{int}=24\text{ mm}$, $A=452\text{ mm}^2$, $A_{res}=353\text{ mm}^2$)
- 4 rondelle ($d_{est}=110\text{ mm}$, $s=20\text{ mm}$)
- 1 piastra (dim. $600\times 350\times 30\text{ mm}$)

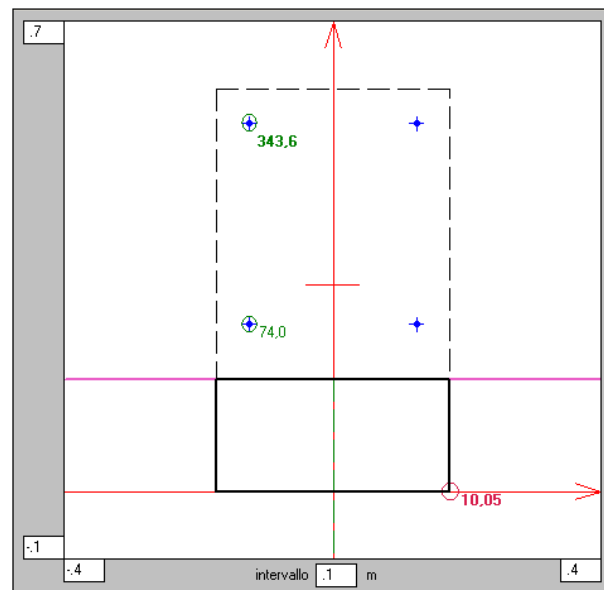


Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo M_{Sd} che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi vale:



M > 0 ($M_{Sd}=75\text{ kNm}$)



M < 0 ($M_{Sd}=-130\text{ kNm}$)

$$\sigma_{c\text{ max}} = 10,05\text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{ck} = 17,4\text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35\text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s\text{ max}} = 344\text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 344\text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox } f_{yk}\geq 430\text{ N/mm}^2\text{)}$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (110^2 - 24^2) = 9051\text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,\text{max}} = 344 \times 353 / 9051 = 13,42\text{ N/mm}^2 < 17,4\text{ N/mm}^2$$

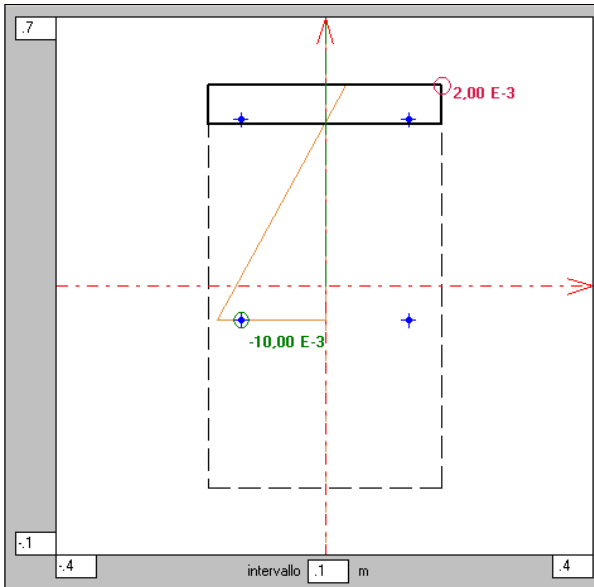
Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

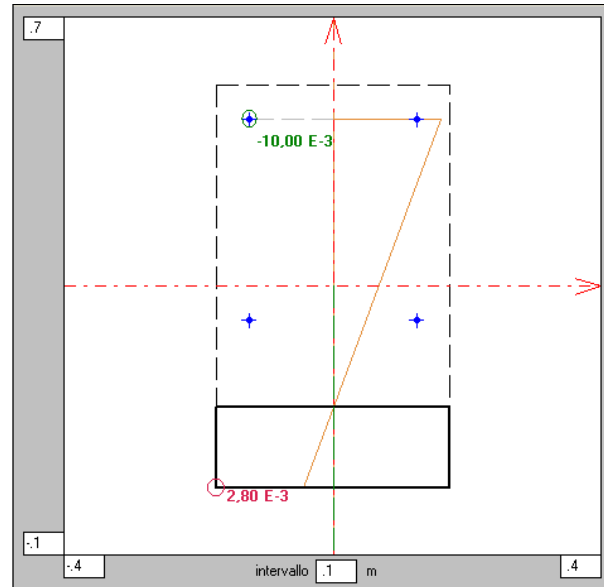
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 430 / 1,15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente M_{Rdu} :

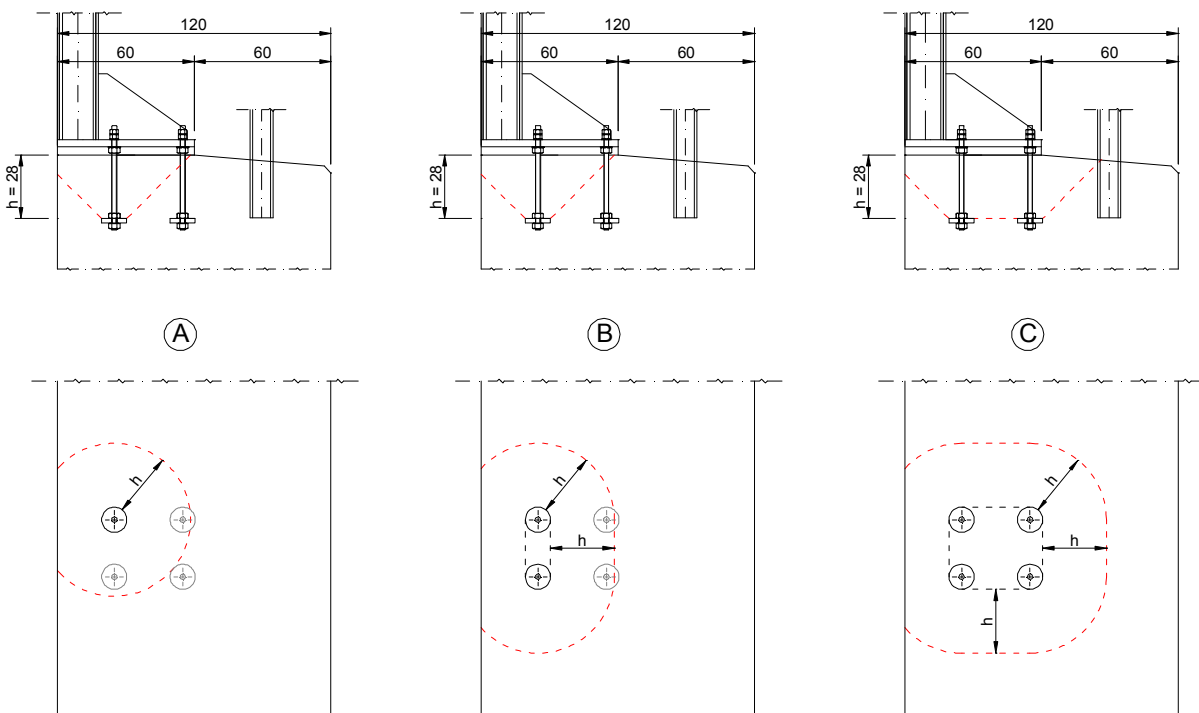


$M > 0$ ($M_{Rdu} = 85 \text{ kNm}$)



$M < 0$ ($M_{Rdu} = -186 \text{ kNm}$)

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo. Nella Figura seguente sono schematizzati i tre possibili meccanismi di punzonamento ipotizzati per il calcolo della forza resistente con una profondità di 28 cm.



3 MONTANTE H=4.0 m

3.5 Verifica della piastra di base

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F_{Rd} = 0,5 u h f_{ctd}$$

dove:

h è la profondità di ancoraggio nel cordolo = 28 cm;

u è il perimetro del contorno efficace ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a 45° sull'intero spessore h;

f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione del cls
 $= f_{ctk} / \gamma_C = 0,7 f_{ctm} / \gamma_C = 0,7 (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,32 \text{ N/mm}^2$ (per $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$)

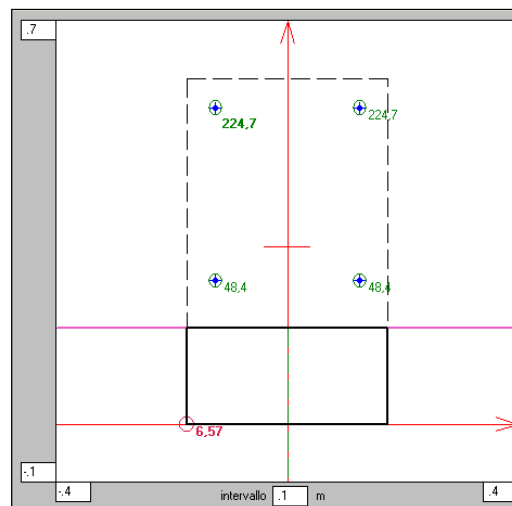
A favore della sicurezza, la forza sollecitante di calcolo agente su ciascun tirafondo si assume pari a:

$$F_{Sd} = f_{yd} A_{res} = 374 \times 353 \times 10^{-3} = 132 \text{ kN}$$

Nella seguente Tabella sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi.

Meccanismo	A	B	C
u (cm)	162	187	247
F_{Rd} (kN)	299	346	456
F_{Sd} (kN)	132	264	528
F_{Rd} / F_{Sd}	2,26	1,31	0,86

La verifica del meccanismo C apparentemente non risulta soddisfatta ($0,86 < 1$). Tuttavia, se si esegue nuovamente la verifica a punzonamento utilizzando le forze F_{Sd} realmente agenti su ciascun tirafondo, ottenute applicando alla sezione il massimo momento di calcolo allo SLU per il montante di altezza 4,50 m (montante più alto con tirafondi M24), si ottiene:



($M_{Sdu} = -85 \text{ kNm}$)

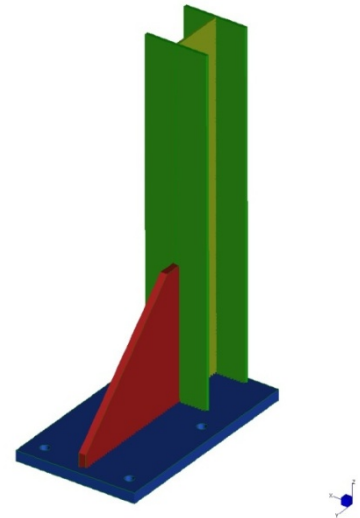
$$F_{Sd} = (225+48) \times 2 \times 353 \times 10^{-3} = 193 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} / F_{Sd} = 456 / 193 = 2,36 \gg 1$$

3.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera vengono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza viene inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto viene risolto con l'utilizzo di elementi support di opportuna rigidezza (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cutoff funzionanti solo a trazione. La soluzione viene quindi calcolata in campo non lineare.

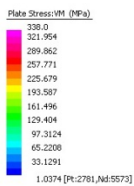


Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$, nei diagrammi successivi le zone che superano tale valore vengono colorate di grigio.

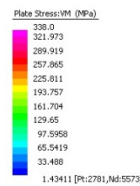
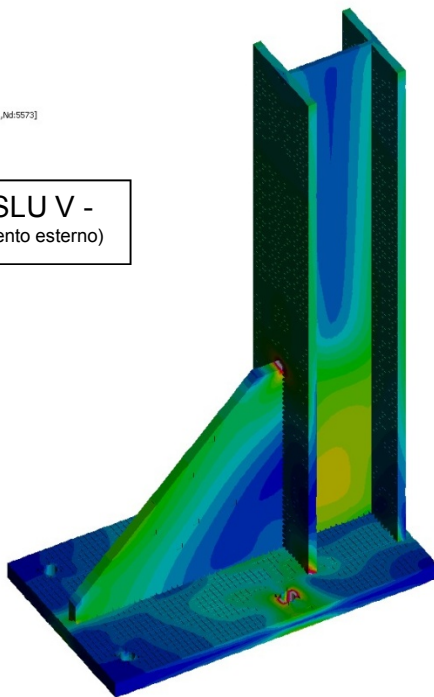
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite

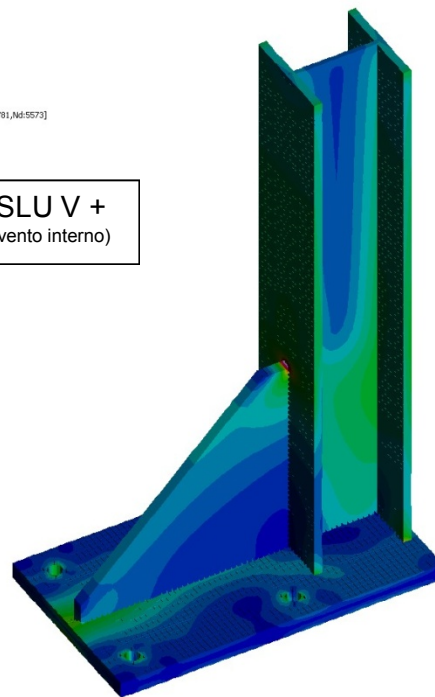
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -
(vento esterno)



SLU V +
(vento interno)



4. MONTANTE H=4.5 m

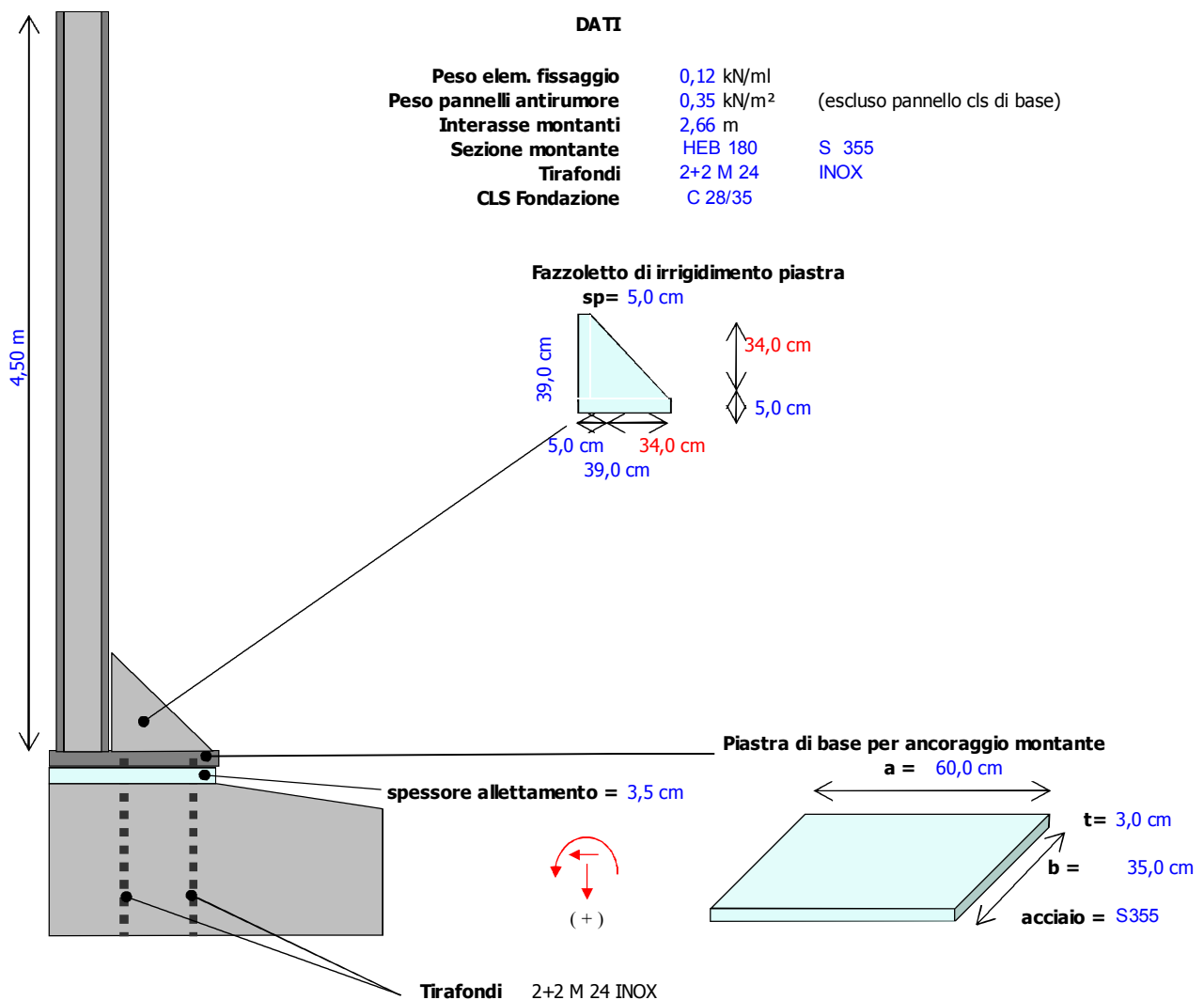
4.1 Caratteristiche geometriche

Le barriere antirumore di altezza del montante pari a 4,5m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEB 180 posti ad interasse massimo di 2,66m.

Alla base viene saldata una piastra con relativi irrigidimenti con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi in acciaio inox AISI 316.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio viene trascurata poiché il rapporto

$$d/a \text{ (14.35)} < 72 \varepsilon \text{ (58,58)} \quad (\text{T.U. 2.2.27})$$

se $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,06 \leq 0,5$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

4.3.2 Verifica a flessione

definiti i seguenti valori

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 2.207,76 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,003551 \\ a &= (A - 2 b e) / A = 0,228178 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per $n < a$ è sufficiente la verifica a sola flessione (4.2.35)

La verifica a flessione retta per profili in classe 1 o 2 viene condotta con la teoria plastica

momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{x classe 1 e 2} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 162,62 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} \text{ (80.80 kNm)} \leq M_{c,Rd} \text{ (162.62 kNm)}$ dunque il profilo è adeguato

4.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo della instabilità è condotto nel rispetto delle indicazioni della circolare 2 febbraio 2009

Posto che:

$L_{cr} = 9,00 \text{ m}$ (lunghezza di libera inflessione)

$\psi = 1,75$ (vd. C4.2.31)

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left(1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 197,41 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0,9300$$

$$K_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - K_c)(1 - 2,0(\lambda_{LT} - 0,8)^2) = 0,8792$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 1,0566$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = 1 / f (\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2]^{1/2}) = 0,7300$$

$M_{xb,Rd} \text{ (118.72 kNm)} \geq M_{x,Ed} \text{ (80.80 kNm)}$ la verifica è soddisfatta

4.4 Verifiche profilo agli SLE

4.4.1 Verifica della deformazione

$d_{max} \leq L_s / 150$	=	30,00 mm	nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)
$q = 2 \times 2,66$	=	5,32 kN/m	carico lineare del vento
$L_s = l =$		4,50 m	altezza barriera

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 33,90 > 30,00 \text{ (mm)} \quad \text{COMPATIBILE CON L'INTEGRITA' DEI PANNELLI}$$

se si adottasse il valore reale massimo del solo vento pa 1,3 kN/m² avremmo un $q = 1,3 \times 2,66 = 3,458$ kN/m

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 22,03 < 30,00 \text{ (mm)} \quad \text{e quindi VERIFICATO !}$$

4.5 Verifica della piastra di base

4.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

come da appendice "L" EC3 (ENV)

A Z I O N I (x montante)		SLE				SLU					
		γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)	γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)
1.	Profilo + fissaggi+ piastre rinf.	1		2,84	0,60	0,210	1,30		3,69	0,78	0,210
2.	pannello	1		3,19	0,67	0,210	1,30		4,15	0,87	0,210
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,34	-0,01	-0,043	1,30		0,44	-0,02	-0,043
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000
				6,86	1,26	0,184			8,92	1,63	0,183
5.	Vento $p= 2,00$ kN/mq	1		23,94		54,70	1,50		35,91		82,05
	Sommano CON VENTO INTERNO			23,94	6,86	55,96			35,91	8,92	83,68
6.	Vento $p= 2,00$ kN/mq	1		-23,94		-54,70	1,50		-35,91		-82,05
	Sommano CON VENTO ESTERNO			-23,94	6,86	-53,44			-35,91	8,92	-80,79

Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

con vento interno $\gamma H_d = 35,91$ kN $\gamma N_d = 8,92$ kN $\gamma M_d = 83,69$ kNm

con vento esterno $\gamma H_d = -35,91$ kN $\gamma N_d = 8,92$ kN $\gamma M_d = -80,79$ kNm

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm, l'ancoraggio viene realizzato con 4 tirafondi M24 in acciaio INOX AISI 316 L

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto f_j ($\beta_j=2/3$; $k_j=1$ a favore di sicurezza)

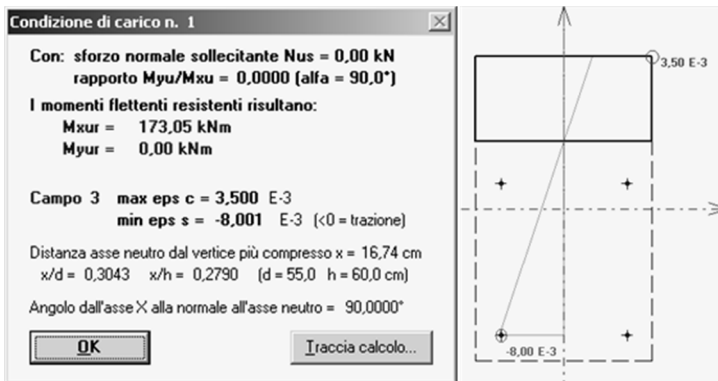
$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

con la quale si ricava anche $c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm}$ che determina una $A_{eff} = 100100 \text{ mm}^2$

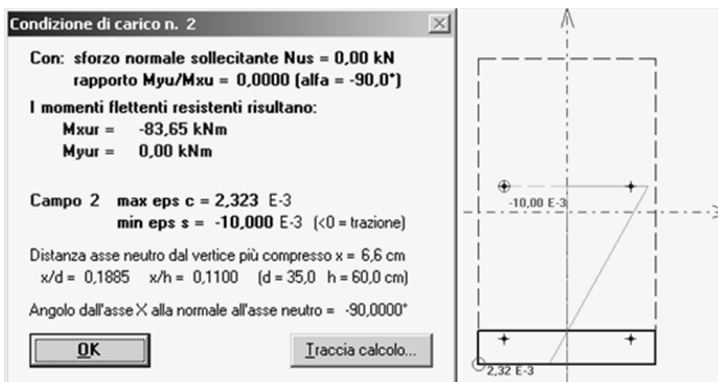
La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ($A_{eff} * f_j = 1098.43$ kN)

Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto, si calcola quindi il M_{res} ultimo della sezione impostando " f_j " come resistenza massima del calcestruzzo, $f_y=430 \text{ N/mm}^2$ resistenza barre acciaio e $A_s = 353 \text{ mm}^2$ area netta per una barra M24. La sezione reagente è pari alla dimensione della piastra

Con vento interno si ha $M_{sd}=83.69 \text{ kNm} < M_{res,u}=173.05 \text{ kNm}$



Con vento esterno si ha $M_{sd}= -80.79 \text{ kNm} < M_{res,u}= -83.65\text{kNm}$



alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali

4.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

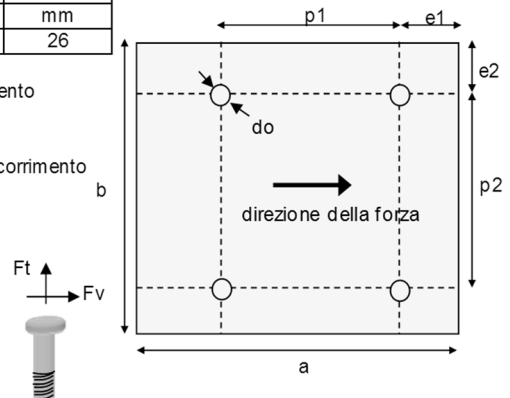
unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato
Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

BULLONI:	classe:	INOX	f_{ub}	f_y	A	As	d bullone	do - foro
	DADO:	-	MPa	MPa	mm ²	mm ²	mm	mm
	bullone:	M 24	540	430	452	353	24	26

PIASTRA	t =	355	spessore minimo singola piastra di collegamento
	a =	600 mm	p1 = 300 mm p2 = 250 mm
	b =	350 mm	e1 = 50 mm e2 = 50 mm
	fu =	510 MPa	n = 1 n° piastre o sup. di scorrimento

COEFF.	γ_{Mb} =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	γ_{M2} =	1,25	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE	$F_{t,Sd}$ =	130,54 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
	$F_{v,Sd}$ =	18 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE	57 mm	= 2,2 do	≤ p1 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	78 mm	= 3,0 do	≤ p2 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	31 mm	= 1,2 do	≤ e1 ≤	40 + 4 t =	160 mm
	39 mm	= 1,5 do	≤ e2 ≤	40 + 4 t =	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa

VERIFICHE DI RESISTENZA	Trazione	$F_{t,Sd} \leq \min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) =$	130,54	≤ 137,25 kN	OK
dove :		$\min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) =$	137,25 kN		
		$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} =$	137,25 kN		
		$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} =$	553,72 kN		

Taglio	$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$	18	≤ 76,25 kN	OK
	verifica sul filetto			
dove :	$A' = A_s =$	353 mm ²		
x classe	INOX			
	$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} =$	76,25 kN		

Trazione e Taglio	$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{18,00}{76,25} + \frac{130,54}{192,14} =$	0,92	≤ 1	OK
-------------------	---	------	-----	----

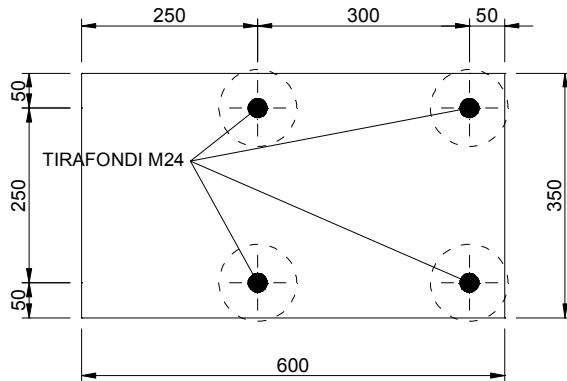
Rifollamento	$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$	18	≤ 470,77 kN	OK
	$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} =$	470,77 kN		
	$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do-1/4; f_{ub}/f_u; 1) =$	0,641		

Resistenza piatto di collegamento	$N_{u,Sd} \leq N_{u,Rd}$	36,00	≤ 3282,77 kN	OK
	azione di taglio sollecitante il piatto			
	$N_{u,Sd} = (\text{taglio di progetto agli slu}) =$	36,00 kN		
	azione di taglio resistente (ultima)			
	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} =$	3.282,77 kN		
	dove $A_{net} = t' \times a - n' (t' \times do) =$	8940 mm ²		
	$n' = 2$	n° fori da detrarre per il calcolo dell'area netta		
	$t' = 30$	solitamente $n \times t =$ altezza totale piatto di connessione		

4.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24

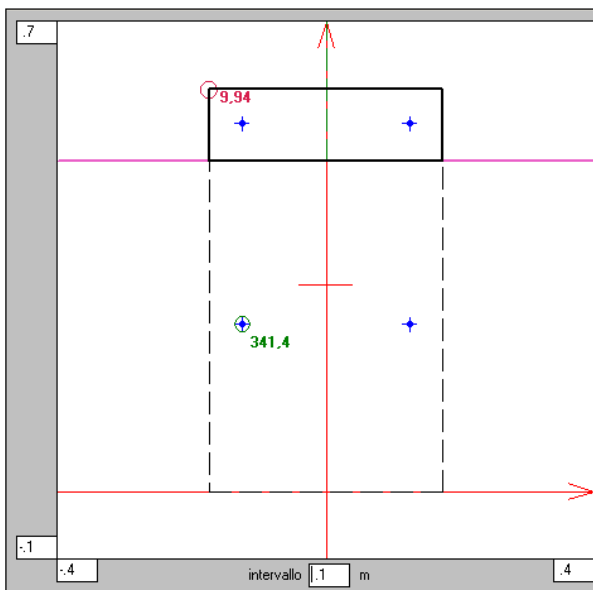
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M24 ($d_{int}=24$ mm, $A=452$ mm², $A_{res}=353$ mm²)
- 4 rondelle ($d_{est}=110$ mm, $s=20$ mm)
- 1 piastra (dim. 600x350x30 mm)

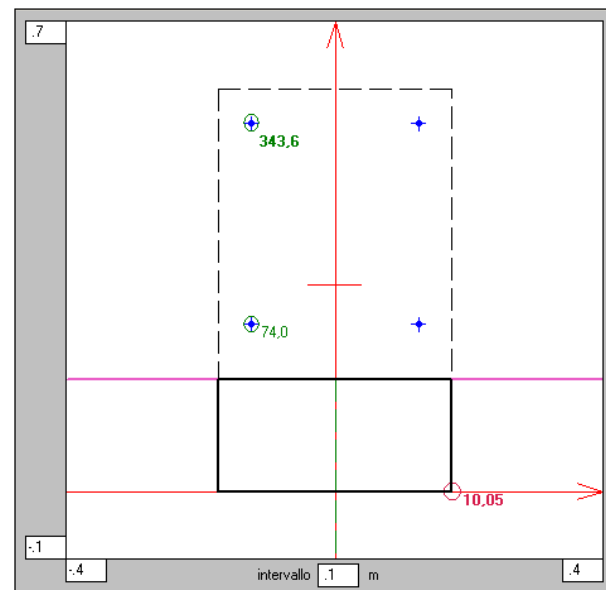


Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo M_{Sd} che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi vale:



M > 0 ($M_{Sd}=75$ kNm)



M < 0 ($M_{Sd}=-130$ kNm)

$$\sigma_{c \max} = 10,05 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s \max} = 344 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 344 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox } f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (110^2 - 24^2) = 9051 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c, \max} = 344 \times 353 / 9051 = 13,42 \text{ N/mm}^2 < 17,4 \text{ N/mm}^2$$

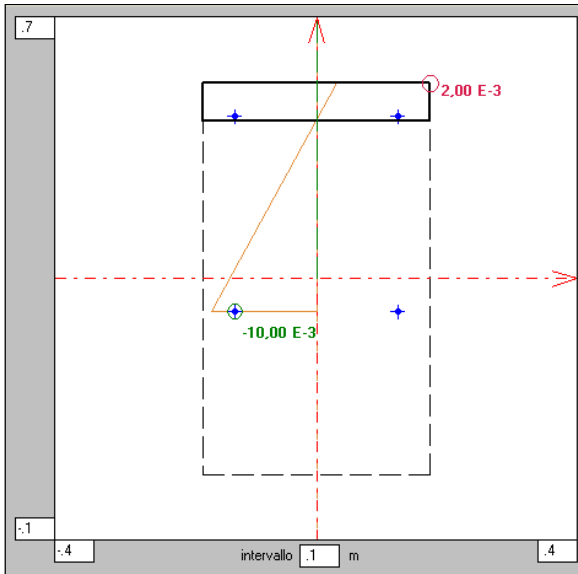
Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

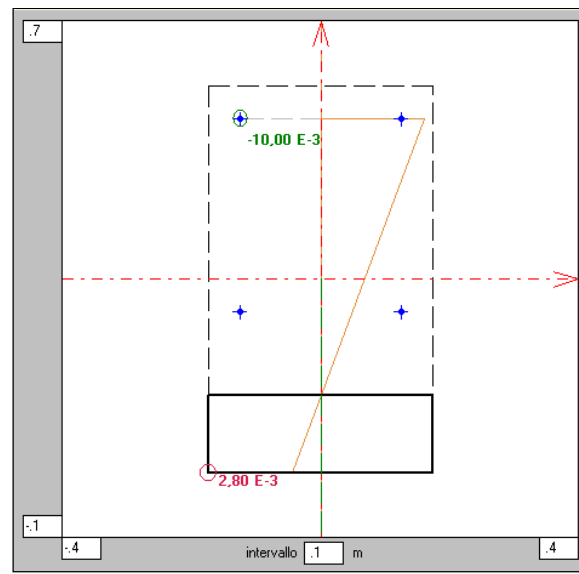
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 430 / 1,15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente M_{Rdu} :

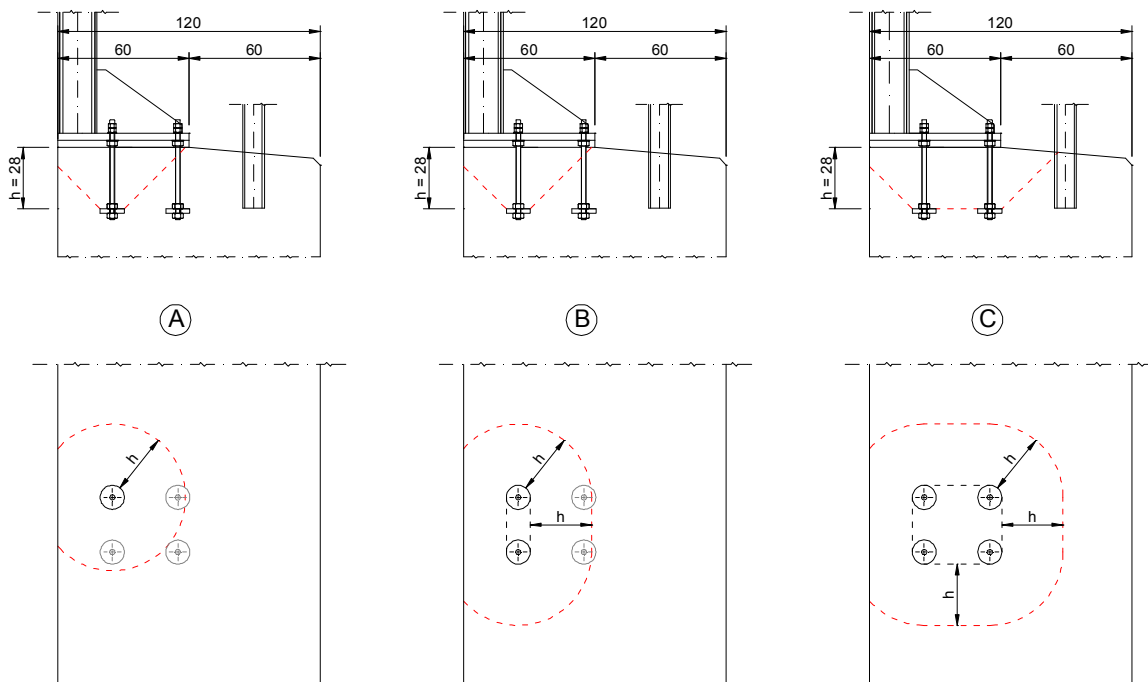


$M > 0$ ($M_{Rdu} = 85 \text{ kNm}$)



$M < 0$ ($M_{Rdu} = -186 \text{ kNm}$)

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo. Nella Figura seguente sono schematizzati i tre possibili meccanismi di punzonamento ipotizzati per il calcolo della forza resistente con una profondità di 28 cm.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F_{Rd} = 0,5 u h f_{ctd}$$

dove:

h è la profondità di ancoraggio nel cordolo = 28 cm;

u è il perimetro del contorno efficace ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a 45° sull'intero spessore h;

f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione del cls

$$= f_{ctk} / \gamma_C = 0,7 f_{ctm} / \gamma_C = 0,7 (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,32 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

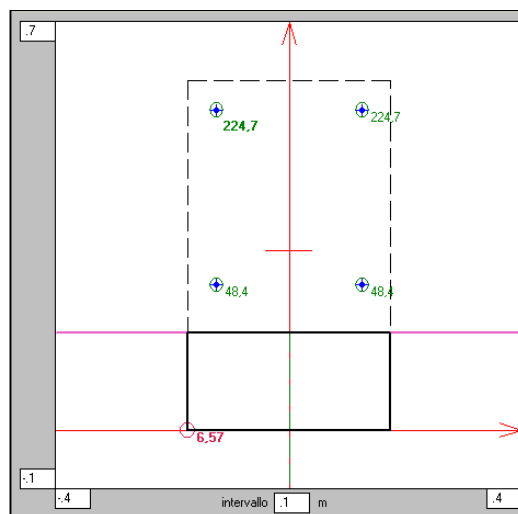
A favore della sicurezza, la forza sollecitante di calcolo agente su ciascun tirafondo si assume pari a:

$$F_{Sd} = f_{yd} A_{res} = 374 \times 353 \times 10^{-3} = 132 \text{ kN}$$

Nella seguente Tabella sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi.

Meccanismo	A	B	C
u (cm)	162	187	247
F_{Rd} (kN)	299	346	456
F_{Sd} (kN)	132	264	528
F_{Rd} / F_{Sd}	2,26	1,31	0,86

La verifica del meccanismo C apparentemente non risulta soddisfatta ($0,86 < 1$). Tuttavia, se si esegue nuovamente la verifica a punzonamento utilizzando le forze F_{Sd} realmente agenti su ciascun tirafondo, ottenute applicando alla sezione il massimo momento di calcolo allo SLU per il montante di altezza 4,50 m, si ottiene:



$$(M_{Sdu} = -85 \text{ kNm})$$

$$F_{Sd} = (225 + 48) \times 2 \times 353 \times 10^{-3} = 193 \text{ kN}$$

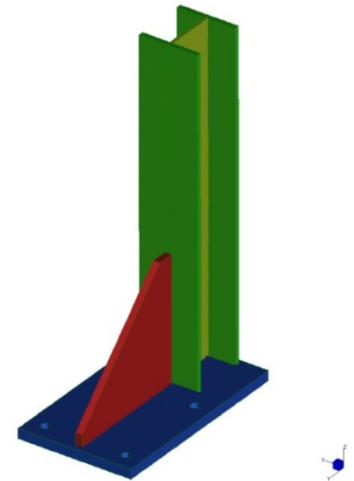
$$F_{Rd} / F_{Sd} = 456 / 193 = 2,36 \gg 1$$

4.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera vengono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza viene inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto viene risolto con l'utilizzo di elementi support di opportuna rigidità (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cutoff funzionanti solo a trazione. La soluzione viene quindi calcolata in campo non lineare.

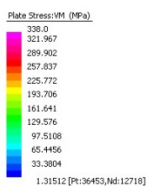
Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$, nei diagrammi successivi le zone che superano tale valore vengono colorate di grigio.



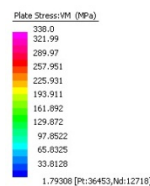
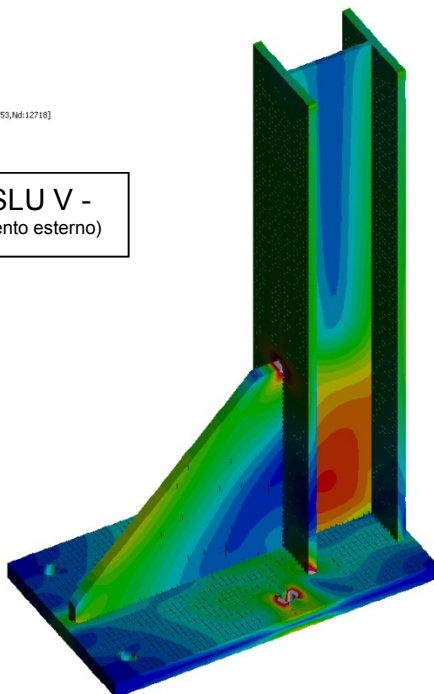
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite

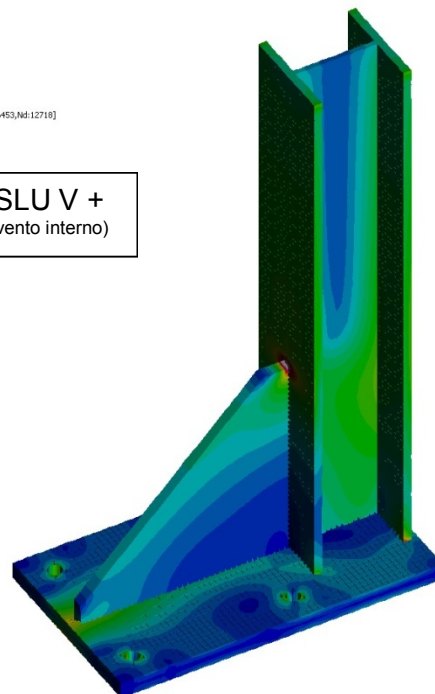
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -
(vento esterno)



SLU V +
(vento interno)



5. MONTANTE H=5.0 m

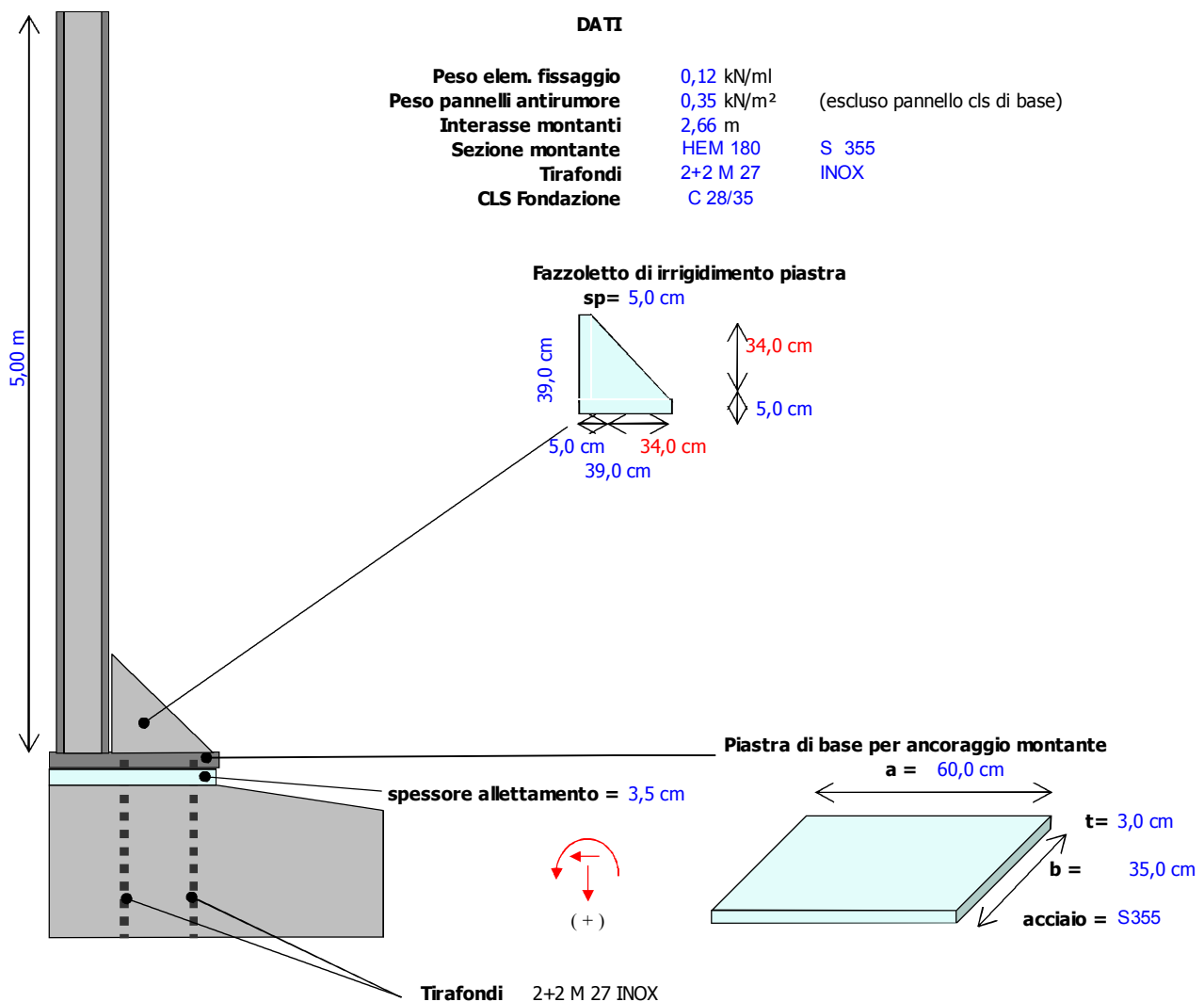
5.1 Caratteristiche geometriche

Le barriere antirumore di altezza del montante pari a 5,0m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEM 180 posti ad interasse massimo di 2,66m.

Alla base viene saldata una piastra con relativi irrigidimenti con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi in acciaio inox AISI 316.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Caratteristiche geometriche del profilo:

SEZIONE:	HEM 180	ACCIAIO:	S 355	Montante barriera antirumore H = 5m	
Res. dei materiali secondo DM 2008	E = 210.000 MPa $\nu = 0,30$ $\varepsilon = 0,81$ G = 80.769 MPa $f_{yk} = 355$ MPa $f_{yd} = 338$ MPa $\tau_{yd} = 195$ MPa	$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$ $\tau_{yd} = f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$		ceff. di sicurezza (Tab. 4.2.V) $\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M1} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	
Dati geom.	b = 186 mm h = 200 mm e = 24 mm a = 14,5 mm r = 15 mm c = 152 mm d = 122 mm	Dati sez.	A = 113 cm ² W _x = 748 cm ³ W _{pl,x} = 883 cm ³ J _x = 7483 cm ⁴ i _x = 8,13 cm J _{t el} = 186,86 cm ⁴ J _w = 199795,2 cm ⁶	W _y = 277 cm ⁴ W _{pl,y} = 425 cm ³ J _y = 2580 cm ⁴ i _y = 4,77 cm J _{t pl} = 203 cm ⁴	

CLASSE DEL PROFILO

(NTC 08 4.2.3.1)
profilo laminato a caldo
tipo verifica ammessa:

	c	c/t	comp.	fless.
ala	70,75	2,95	CLASSE 1	-
anima	122	8,41	CLASSE 1	CLASSE 1

Metodo PLASTICO (P) o ELASTICO (E)

5.2 Sollecitazioni

Le sollecitazioni alla base del montante sono le seguenti:

MONTANTE						
SOLLECITAZIONI						
			γ	SLE	γ	SLU
1.	Profilo+fissaggi	(0,889+0,12)x5	1,00	5,05 kN	1,30	6,57 kN
2.	Pannelli	0,35x4x2,6	1,00	3,64 kN	1,30	4,73 kN
sommario N_{tot} =				8,69 kN	1,30	11,30 kN
3.	Vento	H _v = 2x2,66x5 M _v = H _v x 5 / 2	1,00	26,60 kN 66,50 kNm	1,50	39,90 kN 99,75 kNm
4.	Neve	H _n = 15,00 kN M _n = H _n x 1,50	1,00	15,00 kN 22,50 kNm	1,50	22,50 kN 33,75 kNm

Che si riassumono nelle seguenti sollecitazioni di verifica

agli SLE		agli SLU	
N _{Ed} =	8,69 kN	N _{Ed} =	11,30 kN
V _{Ed} =	26,60 kN	V _{Ed} =	39,90 kN
M _{X_{Ed}} =	66,50 kNm	M _{X_{Ed}} =	99,75 kNm

5.3 Verifiche profilo agli SLU

5.3.1 Verifica a taglio

$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ $39,9 \leq 671,49 \text{ kN}$ **Verificato !**
dove :
 $V_{c,Rd} = (x \text{ profili a l e H, res plastica}) \quad A_v \tau_{yd} = 671,49 \text{ kN}$
 $A_v = A - 2 b e + (a+2r) e = 34,40 \text{ cm}^2$

Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio viene trascurata poiché il rapporto

$$d/a \text{ (8.41)} < 72 \varepsilon \text{ (58,58)} \quad (\text{T.U. 2.2.27})$$

se $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,04 \leq 0,5$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

5.3.2 Verifica a flessione

definiti i seguenti valori

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 3.820,48 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,002958 \\ a &= (A - 2 b e) / A = 0,209912 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per $n < a$ è sufficiente la verifica a sola flessione (4.2.35)

La verifica a flessione retta per profili in classe 1 o 2 viene condotta con la teoria plastica

momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{classe 1 e 2} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 298,54 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} \leq M_{c,Rd}$ dunque il profilo è adeguato

5.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo della instabilità è condotto nel rispetto delle indicazioni della circolare 2 febbraio 2009

Posto che:

$L_{cr} = 10,00 \text{ m}$ (lunghezza di libera inflessione)

$\psi = 1,75$ (vd. C4.2.31)

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left(1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 524.68 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0.7729$$

$$K_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - K_c)(1 - 2,0(\lambda_{LT} - 0,8)^2) = 0,8752$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 1,075269$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,8961$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = 1 / f (\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2]^{1/2}) = 0,8467$$

$M_{xb,Rd} (252.76 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (99.75 \text{ kNm})$ la verifica è soddisfatta

5.4 Verifiche profilo agli SLE

5.4.1 Verifica della deformazione

$$\begin{aligned} d_{\max} &\leq L_s / 150 &= & 33,33 \text{ mm} && \text{nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)} \\ q &= 2 \times 2,66 &= & 5,32 \text{ kN/m} && \text{carico lineare del vento} \\ L_s = l &= &= & 5,00 \text{ m} && \text{altezza barriera} \end{aligned}$$

$$d_{\max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 26,45 \leq 33,33 \text{ (mm)} \quad \text{OK!}$$

5.5 Verifica della piastra di base

5.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

come da appendice "L" EC3 (ENV)

A Z I O N I (x montante)		SLE				SLU					
		γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)	γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)
1.	Profilo + fissaggi+ piastre rinf.	1		5,05	1,01	0,200	1,30		6,57	1,31	0,200
2.	pannello	1		3,64	0,73	0,200	1,30		4,73	0,95	0,200
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,34	-0,02	-0,063	1,30		0,44	-0,03	-0,063
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000
				9,52	1,72	0,181			12,38	2,23	0,180
5.	Vento p= 2,00 kN/mq	1	26,60		67,43	2,535	1,50	39,90		101,15	2,535
Sommano CON VENTO INTERNO			26,60	9,52	69,15	2,535		39,90	12,38	103,38	2,535
6.	Vento p= 2,00 kN/mq	1	-26,60		-67,43	2,535	1,50	-39,90		-101,15	2,535
Sommano CON VENTO ESTERNO			-26,60	9,52	-65,71	2,535		-39,90	12,38	-99,43	2,535

Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

$$\begin{aligned} \text{con vento interno} & \quad \gamma H_d = 39,90 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 12,38 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = 103,38 \text{ kNm} \\ \text{con vento esterno} & \quad \gamma H_d = -39,90 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 12,38 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = -99,43 \text{ kNm} \end{aligned}$$

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm, l'ancoraggio viene realizzato con 4 tirafondi M27 in acciaio INOX AISI 316 L

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto f_j ($\beta_j=2/3$; $k_j=1$ a favore di sicurezza)

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

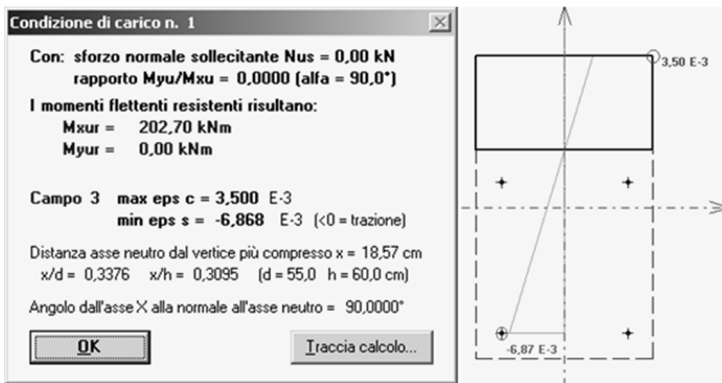
$$\text{con la quale si ricava anche } c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm} \quad \text{che determina una } A_{eff} = 107100 \text{ mm}^2$$

La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ($A_{eff} * f_j = 1174.89 \text{ kN}$)

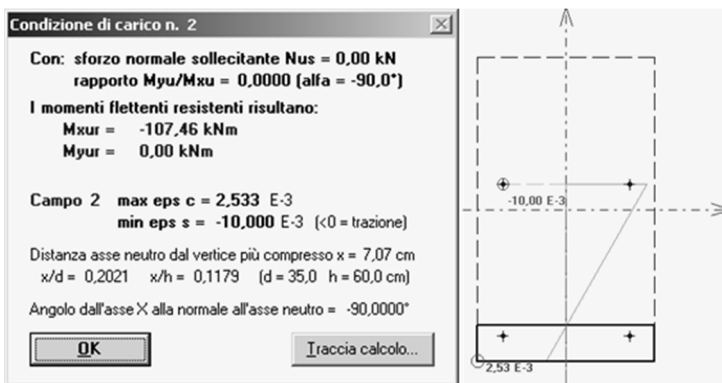
Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto, si calcola quindi il M_{res} ultimo della sezione impostando " f_j " come resistenza massima del calcestruzzo, $f_y=430 \text{ N/mm}^2$ resistenza barre acciaio e $A_s = 459 \text{ mm}^2$ area netta per una barra M27.

La sezione reagente è pari alla dimensione della piastra

Con vento interno si ha $M_{sd}=103.38 \text{ kNm} < M_{res,u}=202.70\text{kNm}$



Con vento esterno si ha $M_{sd}= -99.43 \text{ kNm} < M_{res,u}= -107.46 \text{ kNm}$



Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali

5.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

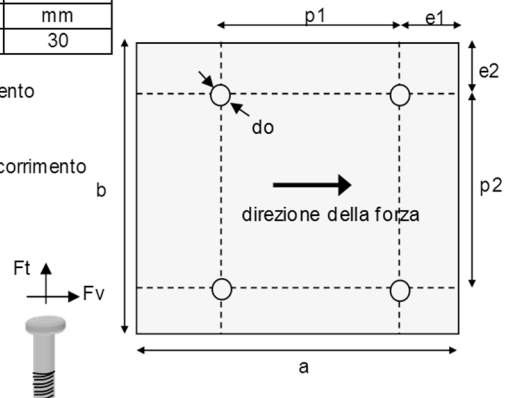
unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato
Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

BULLONI:	classe:	INOX	f_{ub}	f_y	A	As	d bullone	do - foro
	DADO:	-	MPa	MPa	mm ²	mm ²	mm	mm
	bullone:	M 27	540	430	573	459	27	30

PIASTRA	t =	355	spessore minimo singola piastra di collegamento
	a =	600 mm	p1 = 300 mm p2 = 250 mm
	b =	350 mm	e1 = 50 mm e2 = 50 mm
	fu =	510 MPa	n = 1 n° piastre o sup. di scorrimento

COEFF.	γ_{Mb} =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	γ_{M2} =	1,25	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE	$F_{t,Sd}$ =	162,30 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
	$F_{v,Sd}$ =	20 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE	66 mm	= 2,2 do	≤ p1 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	90 mm	= 3,0 do	≤ p2 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	36 mm	= 1,2 do	≤ e1 ≤	40 + 4 t =	160 mm
	45 mm	= 1,5 do	≤ e2 ≤	40 + 4 t =	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa

VERIFICHE DI RESISTENZA	Trazione	$F_{t,Sd} \leq \min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) =$	162,30	≤ 178,46 kN	OK
dove :		$\min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) =$	178,46 kN		
		$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} =$	178,46 kN		
		$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} =$	622,94 kN		

Taglio	$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$	20	≤ 99,14 kN	OK
	verifica sul filetto			
dove :	$A' = A_s =$	459 mm ²		
x classe	INOX			
	$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} =$	99,14 kN		

Trazione e Taglio	$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{20,00}{99,14} + \frac{162,30}{249,84} =$	0,85	≤ 1	OK
-------------------	---	------	-----	----

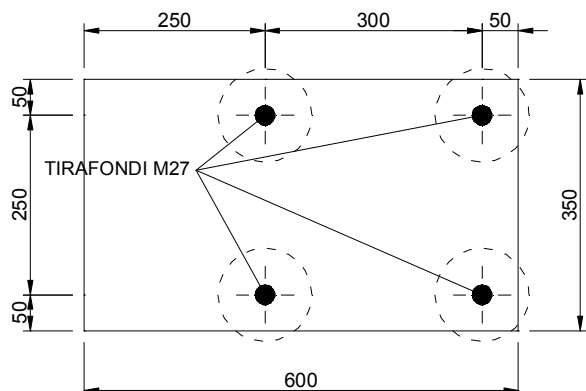
Rifollamento	$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$	20	≤ 459,00 kN	OK
	$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} =$	459,00 kN		
	$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do-1/4; f_{ub}/f_u; 1) =$	0,556		

Resistenza piatto di collegamento	$N_{u,Sd} \leq N_{u,Rd}$	40,00	≤ 3194,64 kN	OK
	azione di taglio sollecitante il piatto			
	$N_{u,Sd} = (\text{taglio di progetto agli slu}) =$	40,00 kN		
	azione di taglio resistente (ultima)			
	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} =$	3.194,64 kN		
	dove $A_{net} = t' \times a - n' (t' \times do) =$	8700 mm ²		
	$n' = 2$	n° fori da detrarre per il calcolo dell'area netta		
	$t' = 30$	solitamente $n \times t =$ altezza totale piatto di connessione		

5.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M27

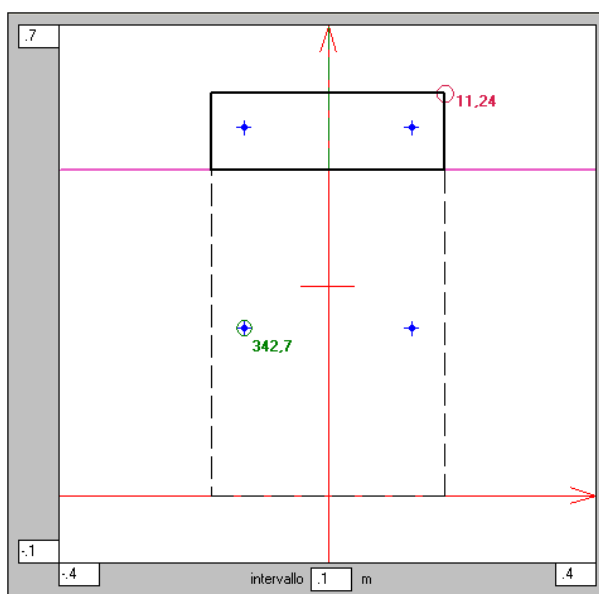
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M27 ($d_{int}=27$ mm, $A=573$ mm², $A_{res}=459$ mm²)
- 4 rondelle ($d_{est}=130$ mm, $s=25$ mm)
- 1 piastra (dim. 600x350x30 mm)

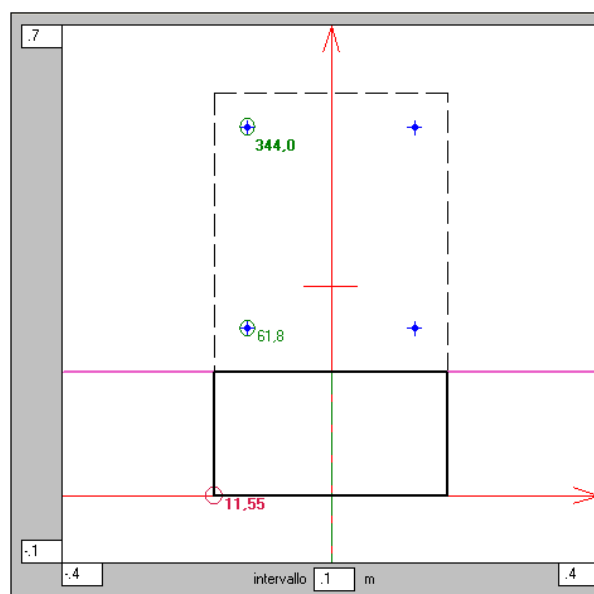


Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo M_{Sd} che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi vale:



M > 0 ($M_{Sd}=97$ kNm)



M < 0 ($M_{Sd}=-165$ kNm)

$$\sigma_{c \max} = 11,55 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_{s \max} = 344 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 344 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox } f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2)$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (130^2 - 27^2) = 12701 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c, \max} = 344 \times 459 / 12701 = 12,43 \text{ N/mm}^2 < 17,4 \text{ N/mm}^2$$

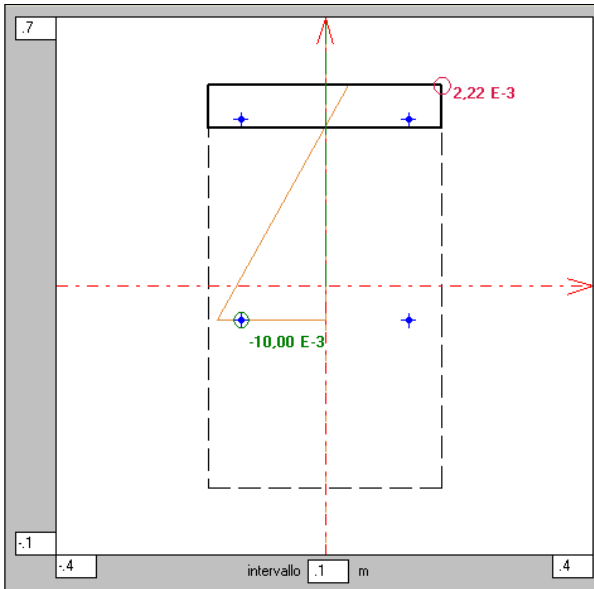
Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

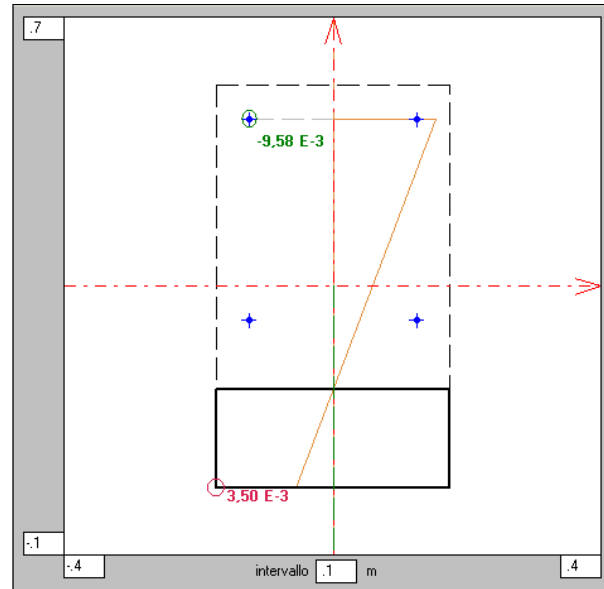
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 430 / 1,15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente M_{Rdu} :

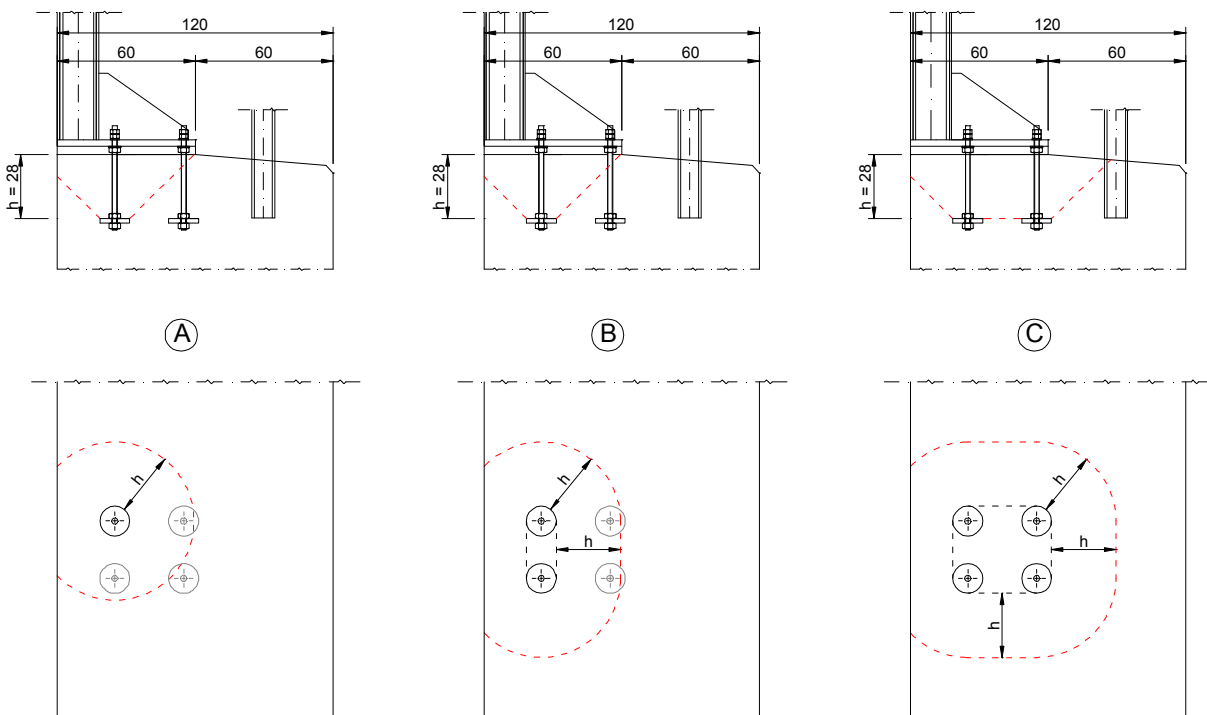


M > 0 ($M_{Rdu} = 110 \text{ kNm}$)



M < 0 ($M_{Rdu} = -233 \text{ kNm}$)

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo. Nella Figura seguente sono schematizzati i tre possibili meccanismi di punzonamento ipotizzati per il calcolo della forza resistente con una profondità di 28 cm.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F_{Rd} = 0,5 u h f_{ctd}$$

dove:

h è la profondità di ancoraggio nel cordolo = 28 cm;

u è il perimetro del contorno efficace ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a 45° sull'intero spessore h;

f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione del cls
= f_{ctk} / γ_C = 0,7 f_{ctm} / γ_C = 0,7 (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,32 N/mm² (per R_{ck}=35 N/mm²)

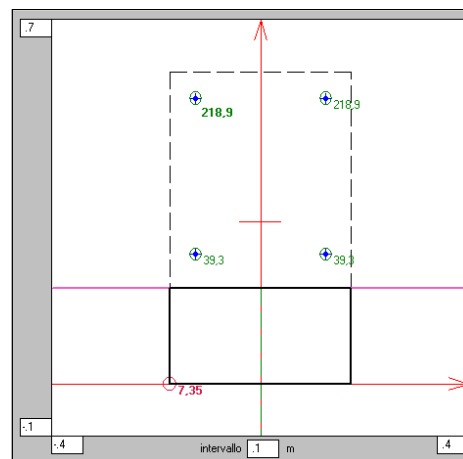
A favore della sicurezza, la forza sollecitante di calcolo agente su ciascun tirafondo si assume pari a:

$$F_{Sd} = f_{yd} A_{res} = 374 \times 459 \times 10^{-3} = 172 \text{ kN}$$

Nella seguente Tabella sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi.

Meccanismo	A	B	C
u (cm)	164	189	249
F _{Rd} (kN)	303	349	460
F _{Sd} (kN)	172	344	688
F _{Rd} / F _{Sd}	1,76	1,01	0,67

La verifica del meccanismo C apparentemente non risulta soddisfatta (0,67 < 1). Tuttavia, se si esegue nuovamente la verifica a punzonamento utilizzando le forze F_{Sd} realmente agenti su ciascun tirafondo, ottenute applicando alla sezione il massimo momento di calcolo allo SLU per il montante di altezza 5,00 m, si ottiene:



(M_{Sdu} = -105 kNm)

$$F_{Sd} = (219 + 39) \times 2 \times 459 \times 10^{-3} = 237 \text{ kN}$$

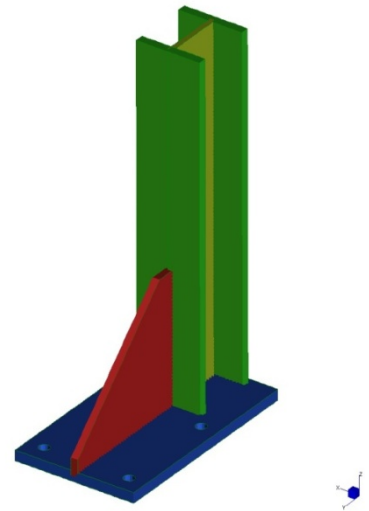
$$F_{Rd} / F_{Sd} = 460 / 237 = 1,94 \gg 1$$

5.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera vengono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza viene inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto viene risolto con l'utilizzo di elementi support di opportuna rigidezza (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cutoff funzionanti solo a trazione. La soluzione viene quindi calcolata in campo non lineare.

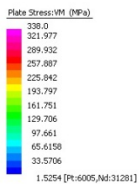
Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di $f_y/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$, nei diagrammi successivi le zone che superano tale valore vengono colorate di grigio.



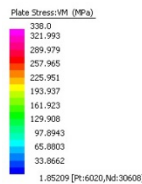
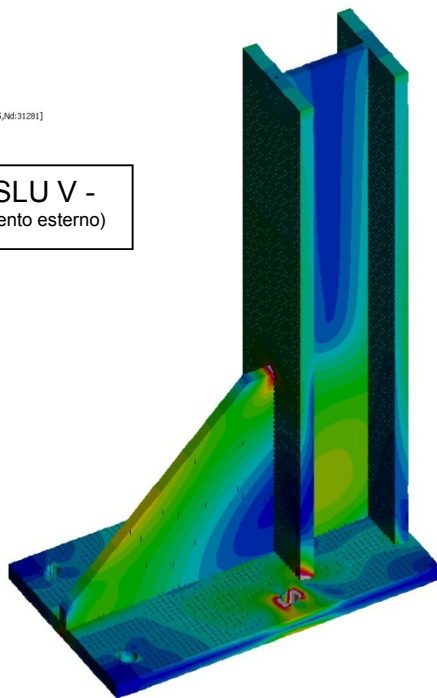
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite

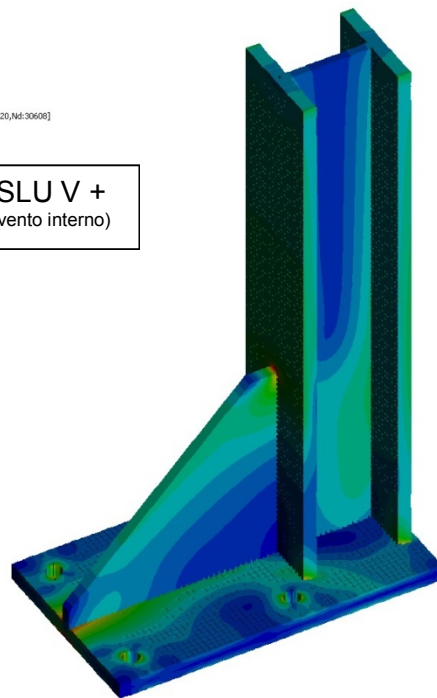
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -
(vento esterno)



SLU V +
(vento interno)



6. MONTANTE H=5.5 m

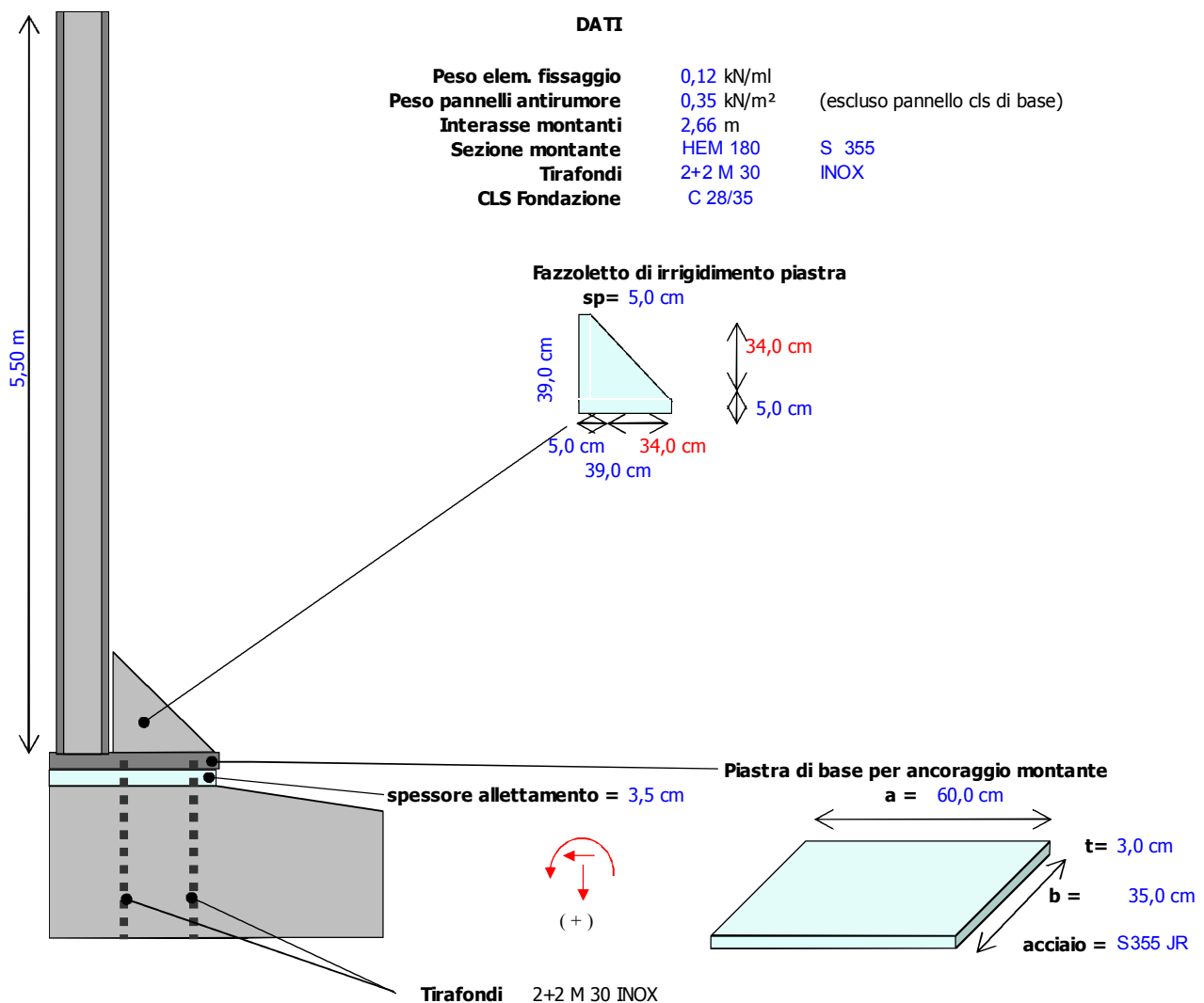
6.1 Caratteristiche geometriche

Le barriere antirumore di altezza del montante pari a 5,5m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEM 180 posti ad interasse massimo di 2,66m.

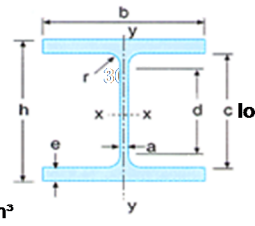
Alla base viene saldata una piastra con relativi irrigidimenti con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi in acciaio inox AISI 316.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Caratteristiche geometriche del profilo:

SEZIONE:	HEM 180	ACCIAIO:	S 355	Montante barriera antirumore H = 5,5m	
Res. dei materiali secondo DM 2008	E = 210.000 MPa $\nu = 0,30$ $\varepsilon = 0,81$ G = 80.769 MPa $f_{yk} = 355$ MPa $f_{yd} = 338$ MPa $\tau_{yd} = 195$ MPa	$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$ $\tau_{yd} = f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$		ceff. di sicurezza (Tab. 4.2.V) $\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M1} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	
Dati geom.	b = 186 mm h = 200 mm e = 24 mm a = 14,5 mm r = 15 mm c = 152 mm d = 122 mm	Dati sez.	A = 113 cm ² W _x = 748 cm ³ W _{pl,x} = 883 cm ³ J _x = 7483 cm ⁴ i _x = 8,13 cm J _{t el} = 186,86 cm ⁴ J _w = 199795,2 cm ^b	W _y = 277 cm ⁴ W _{pl,y} = 425 cm ³ J _y = 2580 cm ⁴ i _y = 4,77 cm J _{t pl} = 203 cm ⁴	

CLASSE DEL PROFILO

(NTC 08 4.2.3.1)

profilo laminato a caldo

tipo verifica ammessa:

	c	c/t	comp.	fless.
ala	70,75	2,95	CLASSE 1	-
anima	122	8,41	CLASSE 1	CLASSE 1

Metodo PLASTICO (P) o ELASTICO (E)

6.2 Sollecitazioni

Le sollecitazioni alla base del montante sono le seguenti:

MONTANTE					
SOLLECITAZIONI					
			γ	SLE	SLU
1.	Profilo+fissaggi	(0,889+0,12)x5,5	1,00	5,55 kN	7,22 kN
2.	Pannelli	0,35x4,5x2,6	1,00	4,10 kN	5,33 kN
	sommano N_{tot} =			9,65 kN	12,55 kN
3.	Vento	H _v = 2x2,66x5,5 M _v = H _v x 5,5 / 2	1,00	29,26 kN 80,47 kNm	43,89 kN 120,70 kNm
4.	Neve	H _n = 15,00 kN M _n = H _n x 1,50	1,00	15,00 kN 22,50 kNm	22,50 kN 33,75 kNm

Che si riassumono nelle seguenti sollecitazioni di verifica

agli SLE	agli SLU
N _{Ed} = 9,65 kN	N _{Ed} = 12,55 kN
V _{Ed} = 29,26 kN	V _{Ed} = 43,89 kN
M _{XEd} = 80,47 kNm	M _{XEd} = 120,70 kNm

6.3 Verifiche profilo agli SLU

6.3.1 Verifica a taglio

$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ $43,89 \leq 671,49 \text{ kN}$ **Verificato !**
dove :
 $V_{c,Rd} =$ (x profili a l e H, res plastica) $Av \tau_{yd} = 671,49 \text{ kN}$
 $Av = A - 2 b e + (a+2r) e = 34,40 \text{ cm}^2$

Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio viene trascurata poiché il rapporto

$$d/a \text{ (8.41)} < 72 \varepsilon \text{ (58,58)} \quad (\text{T.U. 2.2.27})$$

se $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,04 \leq 0,5$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

6.3.2 Verifica a flessione

definiti i seguenti valori

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 3.820,48 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,003285 \\ a &= (A-2 b e) / A = 0,209912 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per $n < a$ è sufficiente la verifica a sola flessione (4.2.35)

La verifica a flessione retta per profili in classe 1 o 2 viene condotta con la teoria plastica

momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{x classe 1 e 2} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 298,54 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} \leq M_{c,Rd}$ dunque il profilo è adeguato

6.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo della instabilità è condotto nel rispetto delle indicazioni della circolare 2 febbraio 2009

Posto che:

$L_{cr} = 11,00 \text{ m}$ (lunghezza di libera inflessione)

$\psi = 1,75$ (vd. C4.2.31)

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left(1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 475.96 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0.8115$$

$$K_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - K_c)(1 - 2,0(\lambda_{LT} - 0,8)^2) = 0,8750$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 1,075269$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,9333$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = 1 / f (\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2]^{1/2}) = 0,8197$$

$M_{xb,Rd} (244.73 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (120.70 \text{ kNm})$ la verifica è soddisfatta

6.4 Verifiche profilo agli SLE

6.4.1 Verifica della deformazione

$$\begin{aligned} d_{\max} &\leq L_s / 150 &= & 23,33 \text{ mm} && \text{nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)} \\ q &= 2 \times 2,66 &= & 5,32 \text{ kN/m} && \text{carico lineare del vento} \\ L_s = l &= &= & 3,50 \text{ m} && \text{altezza barriera} \end{aligned}$$

$$d_{\max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 18,93 \leq 23,33 \text{ (mm)} \quad \text{OK!}$$

6.5 Verifica della piastra di base

6.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

come da appendice "L" EC3 (ENV)

A Z I O N I		SLE					SLU				
(x montante)		γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)	γ	γH (kN)	γN (kN)	M' (kNm)	e' (m)
1.	Profilo + fissaggi+ piastre rinf.	1		1,66	0,36	0,215	1,30		2,16	0,46	0,215
2.	pannello	1		2,28	0,49	0,215	1,30		2,96	0,64	0,215
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,34	-0,01	-0,034	1,30		0,44	-0,02	-0,034
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000
				4,77	0,84	0,176			6,20	1,08	0,174
5.	Vento p= 2,00 kN/mq	1	18,62		33,24	1,785	1,50	27,93		49,86	1,785
Sommano	CON VENTO INTERNO		18,62	4,77	34,08	1,785		27,93	6,20	50,94	1,785
6.	Vento p= 2,00 kN/mq	1	-18,62		-33,24	1,785	1,50	-27,93		-49,86	1,785
Sommano	CON VENTO ESTERNO		-18,62	4,77	-32,40	1,785		-27,93	6,20	-49,02	1,785

Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

$$\begin{aligned} \text{con vento interno} & \quad \gamma H_d = 27,93 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 6,20 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = 50,95 \text{ kNm} \\ \text{con vento esterno} & \quad \gamma H_d = -27,93 \text{ kN} & \quad \gamma N_d = 6,20 \text{ kN} & \quad \gamma M_d = -49,02 \text{ kNm} \end{aligned}$$

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm, l'ancoraggio viene realizzato con 4 tirafondi M30 in acciaio INOX AISI 316 L

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto f_j ($\beta_j=2/3$; $k_j=1$ a favore di sicurezza)

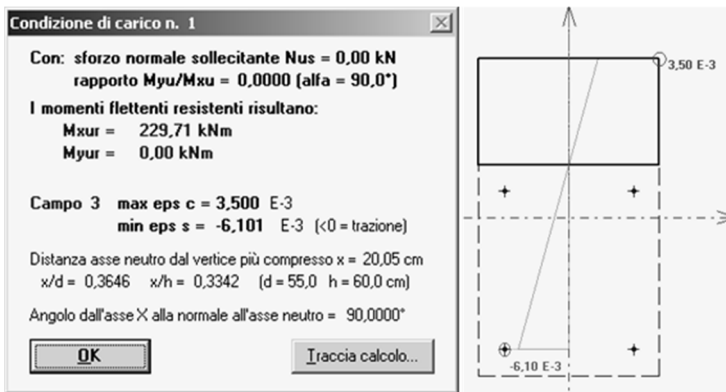
$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

$$\text{con la quale si ricava anche } c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm} \quad \text{che determina una } A_{eff} = 107100 \text{ mm}^2$$

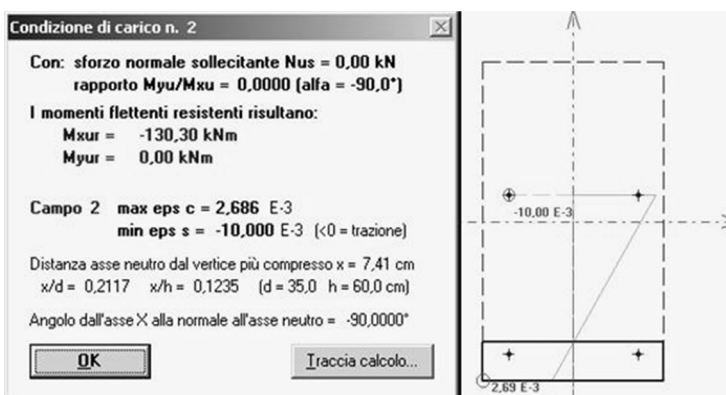
La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ($A_{eff} * f_j = 1174.89 \text{ kN}$)

Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto, si calcola quindi il M_{res} ultimo della sezione impostando " f_j " come resistenza massima del calcestruzzo, $f_y=430 \text{ N/mm}^2$ resistenza barre acciaio e $A_s = 561 \text{ mm}^2$ area netta per una barra M30. La sezione reagente è pari alla dimensione della piastra

Con vento interno si ha $M_{sd} = 124.72 \text{ kNm} < M_{res,u} = 229.71 \text{ kNm}$



Con vento esterno si ha $M_{sd} = -120.33. \text{ kNm} < M_{res,u} = -130.30$



Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali

6.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

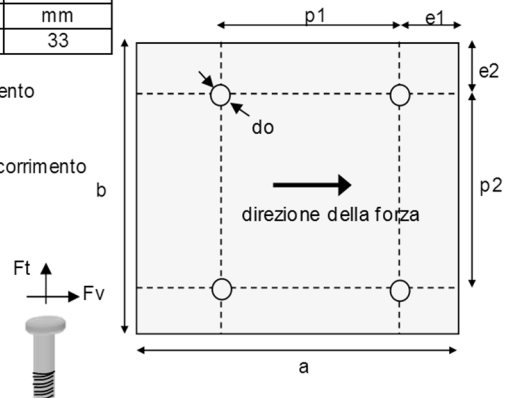
unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato
Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

BULLONI:	classe:	INOX	f_{ub}	f_y	A	As	d bullone	do - foro
	DADO:	-	MPa	MPa	mm ²	mm ²	mm	mm
	bullone:	M 30	540	430	707	561	30	33

PIASTRA	t =	355	spessore minimo singola piastra di collegamento
	a =	600 mm	p1 = 300 mm p2 = 250 mm
	b =	350 mm	e1 = 50 mm e2 = 50 mm
	fu =	510 MPa	n = 1 n° piastre o sup. di scorrimento

COEFF.	γ_{Mb} =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	γ_{M2} =	1,25	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE	$F_{t,Sd}$ =	197,64 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
	$F_{v,Sd}$ =	22 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE	73 mm = 2,2 do	$\leq p1 \leq$	$\min(14t;200) =$	200 mm
	99 mm = 3,0 do	$\leq p2 \leq$	$\min(14t;200) =$	200 mm
	40 mm = 1,2 do	$\leq e1 \leq$	$40 + 4 t =$	160 mm
	50 mm = 1,5 do	$\leq e2 \leq$	$40 + 4 t =$	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa

VERIFICHE DI RESISTENZA	Trazione	$F_{t,Sd} \leq \min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) =$	197,64	\leq	218,12 kN	OK
dove :		$\min (F_{t,Rd} ; B_{t,Rd}) =$	218,12 kN			
		$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} =$	218,12 kN			
		$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} =$	692,16 kN			

	Taglio	$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$	22	\leq	121,18 kN	OK
		verifica sul filetto				
dove :		$A' = A_s =$	561 mm ²			
x classe	INOX					
		$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} =$	121,18 kN			

Trazione e Taglio	$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{22,00}{121,18} + \frac{197,64}{305,36} =$	0,83	\leq	1	OK
-------------------	--	------	--------	---	----

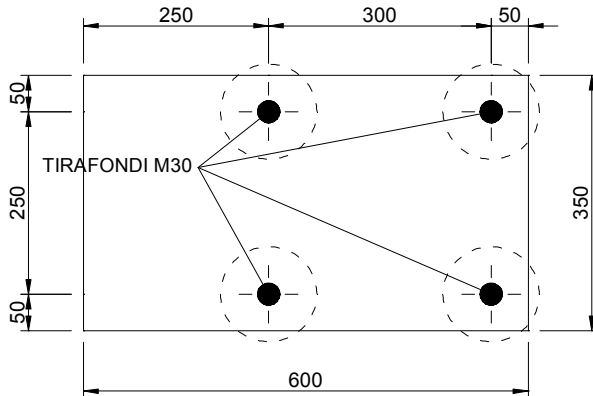
Rifollamento	$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$	22	\leq	463,64 kN	OK
	$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} =$	463,64 kN			
	$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do-1/4; f_{ub}/f_u; 1) =$	0,505			

Resistenza piatto di collegamento	$N_{u,Sd} \leq N_{u,Rd}$	44,00	\leq	3128,54 kN	OK
azione di taglio sollecitante il piatto	$N_{u,Sd} =$ (taglio di progetto agli slu) =	44,00 kN			
azione di taglio resistente (ultima)	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} =$	3.128,54 kN			
dove	$A_{net} = t' \times a - n' (t' \times do) =$	8520 mm ²			
	$n' = 2$	n° fori da detrarre per il calcolo dell'area netta			
	$t' = 30$	solitamente $n \times t =$ altezza totale piatto di connessione			

6.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M30

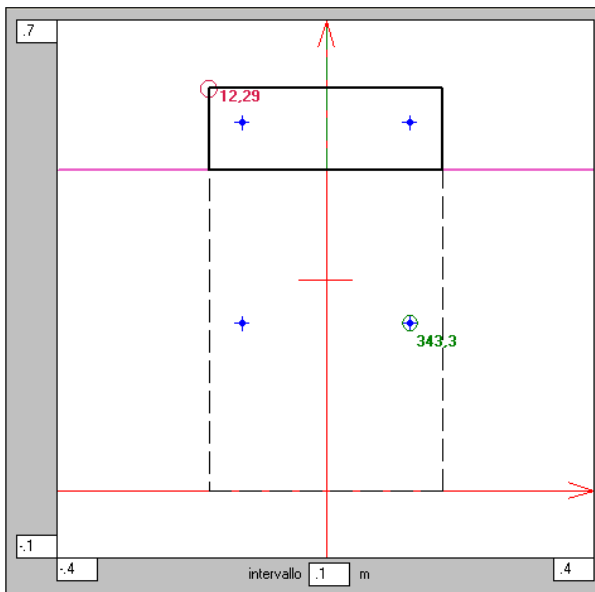
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M30 ($d_{int}=30$ mm, $A=707$ mm², $A_{res}=561$ mm²)
- 4 rondelle ($d_{est}=130$ mm, $s=25$ mm)
- 1 piastra (dim. 600x350x30 mm)

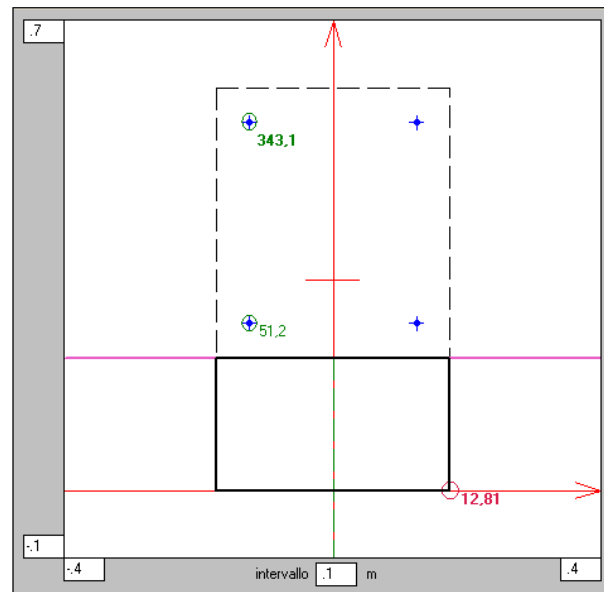


Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo M_{Sd} che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi vale:



M > 0 ($M_{Sd}=118$ kNm)



M < 0 ($M_{Sd}=-197$ kNm)

$$\sigma_{c \max} = 12,81 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_{s \max} = 344 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 344 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per acciaio inox } f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2)$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (130^2 - 30^2) = 12566 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c, \max} = 344 \times 561 / 12566 = 15,36 \text{ N/mm}^2 < 17,4 \text{ N/mm}^2$$

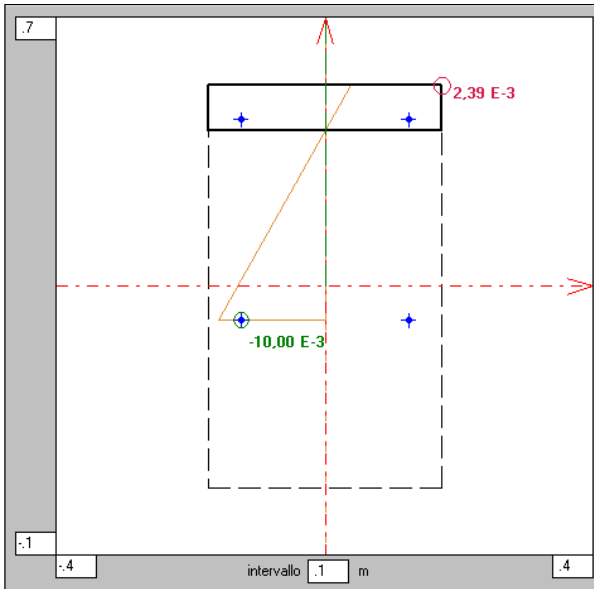
Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

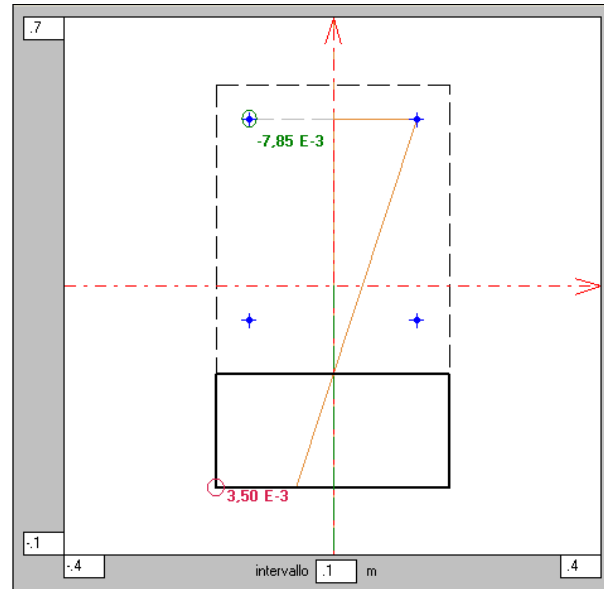
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 430 / 1,15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente M_{Rdu} :

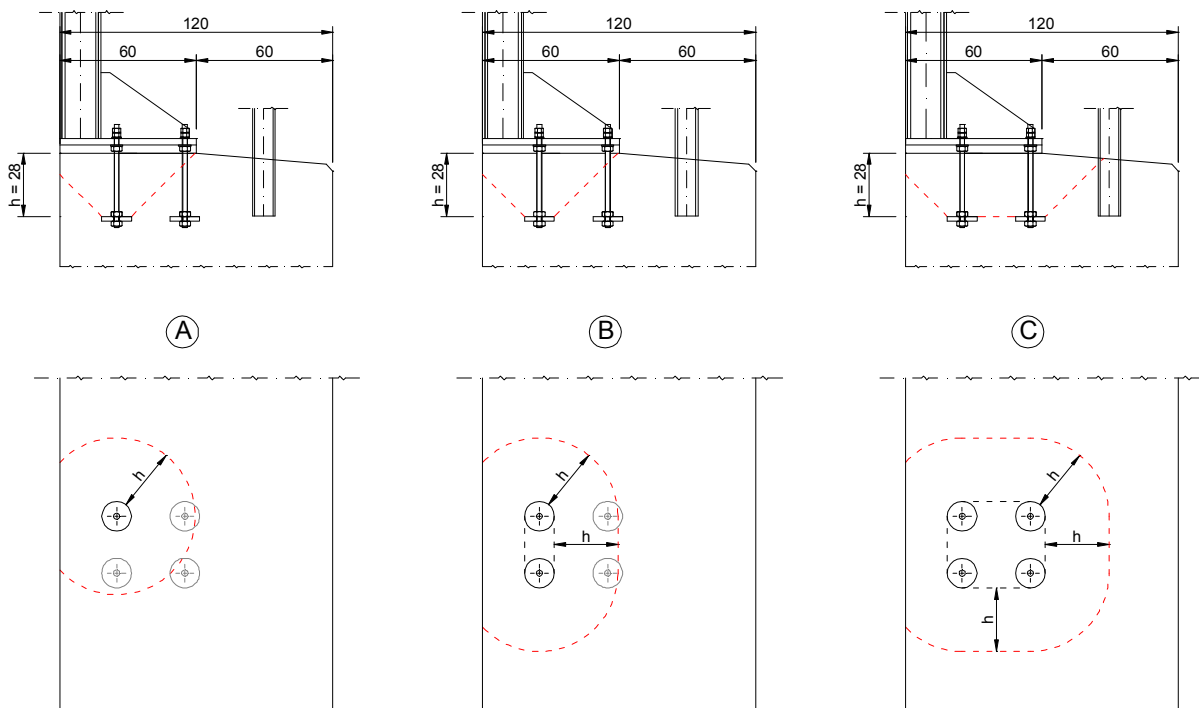


M > 0 ($M_{Rdu} = 133 \text{ kNm}$)



M < 0 ($M_{Rdu} = -268 \text{ kNm}$)

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo. Nella Figura seguente sono schematizzati i tre possibili meccanismi di punzonamento ipotizzati per il calcolo della forza resistente con una profondità di 28 cm.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F_{Rd} = 0,5 u h f_{ctd}$$

dove:

h è la profondità di ancoraggio nel cordolo = 28 cm;

u è il perimetro del contorno efficace ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a 45° sull'intero spessore h;

f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione del cls
= f_{ctk} / γ_C = 0,7 f_{ctm} / γ_C = 0,7 (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,32 N/mm² (per R_{ck}=35 N/mm²)

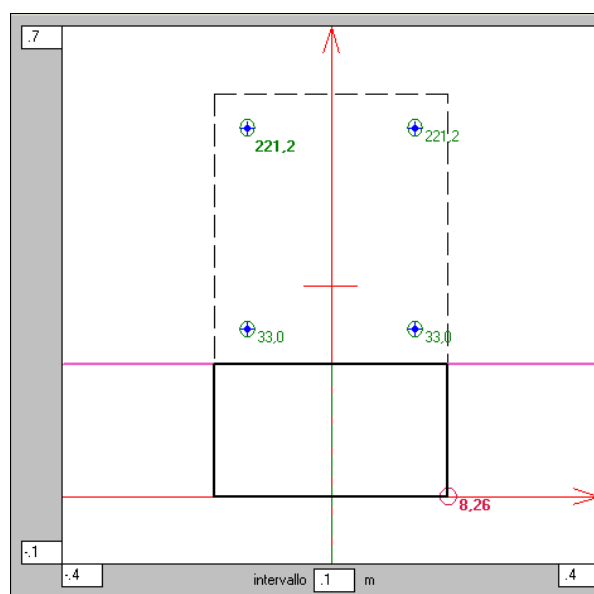
A favore della sicurezza, la forza sollecitante di calcolo agente su ciascun tirafondo si assume pari a:

$$F_{Sd} = f_{yd} A_{res} = 374 \times 561 \times 10^{-3} = 210 \text{ kN}$$

Nella seguente Tabella sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi.

Meccanismo	A	B	C
u (cm)	164	189	249
F _{Rd} (kN)	303	349	460
F _{Sd} (kN)	210	420	840
F _{Rd} / F _{Sd}	1,44	0,83	0,55

La verifica del meccanismo C apparentemente non risulta soddisfatta (0,55 < 1). Tuttavia, se si esegue nuovamente la verifica a punzonamento utilizzando le forze F_{Sd} realmente agenti su ciascun tirafondo, ottenute applicando alla sezione il massimo momento di calcolo allo SLU per il montante di altezza 5,50 m, si ottiene:



$$(M_{Sdu} = -127 \text{ kNm})$$

$$F_{Sd} = (221+33) \times 2 \times 561 \times 10^{-3} = 285 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} / F_{Sd} = 460 / 285 = 1,61 \gg 1$$

Anche la verifica del meccanismo B sembrerebbe non soddisfatta ($0,83 < 1$). Se però si considera il contributo alla resistenza, oltre che del calcestruzzo, anche dell'armatura del cordolo (su fondazione: staffe $\phi 14/20$ cm; su muro: staffe $6+2\phi 10/133$ cm), si ottiene:

$$5 \text{ staffe } \phi 10 \text{ (1 braccio)} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} = F_{Rd,c} + F_{Rd,s} = 349 + 393 \times 450 / 1,15 \times 10^{-3} = 349 + 154 = 503 \text{ kN}$$

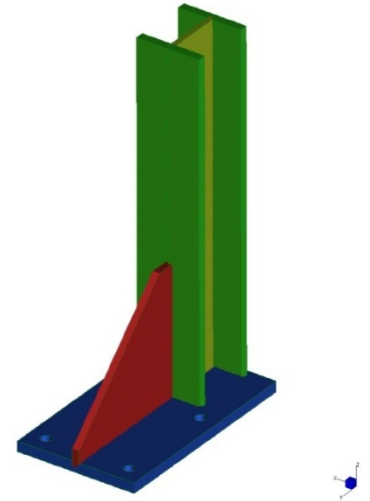
$$F_{Rd} / F_{Sd} = 503 / 420 = 1,20 > 1$$

6.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera vengono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza viene inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto viene risolto con l'utilizzo di elementi support di opportuna rigidità (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cutoff funzionanti solo a trazione. La soluzione viene quindi calcolata in campo non lineare.

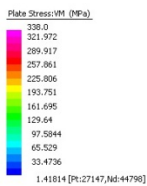
Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$, nei diagrammi successivi le zone che superano tale valore vengono colorate di grigio.



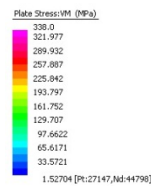
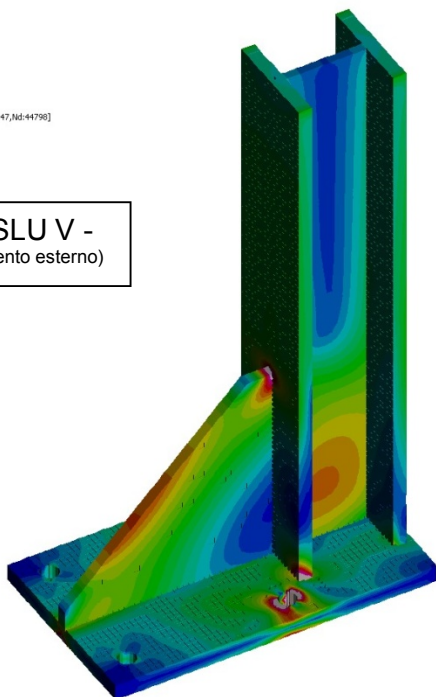
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite

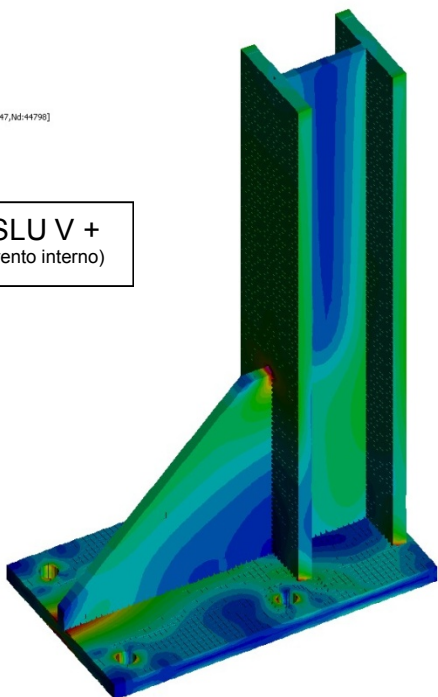
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -
(vento esterno)



SLU V +
(vento interno)



PARTE B

VERIFICHE DEI MURI E DELLE FONDAZIONI

1. PREMESSA	1
1.1 Descrizione dell'intervento	1
1.2 Caratteristiche dei materiali e geometria	2
1.3 Considerazioni geotecniche.....	3
1.4 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato	3
1.5 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale.....	5
1.6 Impostazioni di modellazione	8
1.7 Analisi dei carichi	9
1.7.1 Carichi permanenti.....	9
1.7.2 Carichi variabili.....	9
1.7.3 Azioni eccezionali: urto.....	9
1.7.4 Vento.....	11
1.7.5 Azione sismica.....	14
1.7.6 Combinazioni di carico.....	16
1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro.....	23
1.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo.....	24
1.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio.....	26
2. FONDAZIONE	28
2.1 Caratteristiche geometriche	28
2.2 Condizioni di carico	29
2.3 Combinazioni di carico.....	29
2.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	30
2.5 Analisi della spinta	32
2.6 Verifiche geotecniche	33
2.6.1 Verifica a scorrimento	33
2.6.2 Verifica a carico limite	34
2.6.3 Verifica a ribaltamento	35
2.6.4 Verifica di stabilità globale	35
2.7 Verifiche strutturali	37
2.7.1 Paramento.....	37
2.7.2 Fondazione di monte.....	37
3. MURO DI SOSTEGNO $0,51 < H < 1,00\text{m}$	38
3.1 Caratteristiche geometriche	38
3.2 Condizioni di carico	39
3.3 Combinazioni di carico.....	39

3.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	39
3.5 Analisi della spinta	41
3.6 Verifiche geotecniche	42
3.6.1 Verifica a scorrimento	42
3.6.2 Verifica a carico limite	43
3.6.3 Verifica a ribaltamento	44
3.6.4 Verifica di stabilità globale	44
3.7 Verifiche strutturali	46
3.7.1 Paramento.....	46
3.7.2 Fondazione di monte.....	47
4. MURO DI SOSTEGNO 1,01<H<1,50m	48
4.1 Caratteristiche geometriche	48
4.2 Condizioni di carico	49
4.3 Combinazioni di carico.....	49
4.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	49
4.5 Analisi della spinta	51
4.6 Verifiche geotecniche	52
4.6.1 Verifica a scorrimento	52
4.6.2 Verifica a carico limite	53
4.6.3 Verifica a ribaltamento	54
4.6.4 Verifica di stabilità globale	54
4.7 Verifiche strutturali	56
4.7.1 Paramento.....	56
4.7.2 Fondazione di valle	57
4.7.3 Fondazione di monte.....	57
5. MURO DI SOSTEGNO 1,51<H<2,00m	58
5.1 Caratteristiche geometriche	58
5.2 Condizioni di carico	59
5.3 Combinazioni di carico.....	59
5.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	59
5.5 Analisi della spinta	61
5.6 Verifiche geotecniche	62
5.6.1 Verifica a scorrimento	62
5.6.2 Verifica a carico limite	63
5.6.3 Verifica a ribaltamento	64
5.6.4 Verifica di stabilità globale	64
5.7 Verifiche strutturali	66
5.7.1 Paramento.....	66
5.7.2 Fondazione di valle	67

5.7.3 Fondazione di monte.....67

6. MURO DI SOSTEGNO 2,01<H<2,50m 68

6.1 Caratteristiche geometriche 68
6.2 Condizioni di carico 69
6.3 Combinazioni di carico..... 69
6.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati..... 69
6.5 Analisi della spinta 71
6.6 Verifiche geotecniche 72
 6.6.1 Verifica a scorrimento 72
 6.6.2 Verifica a carico limite 73
 6.6.3 Verifica a ribaltamento 74
 6.6.4 Verifica di stabilità globale 74
6.7 Verifiche strutturali 76
 6.7.1 Paramento..... 76
 6.7.2 Fondazione di valle 77
 6.7.3 Fondazione di monte..... 77

7. MURO DI SOSTEGNO 2,51<H<3,00m 78

7.1 Caratteristiche geometriche 78
7.2 Condizioni di carico 79
7.3 Combinazioni di carico..... 79
7.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati..... 79
7.5 Analisi della spinta 81
7.6 Verifiche geotecniche 82
 7.6.1 Verifica a scorrimento 82
 7.6.2 Verifica a carico limite 83
 7.6.3 Verifica a ribaltamento 84
 7.6.4 Verifica di stabilità globale 84
7.7 Verifiche strutturali 86
 7.7.1 Paramento..... 86
 7.7.2 Fondazione di valle 87
 7.7.3 Fondazione di monte..... 87

8. MURO DI SOSTEGNO 3,01<H<3,50m 88

8.1 Caratteristiche geometriche 88
8.2 Condizioni di carico 89
8.3 Combinazioni di carico..... 89
8.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati..... 89
8.5 Analisi della spinta 91

8.6 Verifiche geotecniche	92
8.6.1 Verifica a scorrimento	92
8.6.2 Verifica a carico limite	93
8.6.3 Verifica a ribaltamento	94
8.6.4 Verifica di stabilità globale	94
8.7 Verifiche strutturali	96
8.7.1 Paramento	96
8.7.2 Fondazione di valle	97
8.7.3 Fondazione di monte	97

9. MURO DI SOSTEGNO 3,51<H<4,00m **98**

9.1 Caratteristiche geometriche	98
9.2 Condizioni di carico	99
9.3 Combinazioni di carico	99
9.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	99
9.5 Analisi della spinta	101
9.6 Verifiche geotecniche	102
9.6.1 Verifica a scorrimento	102
9.6.2 Verifica a carico limite	103
9.6.3 Verifica a ribaltamento	104
9.6.4 Verifica di stabilità globale	105
9.7 Verifiche strutturali	107
9.7.1 Paramento	107
9.7.2 Fondazione di valle	108
9.7.3 Fondazione di monte	108

10. MURO DI SOSTEGNO 4,01<H<4,50m **109**

10.1 Caratteristiche geometriche	109
10.2 Condizioni di carico	110
10.3 Combinazioni di carico	110
10.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	110
10.5 Analisi della spinta	112
10.6 Verifiche geotecniche	113
10.6.1 Verifica a scorrimento	113
10.6.2 Verifica a carico limite	114
10.6.3 Verifica a ribaltamento	115
10.6.4 Verifica di stabilità globale	116
10.7 Verifiche strutturali	118
10.7.1 Paramento	118
10.7.2 Fondazione di valle	119
10.7.3 Fondazione di monte	119

11. MURO DI SOSTEGNO 4,51<H<5,00m	120
11.1 Caratteristiche geometriche	120
11.2 Condizioni di carico	121
11.3 Combinazioni di carico	121
11.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	121
11.5 Analisi della spinta	123
11.6 Verifiche geotecniche	124
11.6.1 Verifica a scorrimento	124
11.6.2 Verifica a carico limite	125
11.6.3 Verifica a ribaltamento	126
11.6.4 Verifica di stabilità globale	127
11.7 Verifiche strutturali	129
11.7.1 Paramento	129
11.7.2 Fondazione di valle	130
11.7.3 Fondazione di monte	130

1. PREMESSA

1.1 Descrizione dell'intervento

Si espongono le verifiche sia strutturali che geotecniche svolte per la progettazione dei muri di sostegno previsti nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22.

L'opera presenta in testa sia la barriera antirumore che la barriera di sicurezza; di conseguenza si verifica la struttura considerando sia le azioni indotte dalla presenza della barriera sia quelle conseguenti al traffico veicolare.

L'intervento prevede la realizzazione di muri in c.a. gettato in opera, impostati su fondazioni dirette. Per i dettagli si rimanda alla tavola di progetto.

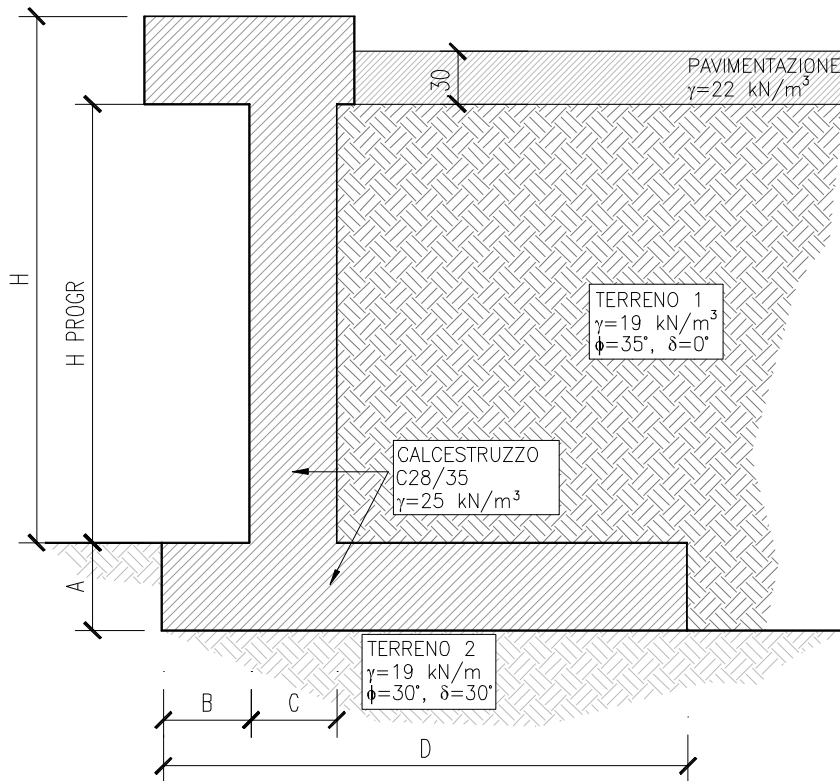
1.2 Caratteristiche dei materiali e geometria

Per le parti strutturali nuove si adottano i seguenti valori di resistenza:
Calcestruzzo: C 28/35

Armatura ordinaria: B 450 C

Armatura carpenterie: montante e altre carpenterie acciaio S 355
piastra e nervatura di rinforzo acciaio S 355
tirafondi acciaio inox $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per sicurtà: S 355 J0 W P
Corten A
 $f_{yk} \geq 345 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} \geq 480 \text{ N/mm}^2$



1.3 Considerazioni geotecniche

Le opere in oggetto hanno le fondazioni che ricadono sul rilevato autostradale. Tale rilevato è costituito da materiali appartenenti ai gruppi A₁, A₂, A₃ della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006/1963, messi in opera a strati di uniforme spessore, non eccedente cm 50.

I rilevati per tutta la loro altezza presentano i requisiti di densità riferita alla densità massima secca AASHO modificata non inferiore al 90% negli strati inferiori ed al 95% in quello superiore (ultimi 30 cm). Inoltre per tale ultimo strato, che costituisce il piano di posa della fondazione stradale, si ha un modulo di compressibilità M_E, definito dalle Norme Svizzere (SNV 670317), il cui valore, misurato in condizioni di umidità prossima a quella di costipamento, al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso fra 0,15 e 0,25 N/mm², non è inferiore a 50 N/mm².

Tali caratteristiche portano ad assegnare al materiale di rilevato i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35 \div 37^\circ$
Coazione a lungo termine	$C = 0$
Coazione apparente a breve termine	$C' = 8 \div 10 \text{ kPa}$

Tali valori risultano confermati sia dal comportamento delle varie opere realizzate nel corso degli anni lungo il tracciato sia dalle caratteristiche del materiale dei primi metri dei sondaggi geognostici realizzati per l'esecuzione di opere particolari.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni assunti in fase di verifica, in seguito ad approfondite analisi conseguenti ai sondaggi realizzati lungo l'asta autostradale, si è considerato prudenzialmente per il terreno spingente (terreno 1):

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35^\circ$
Angolo di attrito terreno-muro	$\delta = 0^\circ$

e per il terreno di fondazione (terreno 2):

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 30^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 30^\circ$

1.4 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato

Il calcolo, statico e dinamico, è stato effettuato secondo il metodo agli stati limite con l'ausilio del programma di calcolo automatico MAX versione 10.10 prodotto dalla Aztec Informatica srl (Casole Bruzio - CS).

I calcoli sono svolti secondo il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 02 febbraio 2009 n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno è stato eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite) secondo il metodo di Vesic;
- verifica della stabilità globale con il metodo di Bishop.
- calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software utilizzato per il calcolo ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo in modo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Illustra inoltre in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, dopo una corposa introduzione che descrive l'analisi dei carichi e il metodo generale di modellazione.

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli, effettuando un confronto con le verifiche svolte con altri software e con semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni, permettendo di considerare il software idoneo all'utilizzo.

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

1.5 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale

L'analisi strutturale e geotecnica dei muri è stata effettuata secondo l'approccio 1 considerando le combinazioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2) previste dal p.to 6.5.3 del D.M. 14/01/2008 con i coefficienti parziali per i parametri del terreno e per le azioni riportati nelle tabelle che seguono.

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO			
PARAMETRO		COEFFICIENTE	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE AZIONI (S.L.U)				
AZIONE	γ	EQU	A1	A2
Permanente sfavorevole	γ_G	0.9	1.0	1.0
Permanente favorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutt. sfavorevole	$\gamma_{G, ns}$	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutt. favorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile sfavorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
Variabile favorevole		1.5	1.5	1.3

Nelle verifiche di capacità portante, scorrimento e ribaltamento è stato assunto $\gamma_R = 1.00$; per la verifica di stabilità globale $\gamma_R = 1.10$ (tabella 6.5.I p.to 6.5.3.1.1 D.M. 14/01/2008).

Come prescritto dalla normativa di riferimento le azioni A1 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M1 e le azioni A2 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M2; in particolare:

- per le verifiche strutturali è stata verificata la combinazione (A1+M1+R1);
- per la verifica a ribaltamento è stata verificata la combinazione (EQU+M2+R2);
- per la verifica a scorrimento è stata verificata la combinazione (A2+M2+R2);
- per la verifica di portanza sono state verificate entrambe le combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2), non potendo stabilire a priori la più gravosa.

Nelle verifiche riportate nei capitoli relativi ai singoli muri, per le condizioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2+R2) sono state verificate le combinazioni:

soli carichi permanenti in presenza di sisma;

- permanenti con urto, se presente;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione concorde all'urto, con o senza carico mobile;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione contraria all'urto, con o senza carico mobile.

Nel *paragrafo 1.7.6* sono riportate le combinazioni di carico analizzate e i relativi coefficienti di combinazione.

Si precisa che per il calcolo della spinta è stato applicato il metodo di Mononobe-Okabe che adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* per i dettagli sull'applicazione del metodo.

Per la verifica di stabilità globale è stato adottato il metodo di Bishop, che prevede un coefficiente di sicurezza espresso dalla seguente formula:

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La verifica a carico limite è stata condotta secondo la teoria di Vesic.

Per quanto riguarda l'analisi strutturale delle sezioni, sono state applicate le seguenti impostazioni:

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali	
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)

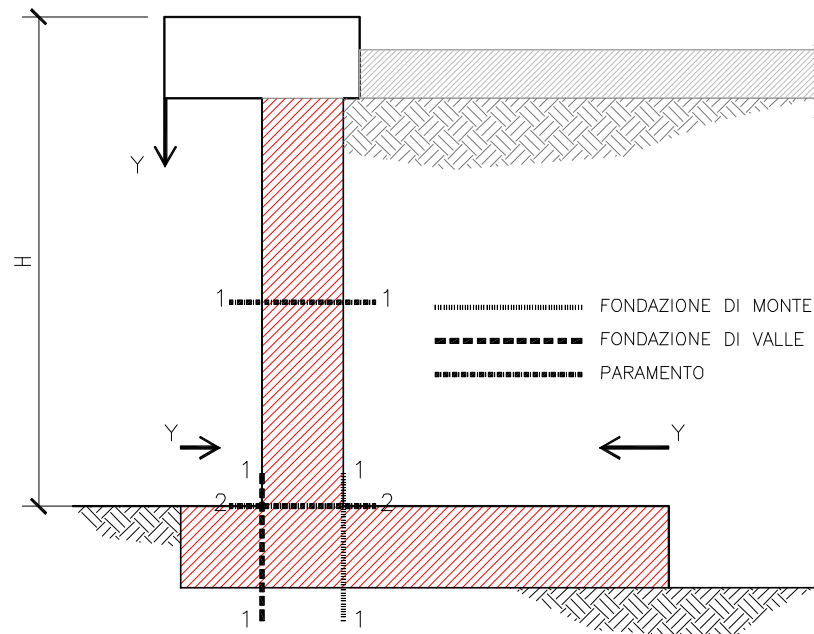
I risultati delle verifiche non sono riportati in relazione; in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

In relazione sono riportate le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa. In particolare sono evidenziati i dettagli solo delle sezioni critiche indicate in figura (mezzeria e base del paramento e sezione di incastro degli sbalzi di fondazione di valle e di monte). Il programma in realtà effettua le verifiche in dieci sezioni per ogni elemento strutturale, che si tralasciano però per brevità.

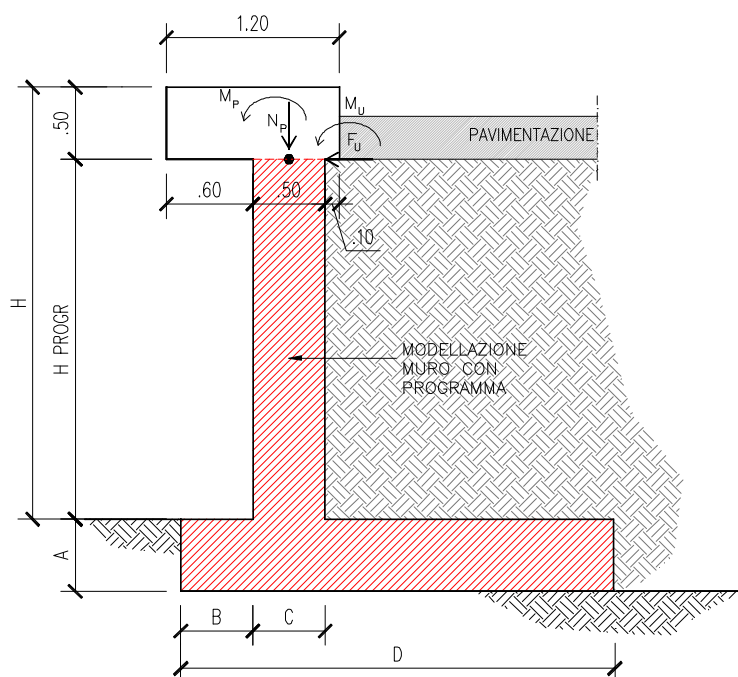
Si precisa che il momento ultimo e lo sforzo assiale ultimo sono calcolati considerando un meccanismo di rottura ad eccentricità costante. Individuato nel dominio di resistenza lo stato di sollecitazione (M, N) della sezione nella combinazione di carico analizzata, le sollecitazioni ultime riportate in relazione (M_u, N_u) corrispondono all'intersezione con il dominio di resistenza della retta passante per l'origine e per il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione. Il fattore di sicurezza è uguale al rapporto tra la distanza dall'origine del punto che nel dominio di resistenza rappresenta lo stato ultimo e la distanza di quello che individua lo stato di sollecitazione.



Si precisa che il programma MAX non permette di considerare un numero non intero di armature a metro lineare. Sono stati considerati quindi tre ferri a metro di diametro sufficiente per soddisfare le verifiche delle sezioni; in realtà tutti gli elementi strutturali saranno armati con ferri dello stesso diametro previsto nel programma ma con passo 30 cm; l'armatura inserita effettivamente sarà quindi superiore a quella considerata nelle verifiche.

1.6 Impostazioni di modellazione

Il criterio di modellazione adottato prevede l'inserimento nel programma dei muri come indicato in figura con tratteggio obliquo.



La modellazione del cordolo non è stata eseguita; si considera infatti la pavimentazione come un peso che genera quindi solo spinta orizzontale costante lungo l'altezza. La modellazione del cordolo non è necessaria anche perchè le caratteristiche geometriche e di armatura dello stesso sono indipendenti dall'altezza del muro. È infatti previsto un cordolo di dimensioni 1.20x0.50m, le cui verifiche saranno oggetto di specifica analisi nel *paragrafo 1.8*.

1.7 Analisi dei carichi

1.7.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio del muro ($\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$), del terreno ($\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$) e la spinta dello stesso (secondo le modalità descritte in precedenza).

I carichi permanenti non strutturali sono quelli di sicurvia (1.24 kN/m), pavimentazione ($\gamma_{PAV} = 22.0 \text{ kN/m}^3$), e barriera antirumore; vista la scarsa incertezza sull'entità del peso da attribuire agli elementi non strutturali, per questa tipologia di carico sono stati adottati gli stessi coefficienti dei carichi permanenti strutturali, come concesso dalla normativa (tabella 2.6.1).

Si precisa che per tenere conto del carico dovuto al pacchetto di pavimentazione è stato assunto un carico equivalente uniformemente distribuito pari a 6.60 kN/m^2 .

Il cordolo non è presente nella modellazione del muro nel programma; si tiene conto dello stesso considerando il suo peso come carico permanente sommato a quello del sicurvia e della barriera antirumore.

Si assume a favore di sicurezza l'analisi dei carichi relativa alla barriera con montanti di altezza pari a 5.50m che costituisce la massima altezza attualmente prevista dal piano antirumore relativo a tutto il tratto autostradale.

In particolare si assume:

peso profilato HEM 180	0.889	kN/m
elementi di fissaggio (per h montante)	0.120	kN/m
pannello fonoassorbente	1.575	kN/m
pannello in c.a. h=1.00m circa	3.728	kN/m
piastra acciaio e rinforzi (per montante)	0.643	kN

1.7.2 Carichi variabili

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m^2 , rappresentante il carico veicolare transitante in prossimità del muro.

1.7.3 Azioni eccezionali: urto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento
 $W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico
 S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$
(Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/08)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

valore medio	$f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$
frattile 0.95	$f_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/08 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

1.7.4 Vento

Il carico da vento è calcolato in accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (p.to 3.3 D.M. 14/1/2008 e C.M. 2/2/2009) e sarà utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sulle barriere antirumore.

Di seguito si stimerà una pressione del vento adeguata a tutto il tracciato autostradale dell'A22, valida per tutte le barriere fino ad una altezza montante di 5,50m e interasse massimo di 2,66m.

Dati generali di ingresso:

- Regione:

	Vref,o	ao	Ka
zona 1 = Regione Trentino Alto Adige, Veneto;	25	1000	0.010
zona 2 = Emilia Romagna	25	750	0.015

- Periodo di Ritorno (T_r) = 500 anni, a cui corrisponde un coefficiente correttivo $\alpha_R = 1.123$

- Classe di rugosità:

“ **C** “ Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...)

“ **D** “ Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)

- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità

	Rugosità	
	C	D
fino a 500 m (da Modena a Chiusa)	III	II
da 500 a 750 m (da Chiusa a Vipiteno)	IV	III
maggiore di 750 m (da Vipiteno al Brennero)	IV	IV

- Densità dell'aria 1.25 kg/m³

Risultati generali :

Si può dire che, note le regioni e le quote s.l.m. del tracciato autostradale si identificano due casistiche per il calcolo della velocità di riferimento del vento

da Modena fino a circa Colle Isarco (fino a 1000 m.slm) le quote "a_s" (altezza s.l.m) sono inferiori ad "a₀", in questo caso la velocità di riferimento V_b sarà sempre la stessa:

$$V_b = V_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

da Colle Isarco al Brennero (1370 m.s.l.m.) le quote sono superiori ad "a₀", in questo caso la velocità massima di riferimento è variabile, V_b(a_s) e sarà:

$$V_b = V_{b,0} + K_a \cdot (a_s - a_0) = 28.70 \text{ m/s (per } a_s = 1370 \text{ m)}$$

La velocità di riferimento sarà poi incrementata del coefficiente α_R in funzione del tempo di ritorno (Tr) pari a 500 anni è pari a:

$$V_b (\text{Tr}=500\text{anni}) = V_b \cdot \alpha_R(\text{Tr}) \quad \text{dove} \quad \alpha_R(\text{Tr}) = 1.123$$

Dal passo del Brennero a Vipiteno si ha $V_{b(\text{Tr}=500\text{anni})} = 28,70 \cdot 1,123 = 32,23 \text{ m/s (Cat. IV)}$
Negli altri casi, da Modena a Vipiteno, si ha $V_{b(\text{Tr}=500\text{anni})} = 25,00 \cdot 1,123 = 28,08 \text{ m/s (Cat. II, III, IV)}$

- Coefficiente topografico C_t: come prescritto dalla normativa di riferimento si assume pari a 1.0 (C_t).

- Coefficiente di esposizione c_e (z): è funzione dell'altezza z dell'opera rispetto al suolo e della classificazione del luogo in cui verrà ubicata l'opera:

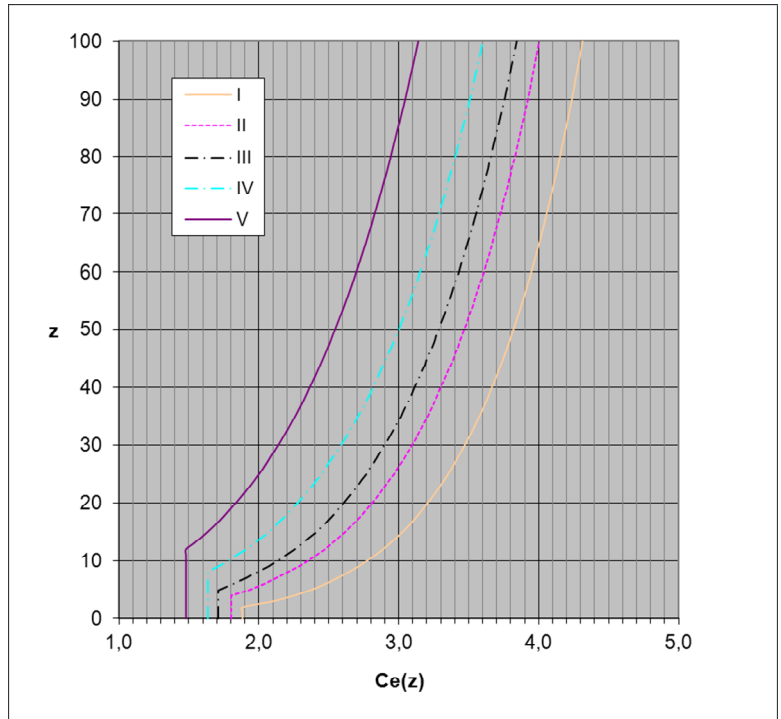
$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_{ev}(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Di seguito sono diagrammati i valori di c_{ev} in funzione di z per tutte le categorie di esposizione

Grafico del C_{ev} Coefficiente di esposizione

Ct = 1	Categoria di esposizione		
	II	III	IV
z	Cev(z)	Cev(z)	Cev(z)
1	1,801	1,708	1,634
2	1,801	1,708	1,634
3	1,801	1,708	1,634
4	1,801	1,708	1,634
5	1,929	1,708	1,634
6	2,037	1,817	1,634
7	2,130	1,912	1,634
8	2,212	1,995	1,634
9	2,286	2,070	1,712
10	2,352	2,138	1,783
11	2,413	2,200	1,848
12	2,469	2,257	1,908
13	2,521	2,311	1,964
14	2,570	2,360	2,017
15	2,616	2,407	2,066
16	2,659	2,451	2,113
17	2,700	2,493	2,157
18	2,738	2,533	2,199
19	2,775	2,570	2,238
20	2,810	2,606	2,277



Assumendo $C_t = 1.0$, classe di rugosità più sfavorevole pari a “D”, ipotizzando la categoria di esposizione più sfavorevole (“II”) e valutando prudenzialmente il coefficiente C_e in corrispondenza della quota massima del manufatto ($z = 5.50 \text{ m} > z_{\text{min}} = 4.00 \text{ m}$), si ottiene:

- $C_e = 1.985$ (cat. II) valido nel tratto da Modena a Chiusa
- $C_e = 1.764$ (cat. III) valido nel tratto da Chiusa a Vipiteno
- $C_e = 1.634$ (cat. IV) valido nel tratto da Vipiteno al Brennero

- Pressione cinetica di riferimento (q_b):

in generale : $q_b = \frac{1}{2} \rho V_b(z)^2$

- per il caso A) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$
- per il caso B) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$
- per il caso C) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 32.23^2 = 649.2 \text{ N/m}^2$

- Pressione del vento (p):

$p = q_b C_e C_p C_d$

- dove: c_p = coefficiente di pressione distinto per pressione interna ed esterna (C_{pe}, C_{pi})
- c_d = coefficiente dinamico (preso convenzionalmente pari a 1)
- $q = q(z)$ con z = altezza massima manufatto da terra

Si adottano prudenzialmente come coefficienti di pressione i seguenti valori

sopravento	Cpe = 0.8
sottovento	Cpi = 0.4

La pressione del vento è quindi pari a:

per il caso A) abbiamo $p = 492,8 \times 1.985 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1173 \text{ N/m}^2$
 per il caso B) abbiamo $p = 492,8 \times 1.764 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1043 \text{ N/m}^2$
 per il caso C) abbiamo $p = 649,2 \times 1.634 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1273 \text{ N/m}^2$

La pressione dinamica dovuta ai veicoli, come si ricava dalla UNI EN 1794-1, per traffico di veicoli all'aria aperta alla distanza di 3.0 metri dal dispositivo per la riduzione del rumore ed a velocità maggiori di 120 km/h vale: $p_{\text{veicolo}} = \pm 800 \text{ N/m}^2$

Prudenzialmente si somma tale azione dinamica al carico del vento di progetto e si arrotonda per difetto;

per semplificare, la pressione globale su tutto l'asse del Brennero viene assunta pari a :

$p_{\text{vento,CALCOLO}} = \pm 2.0 \text{ kN/m}^2$

1.7.5 Azione sismica

L'analisi sismica dei muri è stata effettuata dal programma considerando la spinta sismica calcolata secondo il metodo di Mononobe-Okabe applicata nello stesso punto di quella statica e una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa del muro, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi; k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

I dati per la definizione dell'azione sismica sono riassunti in tabella.

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2
Vita di riferimento (V_R)	100 anni

Per generalità si assume l'azione sismica massima che si verifica lungo tutto il tratto autostradale; in particolare dall'analisi è risultato che il Comune dove il prodotto $a_g F_0$ è massimo è Campogalliano (MO).

Per lo SLV e con:

- $a_g = 0.211$ g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido nel Comune di Campogalliano ($F_0=2.458$);
- $S = 1.389$ categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1;
- $\beta_m = 0.31$ coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008);

si ottiene: $k_h = 0.091, k_v = \pm 0.045$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + k_v) K_a$$

in cui H è l'altezza del muro, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

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

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

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

Si assume:

$\phi_{d, M1} = 35.0^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M1);

$\phi_{d, M2} = 29.3^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M2);

$\delta = 0^\circ$ angolo di attrito tra terreno e muro;

$\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro;

$\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

e quindi: $K_{a, M1+} = 0.3198$ $K_{a, M1-} = 0.3248$
 $K_{a, M2+} = 0.3986$ $K_{a, M2-} = 0.4043$

Per le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni sismiche previste dal D.M. 14/01/2008, sono state eseguite sia le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento, portanza e stabilità globale) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione).

Come per le verifiche statiche è stato seguito l'approccio 1; in particolare, come previsto al p.to C7.11.6.2, per l'analisi degli stati limite che coinvolgono la resistenza del terreno è stata utilizzata la Combinazione 2 nella quale i coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno; per l'analisi degli stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali è stata utilizzata la Combinazione 1 con i coefficienti A1 pari ad uno.

1.7.6 Combinazioni di carico

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte.

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)*

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)*

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)*

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)*

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Urto	SFAV	1,30	0,77	1,00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)*

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1,00	1,10
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Urto	SFAV	1,30	0,77	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento +	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1,00	1,10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento +	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1.00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1.00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Vento -	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1.00	1,10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1.00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Vento -	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Vento +	SFAV	1,50	1.00	1,50

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Vento +	SFAV	1,50	1.00	1,50

Combinazione n° 24 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Vento +	SFAV	1,50	1.00	1,50

Combinazione n° 25 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	-----	----------	--------	-----------------

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento +	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 26 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU)**

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1,00	1,10
Vento +	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 29 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento -	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 30 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento -	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 31 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento -	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 32 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento -	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 33 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento -	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 34 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 35 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 36 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 37 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 38 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 39 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 40 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 41 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 42 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 43 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 44 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Combinazione n° 45 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 46 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 47 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 48 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 49 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 50 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 51 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 52 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	0.60	0.60

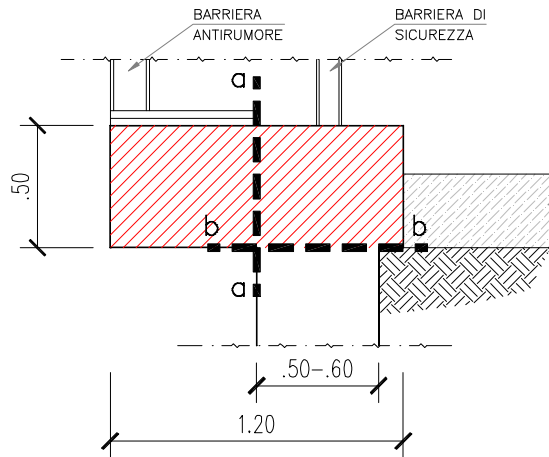
* Si osserva che l'urto è stato assunto come carico eccezionale ed è stato quindi coefficientato con 1.00 (1.16 in alcune combinazioni per necessità computazionali del programma); nelle combinazioni che comprendono l'urto sono stati tuttavia mantenuti i coefficienti di sicurezza sui carichi permanenti delle combinazioni fondamentali (1,00-1,30), per esigenze legate alle rigide

modalità di applicazione dei coefficienti dettate dal programma di calcolo utilizzato; questo risulta comunque a favore di sicurezza.

** Per avere le condizioni più sfavorevoli nella combinazione 27 i “Pesi permanenti” sono stati considerati con coefficiente amplficativo 0,90 per i muri bassi (fino a $H < 3,01\text{m}$); per gli altri muri è stato assunto il coefficiente 1,10.

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

L'analisi che segue è valida per tutti i muri, indipendentemente dalla loro altezza; l'armatura in corrispondenza del cordolo è infatti identica, per ogni tipologia.



Si verificano le sezioni a-a e b-b illustrate in figura, precisando che si adottano nel calcolo le caratteristiche geometriche e meccaniche più sfavorevoli per tutti i casi che si possono presentare; la verifica della sezione a-a ha validità generale invece per la sezione b-b si adotta nel calcolo la base minima (pari a 50 cm) per ottenere il caso più sfavorevole.

Per avere la condizione di carico più gravosa, si considera anche l'altezza massima del montante della barriera antirumore prevista lungo tutta l'asta autostradale (5.50 m), per garantire la massima generalità del calcolo.

Le caratteristiche della sezione delle sezioni a-a e b-b sono:

SEZIONE a-a

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$A_s = A'_s = (6+2)\phi 12/133\text{cm} \approx 6\phi 12/\text{m}$

SEZIONE b-b

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$A_s = \phi 16/30\text{cm}$

$A'_s = \phi 12/30\text{cm}$

Si riportano i risultati dell'analisi, precisando che la combinazione di carico allo stato limite ultimo è stata ottenuta utilizzando i coefficienti previsti nella tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008 per il caso STR.

L'urto è stato considerato come azione eccezionale ed è stato quindi combinato secondo la combinazione di carico relativa che prevede i permanenti al valore nominale e le sole verifiche allo stato limite ultimo (p.to 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008).

Si riassumono in tabella le azioni considerate:

AZIONI IN TESTA AL CORDOLO DEI MURI

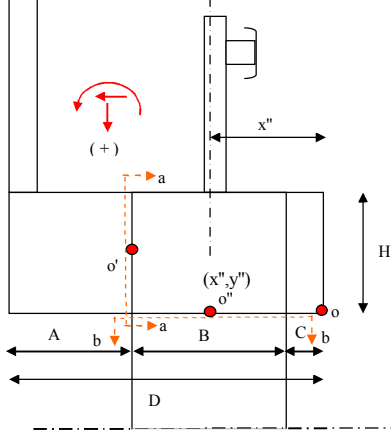
AZIONI IN TESTA AL MURO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o"

	(x,y)	x'' (m)	Sollecitazioni				
			γ	H (kN)	N (kN)	M (kNm)	
1. Montante barriera antirumore		0,740	1		2,09	1,55	
2. Pannello di base in c.a. (h=1m circa)		0,740	1		3,73	2,76	
3. Pannello fonoassorbente		0,740	1		1,58	1,17	
3. Piastra acciaio e rinforzi		0,550	1		0,24	0,13	
4. Barriera H4b		-0,045	1		1,24	-0,06	
5. Cordolo 1,2 x 0,5		0,250	1		14,63	3,66	
G1 AZIONE PERMANENTE		0,392			-	23,50	9,21

	(x,y)	y'' (m)	Sollecitazioni			
			γ	H (kN)	N (kN)	M (kNm)
Q1 AZIONE ACC. VENTO Vento p= 2,00 kN/mq		3,315	1	± 11,00	-	± 36,47

Q2 AZIONE ACC. URTO variabile in funzione della ripartizione	x,xxx	1	da calcolarsi caso per caso		
---	-------	---	-----------------------------	--	--



- A = 0,60 m
- B = 0,50 m**
- C = 0,10 m
- D = 1,20 m
- H = 0,50 m

x'' = 0,35 m

distanza tra o e o''
NB: l'ordinata di o e o'' coincidono

1.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo

In tabella sono state riportate le sollecitazioni che interessano le sezioni a-a e b-b allo stato limite ultimo.

AZIONI Per VERIFICA CORDOLO a-a - STATO LIMITE ULTIMO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o"

	(x',y')	x (m)	Sollecitazioni SLU				
			γ	H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)	
1. Montante barriera antirumore		0,490	1,5		3,14	1,54	
2. Pannello di base in c.a. (h=1m circa)		0,490	1,5		5,59	2,74	
3. Pannello fonoassorbente		0,490	1,5		2,36	1,16	
4. Piastra acciaio e rinforzi		0,300	1,5		0,36	0,11	
5. Cordolo esterno muro		0,300	1,3		9,75	2,93	
G1 AZIONE PERMANENTE		0,400			-	21,20	8,48

	(x',y')	y' (m)	Sollecitazioni			
			γ	H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
Q1 AZIONE ACC. VENTO Vento p= 2,00 kN/mq		3,065	1,5	± 16,50	-	± 50,57

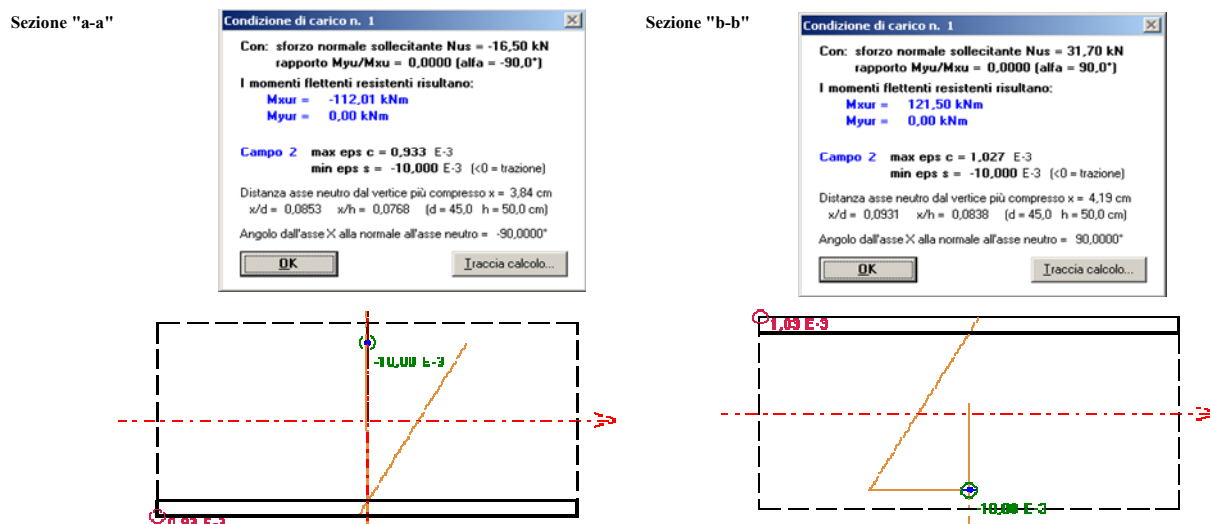
SOMMANO G+Q1 Sollecitazioni SLU - sezione a-a - comb. più gravosa				H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
				-16,50	21,20	59,05

AZIONI Per VERIFICA CORDOLO SEZ. b-b - STATO LIMITE ULTIMO								
riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o"								
			(x",y")	Sollecitazioni				
			x" (m)	γ	H" (kN)	N" (kN)	M" (kNm)	
1.	Montante barriera antirumore		0,740	1,5		3,14	2,32	
2.	Pannello di base in c.a. (h=1m circa)		0,740	1,5		5,59	4,14	
3.	Pannello fonoassorbente		0,740	1,5		2,36	1,75	
4.	Piastra acciaio e rinforzi		0,550	1,5		0,36	0,20	
5.	Barriera H4b		-0,045	1,0		1,24	-0,06	
6.	Cordolo 1,2 x 0,5		0,250	1,3		19,01	4,75	
G1	AZIONE PERMANENTE		0,413			-	31,70	13,10
			(x",y")	Sollecitazioni				
			y" (m)	γ	H" (kN)	N" (kN)	M" (kNm)	
Q1	AZIONE ACC. VENTO	Vento p= 2,00 kN/mq	3,315	1,5	± 16,50	-	± 54,70	
Q2	AZIONE ACC. URTO	H = 32,30 kN/mq	1,300	1,00	32,30	-	41,99	
SOMMANO G+Q1+Q2	Soll. SLU - sezione b-b - comb. più gravosa con vento				H" (kN)	N" (kN)	M" (kNm)	
	Soll. SLU - sezione b-b - comb. più gravosa con urto				16,50	31,70	67,80	
					32,30	23,50	51,20	

Riassumendo, le sollecitazioni allo stato limite ultimo nelle due sezioni considerate sono quindi:

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER FLESSIONE E TAGLIO sezioni a-a e b-b - SLU			
Azioni di calcolo (riferite ad una sezione larga 1 metro)			
Sezione "a-a"		Sezione "b-b"	
Nsd = H =	-16,50 kN	Nsd = N' =	31,70 kN
Vsd = N =	21,20 kN	Vsd = H' =	32,30 kN
Msd = M =	59,05 kNm	Msd = M' =	67,80 kNm
VERIFICA A FLESSIONE			
Azioni di calcolo			
Sezione "a-a"		Sezione "b-b"	
M _{sdu} =	59,05 kNm	M _{sdu} =	67,80 kNm
N _{sdu} =	-16,50 kN	N _{sdu} =	31,70 kN
Af sup =	6φ12	armatura minima Af sup =	3,33φ16
Af inf =	6φ12	armatura minima Af inf =	3,33φ12
h sez. =	0,50 m	h sez. =	0,50 m

Le verifiche a taglio e flessione sono soddisfatte, come risulta dai diagrammi e dalle tabelle seguenti; le barre compresse non sono state considerate collaboranti.



1 PREMESSA

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

V_{sd} sollecitazione di taglio		21,2	kN		32,3	kN
R_{ck} resistenza cubica caratteristica		35	N/mm ²		35	N/mm ²
f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del cls	= 0,83 R_{ck}	29,1	N/mm ²		29,1	N/mm ²
f_{cd} resistenza di calcolo a compressione del cls	= 0,85 $f_{ck} / 1,5$	16,5	N/mm ²		16,5	N/mm ²
b_w larghezza minima della sezione		100	cm		100	cm
d altezza utile della sezione		45	cm		45	cm
A_{sl} area dell'armatura longitudinale	nr.	6		nr.	3,33	
	ϕ	12	cm ²	ϕ	16	cm ²
$k = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$		6,79	cm ²		6,70	cm ²
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$		1,67			1,67	
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		0,002			0,001	
		0,41			0,41	
σ_{cp} tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$		0,00	N/mm ²		0,00	N/mm ²
Resistenza di calcolo del calcestruzzo:						
$V_{Rc} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$		147	kN		147	kN
$V_{Rc} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$		183	kN		183	kN

OK: verifica soddisfatta

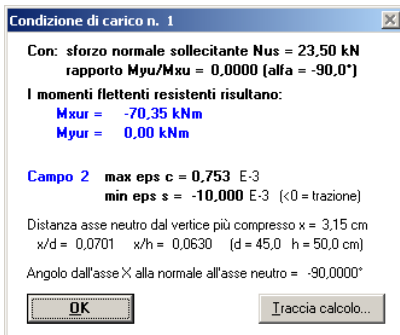
OK: verifica soddisfatta

È stata effettuata anche la verifica della combinazione di carico che prevede il vento spirante in direzione opposta (dall'esterno, verso l'autostrada); le sollecitazioni sono:

$$N_{sd} = 23,50 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 45,49 \text{ kNm}$$

Le armature resistenti sono i $\phi 12/30\text{cm}$ (prudenzialmente); anche per questa combinazione la verifica è soddisfatta.



1.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le sollecitazioni allo stato limite di esercizio nelle due sezioni analizzate sono:

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. a-a - STATO LIMITE DI ESERCIZIO							
riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto " o' "							
		(x',y')	Sollecitazioni SLE				
		x' (m)	γ	H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)	
1.	Montante barriera antirumore	0,490	1,0		2,09	1,02	
2.	Pannello di base in c.a. (h=1m circa)	0,490	1,0		3,73	1,83	
3.	Pannello fonoassorbente	0,490	1,0		1,58	0,77	
4.	Piastra acciaio e rinforzi	0,300	1,0		0,24	0,07	
5.	Cordolo esterno muro	0,300	1,0		7,50	2,25	
G1	AZIONE PERMANENTE	0,393			-	15,13	5,94
		(x',y')					
		y'' (m)		H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)	
Q1	AZIONE ACC. VENTO		1,0	± 11,00	-	± 33,72	
				H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)	
SOMMANO G+Q1	Sollecitazioni SLE - sezione a-a - comb. più gravosa			-11,00	15,13	39,66	

1 PREMESSA

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. b-b - STATO LIMITE DI ESERCIZIO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o"

		(x'',y'')	Sollecitazioni SLE			
		x'' (m)	γ	H'' (kN)	N'' (kN)	M''(kNm)
1.	Montante barriera antirumore	0,740	1,0		2,09	1,55
2.	Pannello di base in c.a. (h=1m circa)	0,740	1,0		3,73	2,76
3.	Pannello fonoassorbente	0,740	1,0		1,58	1,17
4.	Piastra acciaio e rinforzi	0,550	1,0		0,24	0,13
5.	Barriera H4b	-0,045	1,0		1,24	-0,06
6.	Cordolo 1,2 x 0,5	0,250	1,0		14,63	3,66
G1	AZIONE PERMANENTE	0,392		-	23,50	9,21
Q1 AZIONE ACC. VENTO Vento p= 2,00 kN/mq						
		(x'',y'')				
		y'' (m)		H'' (kN)	N'' (kN)	M''(kNm)
Q1	AZIONE ACC. VENTO	3,315	1,0	± 11,00	-	± 36,47
Q2 AZIONE ACC. URTO H = 0,00 kN/mq						
		(x'',y'')				
		y'' (m)		H'' (kN)	N'' (kN)	M''(kNm)
Q2	AZIONE ACC. URTO	1,300	1,0	0,00	-	0,00
SOMMANO G+Q1+Q2 Soll. SLE - sezione b-b - comb. più gravosa con vento						
				H'' (kN)	N'' (kN)	M''(kNm)
				11,00	23,50	45,68

Le verifiche tensionali sono riassunte in tabella:

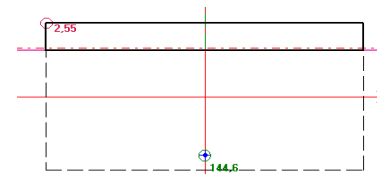
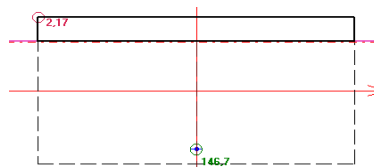
VERIFICHE TENSIONALI sezioni a-a e b-b - SLE

Sezione "a-a"	
M _{sdu} =	39,66 kNm
N _{sdu} =	-11,00 kN
Af sup =	6φ12
Af inf =	6φ12
h sez. =	0,50 m

σ_c =	2,17 N/mm ²
σ_s =	146,7 N/mm ²

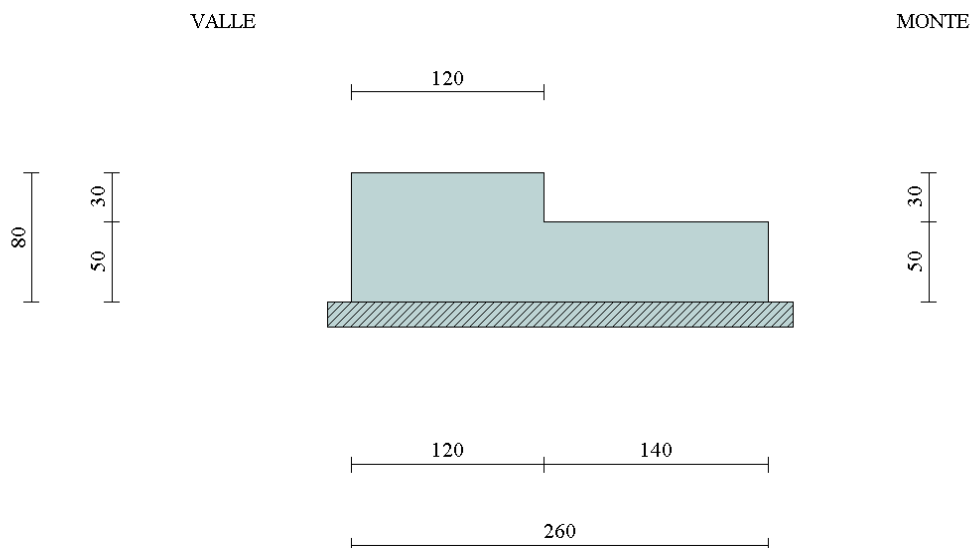
Sezione "b-b"	
M _{sdu} =	45,68 kNm
N _{sdu} =	23,50 kN
Af sup =	3,33φ16
Af inf =	3,33φ12
h sez. =	0,50 m

σ_c =	2,55 N/mm ²
σ_s =	144,6 N/mm ²



2. FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione comprende solo una parte del cordolo (i primi 30cm); la parte sommitale è stata considerata solo come peso (per un'altezza di 20cm).

Descrizione **Muro a mensola in c.a.**

Altezza del paramento	0,30 [m]
Spessore in sommità	1,20 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,20 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,40 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

2.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,83$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=14,5000$	$M=0,0000$
C	Paramento	$X=-1,20$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-6,7000$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=1,2000$	$Q_f=1,2000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)*

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=24,3900$	$F_y=0,0000$	$M=24,3900$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

* A differenza di quanto descritto per i muri, si ripartisce la forza d'urto fino alla base della fondazione al fine di cogliere l'effettivo comportamento della struttura per quanto riguarda lo scorrimento, il carico limite, il ribaltamento e la stabilità globale.

Il momento flettente applicato come carico permanente al paramento è conseguenza dell'attrito che si genera tra la fondazione e il magrone che riempie lo scavo; la presenza del magrone al posto del terreno tende infatti ad opporsi alla rotazione della fondazione, effetto che si può quantificare come di seguito specificato:

$$\sigma_m = g \times k_0 \times h/2 = 23,00 \times 0,5 \times 0,80/2$$

$$F_a = \sigma_m \times h \times \mu = \sigma_m \times 0,80 \times 0,70$$

$$M_{eq} = F_a \times b = F_a \times 2,60m = 6,70 \text{ kNm}$$

2.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

2.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1,33	--	2,34	--
2	A1-M1 - [1]	--	1,61	--	3,50	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,37	--	2,67	--
4	A1-M1 - [1]	--	1,56	--	3,23	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,13	--	1,66	--
6	EQU - [1]	--	--	1,50	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	9,07
8	A1-M1 - [2]	--	3,82	--	8,85	--
9	A1-M1 - [2]	--	3,44	--	9,26	--
10	A1-M1 - [2]	--	3,89	--	8,89	--
11	A1-M1 - [2]	--	3,51	--	9,31	--
12	A2-M2 - [2]	--	2,60	--	5,05	--
13	EQU - [2]	--	--	3,89	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	2,84
15	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	11,77	--
16	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	11,09	--
17	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	12,02	--
18	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	10,84	--
19	A2-M2 - [3]	--	48,03	--	6,62	--
20	EQU - [3]	--	--	47,81	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	2,84
22	A1-M1 - [4]	--	2,14	--	2,00	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,60	--	3,75	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,22	--	2,56	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,52	--	3,35	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,81	--	1,63	--
27	EQU - [4]	--	--	1,03	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	9,07
29	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	10,30	--
30	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	11,03	--
31	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	10,16	--
32	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	10,90	--
33	A2-M2 - [5]	--	99,99	--	6,34	--
34	EQU - [5]	--	--	186,41	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	9,07
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	4,49	--	19,87	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	4,72	--	19,03	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	3,37	--	9,76	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	3,53	--	9,34	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	11,71	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	21,73	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4,36
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4,15

44	SLEQ - [1]	--	19,87	--	26,54	--
45	SLEF - [1]	--	9,70	--	19,75	--
46	SLEF - [1]	--	19,87	--	26,54	--
47	SLEF - [1]	--	9,23	--	21,39	--
48	SLEF - [1]	--	99,99	--	30,75	--
49	SLER - [1]	--	4,21	--	12,61	--
50	SLER - [1]	--	2,94	--	6,76	--
51	SLER - [1]	--	99,99	--	14,28	--
52	SLER - [1]	--	99,99	--	15,72	--

2.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	41,5000 [kN]
Baricentro del muro	X=-0,05 Y=-0,46
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = -0,80
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	0,80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

2.6 Verifiche geotecniche

2.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	2,4178	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	2,4178	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,52 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	9,6600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,15 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	24,41	[kN]
Componente dir. Y	14,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	26,8322	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	65,6600	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	65,6600	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	26,8322	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,79	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,53	[m]
Risultante in fondazione	70,9310	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,23	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	51,9236	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	108,8410	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,53	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,08596	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,30$	$i_q = 0,36$	$i_\gamma = 0,22$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 9.82$	$N'_q = 6.60$	$N'_\gamma = 4.24$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.13
---	------

2.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 26

Valore della spinta statica	2,4178	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	2,4178	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,52 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	9,6600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,15 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,30	[kN]
Componente dir. Y	14,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	16,7178	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	65,6600	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	65,6600	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	16,7178	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,02	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,85	[m]
Risultante in fondazione	67,7549	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,28	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	66,8287	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	106,9824	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	0,85	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,15511	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,52$	$i_q = 0,57$	$i_\gamma = 0,42$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 9.82$	$N'_q = 6.60$	$N'_\gamma = 4.24$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.63
---	------

2.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	2,5937	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	2,5937	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,52 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	8,6940	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,15 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	13,05	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	19,0937	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	59,0940	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	62,6062	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	64,2321	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	59,0940	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	19,0937	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,27	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,08	[m]
Risultante in fondazione	62,1021	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,91	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	75,1963	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.03
--	------

2.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -0,82$ $Y[m] = 1,84$

Raggio del cerchio $R[m] = 3,44$

Ascissa a valle del cerchio $X_i[m] = -3,64$

Ascissa a monte del cerchio $X_s[m] = 2,11$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,23$

Coefficiente di sicurezza $C = 2.84$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	706.56	53.37	567.02	0.39	29.26	0.000	0.000
2	833.47	48.58	624.95	0.35	29.26	0.000	0.000
3	939.36	43.06	641.42	0.31	29.26	0.000	0.000
4	1092.05	38.02	672.60	0.29	25.17	0.000	0.000
5	1171.25	33.30	643.05	0.28	24.79	0.000	0.000
6	1233.07	28.83	594.57	0.26	24.79	0.000	0.000
7	1284.64	24.54	533.58	0.25	24.79	0.000	0.000
8	1327.06	20.40	462.53	0.25	24.79	0.000	0.000
9	1361.14	16.36	383.47	0.24	24.79	0.000	0.000
10	891.95	12.41	191.70	0.24	24.79	0.000	0.000
11	810.89	8.52	120.11	0.23	24.79	0.000	0.000
12	822.74	4.66	66.91	0.23	24.79	0.000	0.000
13	2306.23	0.83	33.50	0.23	24.79	0.000	0.000
14	825.73	-3.00	-43.16	0.23	24.79	0.000	0.000
15	707.01	-6.84	-84.18	0.23	24.79	0.000	0.000
16	621.73	-10.71	-115.56	0.23	24.79	0.000	0.000
17	598.67	-14.64	-151.27	0.24	24.79	0.000	0.000
18	568.03	-18.63	-181.47	0.24	24.79	0.000	0.000
19	529.32	-22.72	-204.47	0.25	24.79	0.000	0.000
20	481.85	-26.94	-218.33	0.26	24.79	0.000	0.000
21	424.65	-31.33	-220.80	0.27	24.79	0.000	0.000
22	356.37	-35.93	-209.13	0.28	24.79	0.000	0.000
23	275.03	-40.82	-179.79	0.30	27.76	0.000	0.000
24	177.57	-46.11	-127.97	0.33	29.26	0.000	0.000
25	58.85	-51.98	-46.36	0.37	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 200,1101$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 36,8040$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 95,3047$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 0.33$

2.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cm²]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cm²]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

2.7.1 Paramento

La sezione di base del cordolo risulta automaticamente verificata perché la sezione resistente di altezza 120 cm armata con $\phi 14/20$ cm (7,70 cm²) ha una resistenza maggiore di quella relativa ai muri (sezione b-b di altezza 50 cm armata con $\phi 16/30$ pari a 6,70 cm²); si rimanda al *paragrafo 1.8* per la verifica dettagliata.

2.7.2 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	1,40	-24,7156	(comb. 31) 28,0818	(comb. 23) -35,3080	31,8672

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	1,40	-18,8053	(comb. 50) 21,6014	(comb. 50) -24,8945	24,5133

Inviluppo SLU - Verifiche

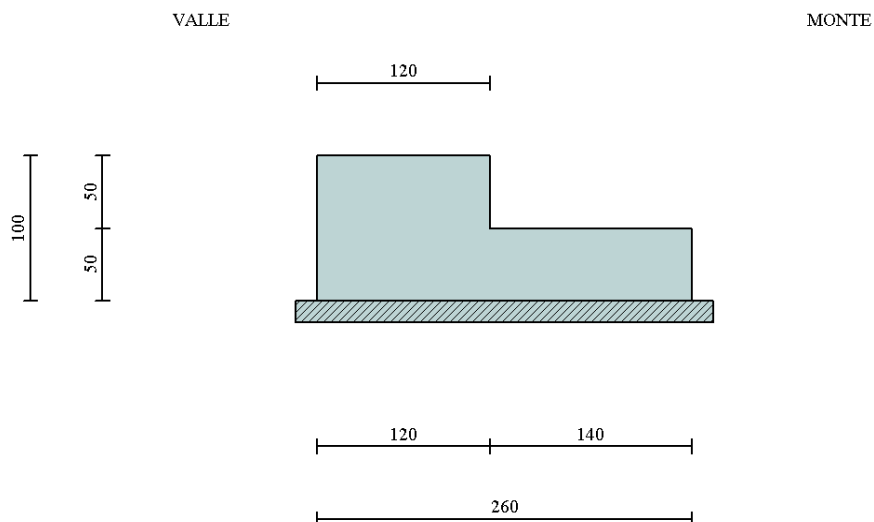
Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS _{min}	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	1,40	100, 50	7,70	7,70	0,00	-133,85	4,77	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	1,40	100, 50	7,70	7,70	1,013	-0,064	65,317	56,862

3. MURO DI SOSTEGNO $0,51 < H < 1,00\text{m}$

3.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	0,50 [m]
Spessore in sommità	1,20 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,20 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,40 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

3.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=10,3800$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=24,3900$	$F_y=0,0000$	$M=31,7100$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

3.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

3.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,76	--	2,25	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,07	--	2,92	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,83	--	2,54	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,01	--	2,69	--

5	A2-M2 - [1]	--	1,44	--	1,43	--
6	EQU - [1]	--	--	1,42	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3,40
8	A1-M1 - [2]	--	3,89	--	6,03	--
9	A1-M1 - [2]	--	3,54	--	6,28	--
10	A1-M1 - [2]	--	3,99	--	6,08	--
11	A1-M1 - [2]	--	3,64	--	6,34	--
12	A2-M2 - [2]	--	2,61	--	3,39	--
13	EQU - [2]	--	--	3,10	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	2,04
15	A1-M1 - [3]	--	22,10	--	9,32	--
16	A1-M1 - [3]	--	23,62	--	9,22	--
17	A1-M1 - [3]	--	21,51	--	9,64	--
18	A1-M1 - [3]	--	24,21	--	8,94	--
19	A2-M2 - [3]	--	10,21	--	5,12	--
20	EQU - [3]	--	--	29,30	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	2,04
22	A1-M1 - [4]	--	2,69	--	2,91	--
23	A1-M1 - [4]	--	3,17	--	3,68	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,80	--	3,29	--
25	A1-M1 - [4]	--	3,06	--	3,39	--
26	A2-M2 - [4]	--	2,18	--	1,84	--
27	EQU - [4]	--	--	1,31	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	3,40
29	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	8,92	--
30	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	9,22	--
31	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	8,64	--
32	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	8,98	--
33	A2-M2 - [5]	--	99,99	--	5,24	--
34	EQU - [5]	--	--	70,09	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	3,40
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	3,87	--	10,96	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	4,02	--	10,61	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2,84	--	5,22	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2,94	--	5,05	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5,10	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	6,46	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,36
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,29
44	SLEQ - [1]	--	12,38	--	15,31	--
45	SLEF - [1]	--	7,85	--	12,94	--
46	SLEF - [1]	--	12,38	--	15,31	--
47	SLEF - [1]	--	8,23	--	13,01	--
48	SLEF - [1]	--	24,97	--	17,84	--
49	SLER - [1]	--	4,28	--	8,51	--
50	SLER - [1]	--	3,52	--	5,83	--
51	SLER - [1]	--	99,99	--	12,84	--
52	SLER - [1]	--	22,05	--	12,47	--

3 MURO DI SOSTEGNO 0,51<H<1,00m

3.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

3.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	47,5000 [kN]
Baricentro del muro	X=-0,12 Y=-0,59
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = -1,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

3.6 Verifiche geotecniche

3.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	5,5294	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	5,5294	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,60 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	22,5400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	24,41	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,9438	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	93,5400	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	93,5400	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	29,9438	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,80	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,49	[m]
Risultante in fondazione	98,2159	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	75,1330	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	133,7262	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,49	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12553	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,42$	$i_q = 0,48$	$i_\gamma = 0,32$
Fattori profondità	$d_c = 1,08$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 14.16$	$N'_q = 9.07$	$N'_\gamma = 7.04$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.44
---	------

3.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	5,5294	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	5,5294	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,60 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	22,5400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	24,41	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,9438	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	93,5400	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	93,5400	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	29,9438	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,80	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,49	[m]
Risultante in fondazione	98,2159	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	75,1330	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	133,7262	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,49	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12553	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,42$	$i_q = 0,48$	$i_\gamma = 0,32$
Fattori profondità	$d_c = 1,08$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 14.16$	$N'_q = 9.07$	$N'_\gamma = 7.04$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.43
---	------

3.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	6,0824	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	6,0824	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,60 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	22,1340	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	25,85	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	22,5824	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	90,7340	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	85,0660	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	111,4446	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	90,7340	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	22,5824	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,01	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,87	[m]
Risultante in fondazione	93,5020	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,98	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	91,5756	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.31
--	------

3.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -0,84$ $Y[m] = 1,88$

Raggio del cerchio $R[m] = 3,65$

Ascissa a valle del cerchio $Xi[m] = -3,61$

Ascissa a monte del cerchio $Xs[m] = 2,30$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,24$

Coefficiente di sicurezza $C = 2.04$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	861.73	54.92	705.23	0.41	29.26	0.000	0.000
2	1002.28	49.69	764.33	0.36	29.26	0.000	0.000
3	1118.51	44.23	780.26	0.33	29.26	0.000	0.000
4	1230.15	39.25	778.29	0.30	28.39	0.000	0.000
5	1368.78	34.60	777.22	0.29	24.79	0.000	0.000
6	1437.45	30.20	723.01	0.27	24.79	0.000	0.000
7	1495.20	25.99	655.13	0.26	24.79	0.000	0.000
8	1543.25	21.92	576.17	0.25	24.79	0.000	0.000
9	1582.49	17.97	488.28	0.25	24.79	0.000	0.000
10	1415.98	14.11	345.15	0.24	24.79	0.000	0.000
11	3320.66	10.31	594.29	0.24	24.79	0.000	0.000
12	940.39	6.56	107.37	0.24	24.79	0.000	0.000
13	949.27	2.83	46.89	0.24	24.79	0.000	0.000
14	951.11	-0.88	-14.64	0.24	24.79	0.000	0.000
15	873.32	-4.60	-70.02	0.24	24.79	0.000	0.000
16	560.52	-8.34	-81.26	0.24	24.79	0.000	0.000
17	541.03	-12.11	-113.48	0.24	24.79	0.000	0.000
18	514.03	-15.93	-141.12	0.25	24.79	0.000	0.000
19	479.13	-19.84	-162.59	0.25	24.79	0.000	0.000
20	435.79	-23.84	-176.12	0.26	24.79	0.000	0.000
21	383.27	-27.97	-179.74	0.27	24.79	0.000	0.000
22	320.51	-32.26	-171.08	0.28	24.79	0.000	0.000
23	246.07	-36.77	-147.31	0.29	26.06	0.000	0.000
24	157.83	-41.57	-104.72	0.32	29.26	0.000	0.000
25	52.53	-46.76	-38.26	0.34	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 233,2185$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 58,2648$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 111,8111$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 1.16$

3.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

3.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 22)		(comb. 1)
1	0,25	31,0000	40,3000	-54,4109	63,2491	-15,7096	28,9609
2	0,50	38,5000	50,0500	-58,1959	67,7141	-14,5008	30,1697

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 50)		(comb. 50)
1	0,25	31,0000	31,0000	-35,8207	42,6193	-10,3920	11,6080
2	0,50	38,5000	38,5000	-38,3092	45,6308	-9,4621	12,5379

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,25	100, 120	7,70	7,70	277,56	-487,11	7,89	376,78	--	--
2	0,50	100, 120	7,70	7,70	344,78	-522,19	7,79	377,87	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,25	100, 120	7,70	7,70	0,471	0,012	31,149	23,378
2	0,50	100, 120	7,70	7,70	0,498	0,013	30,335	22,062

3.7.2 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
		(comb. 25)		(comb. 25)	
1	1,40	-36,2563	35,6847	-49,4657	40,4636

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
		(comb. 50)		(comb. 50)	
1	1,40	-26,0771	23,3777	-30,2430*	26,9374

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione $x=1,40m$.

Inviluppo SLU - Verifiche

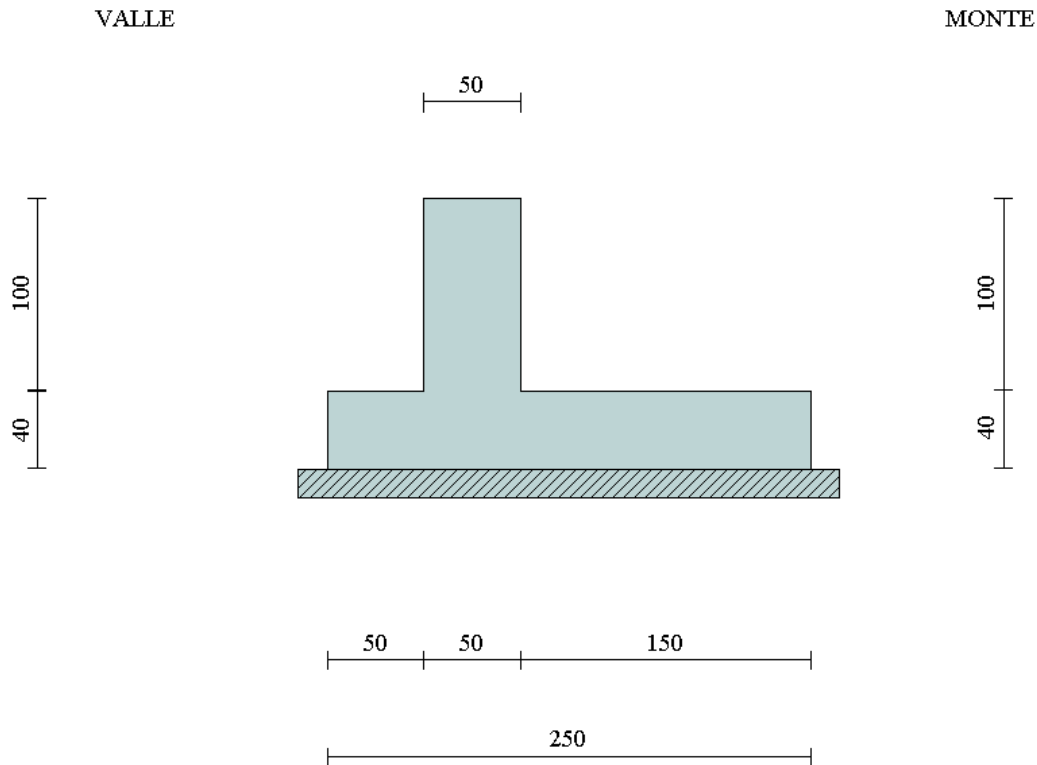
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,40	100, 50	7,70	7,70	0,00	-133,85	3,69	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,40	100, 50	7,70	7,70	1,223	-0,077	70,688	78,850

4. MURO DI SOSTEGNO $1,01 < H < 1,50\text{m}$

4.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni $1,20 \times 0,50\text{m}$; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	1,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

4.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=9,2100$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=19,6100$	$F_y=0,0000$	$M=25,4900$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

4.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

4.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,95	--	2,54	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,30	--	3,16	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,10	--	2,98	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,15	--	2,80	--

5	A2-M2 - [1]	--	1,57	--	1,57	--
6	EQU - [1]	--	--	1,56	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2,37
8	A1-M1 - [2]	--	3,08	--	4,38	--
9	A1-M1 - [2]	--	2,87	--	4,44	--
10	A1-M1 - [2]	--	3,23	--	4,47	--
11	A1-M1 - [2]	--	3,03	--	4,56	--
12	A2-M2 - [2]	--	2,09	--	2,34	--
13	EQU - [2]	--	--	2,73	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,65
15	A1-M1 - [3]	--	8,33	--	6,58	--
16	A1-M1 - [3]	--	8,47	--	6,78	--
17	A1-M1 - [3]	--	7,89	--	6,95	--
18	A1-M1 - [3]	--	8,90	--	6,43	--
19	A2-M2 - [3]	--	4,74	--	3,58	--
20	EQU - [3]	--	--	14,86	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,65
22	A1-M1 - [4]	--	2,40	--	2,21	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,84	--	2,99	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,59	--	2,76	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,65	--	2,55	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,92	--	1,43	--
27	EQU - [4]	--	--	1,24	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	2,37
29	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	8,03	--
30	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	8,71	--
31	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	7,58	--
32	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	8,19	--
33	A2-M2 - [5]	--	99,99	--	4,92	--
34	EQU - [5]	--	--	32,76	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	2,37
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	3,13	--	8,44	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	3,24	--	8,20	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2,24	--	3,85	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2,30	--	3,74	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4,55	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,63	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,81
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,77
44	SLEQ - [1]	--	7,60	--	12,44	--
45	SLEF - [1]	--	5,32	--	9,88	--
46	SLEF - [1]	--	7,60	--	12,44	--
47	SLEF - [1]	--	5,89	--	10,58	--
48	SLEF - [1]	--	10,73	--	14,49	--
49	SLER - [1]	--	3,44	--	6,33	--
50	SLER - [1]	--	3,09	--	4,75	--
51	SLER - [1]	--	99,99	--	10,55	--
52	SLER - [1]	--	8,75	--	8,97	--

4 MURO DI SOSTEGNO 1,01<H<1,50m

4.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

4.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	37,5000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,08 Y=-0,97
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = -1,40
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,40 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

4.6 Verifiche geotecniche

4.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -0,86 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	38,4000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	19,63	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,1979	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	99,4000	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	99,4000	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	29,1979	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,67	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,75	[m]
Risultante in fondazione	103,5996	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,37	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	66,2126	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	155,7548	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,11349	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,46$	$i_q = 0,51$	$i_\gamma = 0,36$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 15.39$	$N'_q = 9.78$	$N'_\gamma = 8.01$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.57
---	------

4.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 26

Valore della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -0,86 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	38,4000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,30	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	23,8683	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	99,4000	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	99,4000	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	23,8683	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,81	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,32	[m]
Risultante in fondazione	102,2255	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,50	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	80,6467	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	141,6570	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,32	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,15106	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,55$	$i_q = 0,59$	$i_\gamma = 0,45$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 15.39$	$N'_q = 9.78$	$N'_\gamma = 8.01$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.43
---	------

4.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	9,8904	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	9,8904	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -0,87 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	34,5600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	21,15	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	26,3904	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	89,4600	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	91,3760	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	112,9050	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	89,4600	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	26,3904	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,01	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,72	[m]
Risultante in fondazione	93,2714	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,44	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	90,2960	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.24
--	------

4.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -0,73$ $Y[m] = 1,65$

Raggio del cerchio $R[m] = 3,78$

Ascissa a valle del cerchio $Xi[m] = -3,44$

Ascissa a monte del cerchio $Xs[m] = 2,68$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,24$

Coefficiente di sicurezza $C = 1.65$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce:

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	912.21	59.64	787.12	0.48	29.26	0.000	0.000
2	1090.17	53.72	878.83	0.41	29.26	0.000	0.000
3	1233.14	47.82	913.81	0.36	29.26	0.000	0.000
4	1350.32	42.54	912.92	0.33	29.26	0.000	0.000
5	1459.93	37.68	892.29	0.31	28.45	0.000	0.000
6	1590.74	33.12	869.06	0.29	24.79	0.000	0.000
7	1660.40	28.78	799.47	0.28	24.79	0.000	0.000
8	1718.83	24.62	716.19	0.27	24.79	0.000	0.000
9	1767.19	20.60	621.82	0.26	24.79	0.000	0.000
10	1806.36	16.68	518.55	0.26	24.79	0.000	0.000
11	1795.09	12.84	399.00	0.25	24.79	0.000	0.000
12	3592.15	9.06	565.69	0.25	24.79	0.000	0.000
13	1198.49	5.32	111.09	0.25	24.79	0.000	0.000
14	593.87	1.60	16.57	0.24	24.79	0.000	0.000
15	593.35	-2.11	-21.89	0.24	24.79	0.000	0.000
16	526.88	-5.84	-53.57	0.25	24.79	0.000	0.000
17	509.70	-9.58	-84.85	0.25	24.79	0.000	0.000
18	486.13	-13.37	-112.42	0.25	24.79	0.000	0.000
19	454.38	-17.22	-134.52	0.26	24.79	0.000	0.000
20	413.98	-21.15	-149.39	0.26	24.79	0.000	0.000
21	364.28	-25.19	-155.06	0.27	24.79	0.000	0.000
22	304.37	-29.37	-149.29	0.28	24.79	0.000	0.000
23	233.03	-33.73	-129.41	0.29	24.79	0.000	0.000
24	148.48	-38.33	-92.09	0.31	29.03	0.000	0.000
25	48.12	-43.24	-32.97	0.34	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 253,5215$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 77,3460$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 122,8417$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 2.26$

4.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

4.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 22)		(comb. 1)
1	0,50	29,7500	38,6750	-49,2811	75,3581	-9,7350	24,6488
2	1,00	36,0000	46,8000	-52,5059	85,4561	-3,2030	28,3214

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 50)		(comb. 49)
1	0,50	29,7500	29,7500	-32,4292	51,5108	-9,4621	12,5379
2	1,00	36,0000	36,0000	-36,5076	58,4324	-6,6371	16,3827

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 50	6,03	3,39	49,41	-117,52	1,47	192,52	--	--
2	1,00	100, 50	6,03	3,39	57,90	-117,95	1,38	193,38	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,50	100, 50	6,03	3,39	2,814	0,032	173,663	174,907
2	1,00	100, 50	6,03	3,39	3,193	0,042	195,216	193,304

4.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 22)	Tmin	Tmax (comb. 22)
1	0,50	-0,8205	19,5534	-1,6732	70,9327

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 50)	Tmin	Tmax (comb. 50)
1	0,50	-0,4143	11,1609	-0,3850	42,1397

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	47,83	2,45	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	1,122	0,138	96,672	-4,217

4.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 25)	Mmax	Tmin (comb. 22)	Tmax
1	1,50	-51,3218	40,9734	-63,6807	39,1248

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb.50)	Mmax	Tmin (comb. 50)	Tmax
1	1,50	-34,5519	30,4396	-34,6327*	29,1374

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione x=1,50m.

Inviluppo SLU - Verifiche

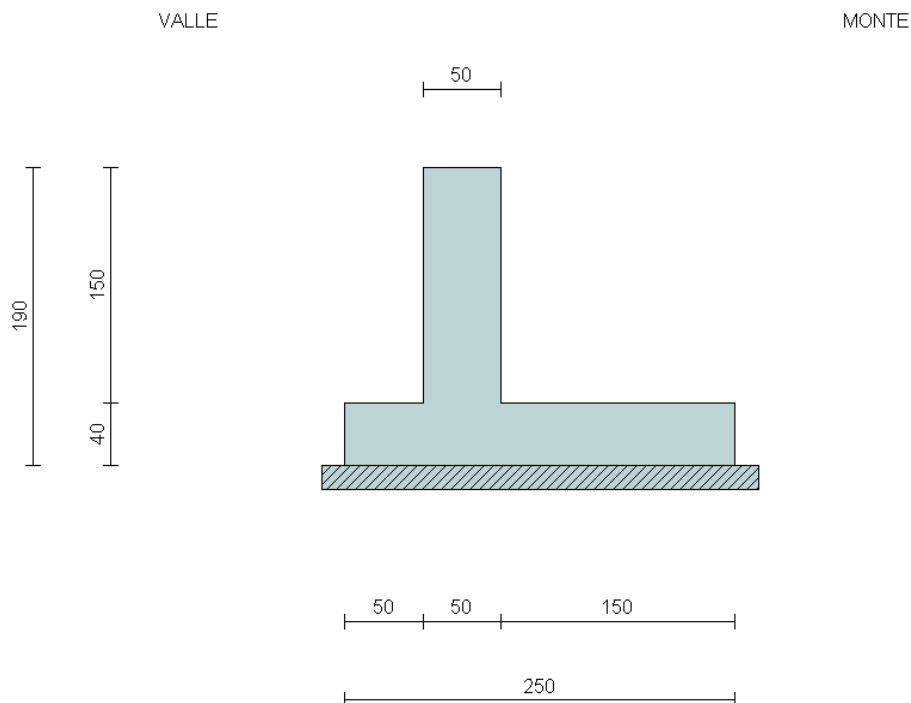
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	-92,39	1,17	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,50	100, 40	6,79	3,39	3,060	-0,109	263,658	152,256

5. MURO DI SOSTEGNO $1,51 < H < 2,00\text{m}$

5.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni $1,20 \times 0,50\text{m}$; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	1,50 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

5.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=9,2100$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=16,3900$	$F_y=0,0000$	$M=21,3100$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

5.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

5.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	2,12	--	2,78	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,54	--	3,28	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,33	--	3,21	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,33	--	2,93	--

5	A2-M2 - [1]	--	1,70	--	1,65	--
6	EQU - [1]	--	--	1,76	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,98
8	A1-M1 - [2]	--	2,59	--	3,27	--
9	A1-M1 - [2]	--	2,41	--	3,28	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,77	--	3,41	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,59	--	3,45	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,76	--	1,68	--
13	EQU - [2]	--	--	2,42	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,50
15	A1-M1 - [3]	--	4,92	--	5,21	--
16	A1-M1 - [3]	--	4,92	--	5,46	--
17	A1-M1 - [3]	--	4,58	--	5,55	--
18	A1-M1 - [3]	--	5,26	--	5,13	--
19	A2-M2 - [3]	--	3,00	--	2,82	--
20	EQU - [3]	--	--	8,52	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,50
22	A1-M1 - [4]	--	2,27	--	2,04	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,73	--	2,70	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,50	--	2,57	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,50	--	2,27	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,82	--	1,28	--
27	EQU - [4]	--	--	1,31	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,98
29	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	7,90	--
30	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	8,70	--
31	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	7,25	--
32	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	7,92	--
33	A2-M2 - [5]	--	31,02	--	4,46	--
34	EQU - [5]	--	--	17,51	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,98
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2,62	--	6,11	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2,70	--	5,94	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,84	--	2,67	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,89	--	2,60	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,84	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4,58	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,57
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,54
44	SLEQ - [1]	--	5,45	--	9,54	--
45	SLEF - [1]	--	4,03	--	7,44	--
46	SLEF - [1]	--	5,45	--	9,54	--
47	SLEF - [1]	--	4,65	--	8,27	--
48	SLEF - [1]	--	6,60	--	10,92	--
49	SLER - [1]	--	2,92	--	4,85	--
50	SLER - [1]	--	2,92	--	4,15	--
51	SLER - [1]	--	40,92	--	9,59	--
52	SLER - [1]	--	5,28	--	7,11	--

5 MURO DI SOSTEGNO 1,51<H<2,00m

5.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

5.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	43,7500 [kN]
Baricentro del muro	X=0,04 Y=-1,29
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = -1,90
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,90 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

5.6 Verifiche geotecniche

5.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	16,0851	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	16,0851	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,18 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	52,6500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,41	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	32,4915	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	119,9000	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	119,9000	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	32,4915	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,57	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,05	[m]
Risultante in fondazione	124,2244	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,16	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	68,0645	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	197,7007	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,05	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,11715	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,50$	$i_q = 0,54$	$i_\gamma = 0,40$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 16.54$	$N'_q = 10.44$	$N'_\gamma = 8.83$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.70
---	------

5.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 26

Valore della spinta statica	16,0851	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	16,0851	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,18 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	52,6500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,30	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	30,3851	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	119,9000	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	119,9000	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	30,3851	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,75	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,49	[m]
Risultante in fondazione	123,6902	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,22	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	90,1420	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	153,6151	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,49	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,16045	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,52$	$i_q = 0,57$	$i_\gamma = 0,43$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 16.54$	$N'_q = 10.44$	$N'_\gamma = 8.83$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.28
---	------

5.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	16,8323	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	16,8323	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,19 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	47,3850	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	21,15	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	33,3323	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	107,9100	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	106,2319	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	139,5675	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	107,9100	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	33,3323	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,94	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,93	[m]
Risultante in fondazione	112,9407	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,17	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	101,5519	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.31
--	------

5.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -0,83$ $Y[m] = 1,03$
 Raggio del cerchio $R[m] = 3,75$
 Ascissa a valle del cerchio $X_i[m] = -3,60$
 Ascissa a monte del cerchio $X_s[m] = 2,78$
 Larghezza della striscia $dx[m] = 0,26$
 Coefficiente di sicurezza $C = 1.50$
 Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	1005.88	68.27	934.38	0.69	29.26	0.000	0.000
2	1271.31	59.59	1096.43	0.50	29.26	0.000	0.000
3	1460.87	52.53	1159.40	0.42	29.26	0.000	0.000
4	1609.43	46.48	1167.13	0.37	29.26	0.000	0.000
5	1730.69	41.06	1136.85	0.34	29.26	0.000	0.000
6	1893.21	36.06	1114.41	0.32	24.84	0.000	0.000
7	1978.16	31.36	1029.51	0.30	24.79	0.000	0.000
8	2048.52	26.89	926.46	0.29	24.79	0.000	0.000
9	2106.68	22.59	809.17	0.28	24.79	0.000	0.000
10	2153.88	18.42	680.51	0.27	24.79	0.000	0.000
11	2124.74	14.35	526.52	0.26	24.79	0.000	0.000
12	4001.15	10.35	718.87	0.26	24.79	0.000	0.000
13	1479.63	6.40	165.03	0.26	24.79	0.000	0.000
14	658.00	2.49	28.56	0.26	24.79	0.000	0.000
15	647.50	-1.42	-16.01	0.26	24.79	0.000	0.000
16	589.32	-5.33	-54.73	0.26	24.79	0.000	0.000
17	573.17	-9.26	-92.28	0.26	24.79	0.000	0.000
18	548.06	-13.25	-125.58	0.26	24.79	0.000	0.000
19	513.60	-17.29	-152.68	0.27	24.79	0.000	0.000
20	469.25	-21.43	-171.48	0.27	24.79	0.000	0.000
21	414.19	-25.70	-179.59	0.28	24.79	0.000	0.000
22	347.33	-30.12	-174.27	0.29	24.79	0.000	0.000
23	267.07	-34.75	-152.22	0.31	24.79	0.000	0.000
24	171.13	-39.66	-109.21	0.33	28.16	0.000	0.000
25	56.01	-44.95	-39.57	0.36	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 295,3689$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 100,2806$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 143,4450$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.26$

5.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

5.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 22)		(comb. 8)
1	0,75	32,8750	42,7375	-53,3983	80,1776	-11,4134	22,5568
2	1,50	42,2500	54,9250	-59,0569	97,8088	-3,1458	33,1123

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 50)		(comb. 49)
1	0,75	32,8750	32,8750	-34,6449	54,7951	-8,2105	13,7895
2	1,50	42,2500	42,2500	-38,8517	67,0883	-2,5248	23,2049

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,75	100, 50	6,03	3,39	50,93	-117,79	1,37	192,95	--	--
2	1,50	100, 50	6,03	3,39	59,08	-117,95	1,21	195,02	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,75	100, 50	6,03	3,39	2,994	0,035	183,763	185,289
2	1,50	100, 50	6,03	3,39	3,666	0,059	223,410	200,082

5.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 22)	Tmin	Tmax (comb. 22)
1	0,50	-0,6714	20,7363	-0,7782	76,3966

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 50)	Tmin	Tmax (comb. 50)
1	0,50	0,1434	12,5754	1,9896	47,7689

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	47,83	2,31	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	1,264	0,156	108,924	-4,751

5.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 25)	Mmax	Tmin (comb. 22)	Tmax
1	1,50	-63,8602	46,2677	-77,0264	42,9858

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 50)	Mmax	Tmin (comb. 50)	Tmax
1	1,50	-41,0207	31,8887	-39,8096*	29,7755

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione x=1,50m.

Inviluppo SLU - Verifiche

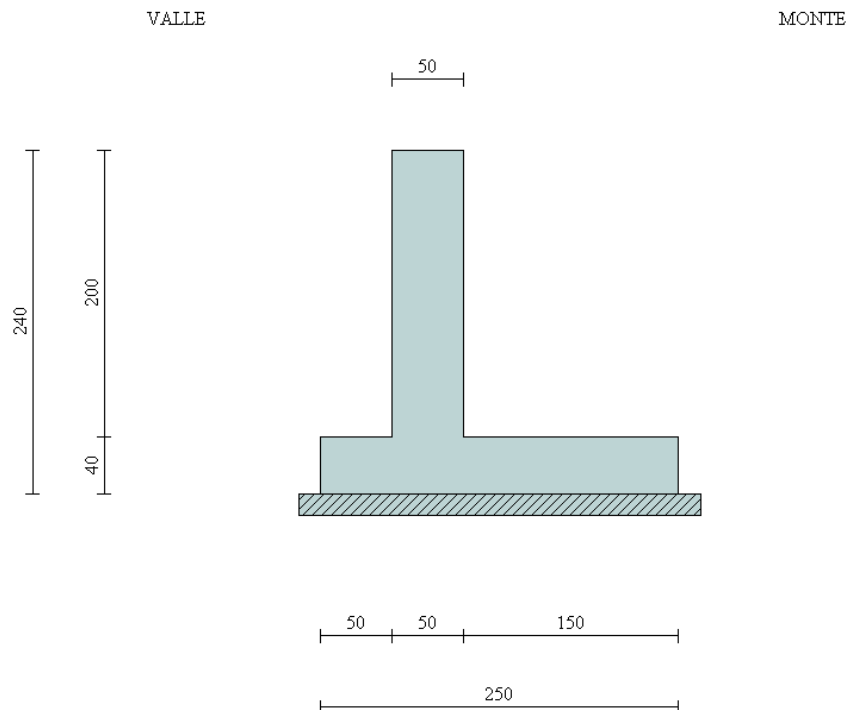
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	-92,40	1,03	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,50	100, 40	6,79	3,39	3,205	-0,124	276,209	180,761

6. MURO DI SOSTEGNO 2,01<H<2,50m

6.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	2,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

6.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=9,2100$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=14,0800$	$F_y=0,0000$	$M=18,3100$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

6.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

6.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	2,11	--	2,57	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,56	--	2,99	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,35	--	2,97	--

4	A1-M1 - [1]	--	2,32	--	2,67	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,69	--	1,49	--
6	EQU - [1]	--	--	1,84	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,74
8	A1-M1 - [2]	--	2,24	--	2,41	--
9	A1-M1 - [2]	--	2,08	--	2,38	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,42	--	2,58	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,26	--	2,59	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,53	--	1,18	--
13	EQU - [2]	--	--	2,10	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,39
15	A1-M1 - [3]	--	3,56	--	4,26	--
16	A1-M1 - [3]	--	3,52	--	4,51	--
17	A1-M1 - [3]	--	3,27	--	4,54	--
18	A1-M1 - [3]	--	3,81	--	4,22	--
19	A2-M2 - [3]	--	2,23	--	2,28	--
20	EQU - [3]	--	--	5,59	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,39
22	A1-M1 - [4]	--	2,10	--	1,69	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,55	--	2,28	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,34	--	2,19	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,31	--	1,87	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,68	--	1,05	--
27	EQU - [4]	--	--	1,33	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,74
29	A1-M1 - [5]	--	11,43	--	6,17	--
30	A1-M1 - [5]	--	10,39	--	6,44	--
31	A1-M1 - [5]	--	12,61	--	5,60	--
32	A1-M1 - [5]	--	11,57	--	5,88	--
33	A2-M2 - [5]	--	6,53	--	3,26	--
34	EQU - [5]	--	--	10,85	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,74
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2,25	--	4,41	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2,31	--	4,29	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,56	--	1,83	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,60	--	1,78	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,17	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,65	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,41
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,39
44	SLEQ - [1]	--	4,24	--	7,35	--
45	SLEF - [1]	--	3,26	--	5,63	--
46	SLEF - [1]	--	4,24	--	7,35	--
47	SLEF - [1]	--	3,80	--	6,44	--
48	SLEF - [1]	--	4,79	--	8,33	--
49	SLER - [1]	--	2,54	--	3,69	--
50	SLER - [1]	--	2,69	--	3,44	--
51	SLER - [1]	--	9,98	--	7,60	--
52	SLER - [1]	--	3,85	--	5,82	--

6 MURO DI SOSTEGNO 2,01<H<2,50m

6.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

6.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	50,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,00 Y=-1,60
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = -2,40
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,40 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

6.6 Verifiche geotecniche

6.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	45,6640	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	45,6640	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,36 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	105,9000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	8,58	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	54,2440	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	179,4000	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	179,4000	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	54,2440	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,43	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,47	[m]
Risultante in fondazione	187,4214	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,82	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	76,8282	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	212,3139	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,47	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,14554	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,50$	$i_\gamma = 0,35$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 16.51$	$N'_q = 10.42$	$N'_\gamma = 8.81$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.53
---	------

6.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 26

Valore della spinta statica	24,2332	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	24,2332	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,51 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	66,9000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,30	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	38,5332	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	140,4000	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	140,4000	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	38,5332	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,74	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,54	[m]
Risultante in fondazione	145,5918	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,35	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	103,3036	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	147,1520	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,54	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,18202	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,49$	$i_q = 0,54$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 16.51$	$N'_q = 10.42$	$N'_\gamma = 8.81$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.05
---	------

6.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	25,5685	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	25,5685	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,52 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	60,2100	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	21,15	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	42,0685	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	126,3600	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	125,0073	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	166,2300	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	126,3600	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	42,0685	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,92	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,98	[m]
Risultante in fondazione	133,1789	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,41	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	116,7273	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.33
--	------

6.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -1,17$ $Y[m] = 1,64$

Raggio del cerchio $R[m] = 4,84$

Ascissa a valle del cerchio $Xi[m] = -4,38$

Ascissa a monte del cerchio $Xs[m] = 3,39$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,31$

Coefficiente di sicurezza $C = 1.39$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce:

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1237.69	65.37	1125.12	0.75	29.26	0.000	0.000
2	1591.41	57.94	1348.66	0.59	29.26	0.000	0.000
3	1858.64	51.51	1454.89	0.50	29.26	0.000	0.000
4	2073.07	45.91	1489.10	0.45	29.26	0.000	0.000
5	2250.66	40.84	1471.81	0.41	29.26	0.000	0.000
6	2399.94	36.13	1415.10	0.38	29.26	0.000	0.000
7	2595.64	31.69	1363.65	0.37	25.21	0.000	0.000
8	2708.64	27.46	1248.96	0.35	24.79	0.000	0.000
9	2797.77	23.38	1110.32	0.34	24.79	0.000	0.000
10	2871.27	19.43	955.06	0.33	24.79	0.000	0.000
11	2872.17	15.57	770.88	0.32	24.79	0.000	0.000
12	4719.25	11.78	963.54	0.32	24.79	0.000	0.000
13	1593.60	8.04	223.02	0.31	24.79	0.000	0.000
14	791.02	4.34	59.90	0.31	24.79	0.000	0.000
15	732.83	0.66	8.44	0.31	24.79	0.000	0.000
16	719.26	-3.02	-37.91	0.31	24.79	0.000	0.000
17	703.30	-6.71	-82.23	0.31	24.79	0.000	0.000
18	675.03	-10.44	-122.28	0.32	24.79	0.000	0.000
19	634.09	-14.20	-155.59	0.32	24.79	0.000	0.000
20	579.91	-18.03	-179.54	0.33	24.79	0.000	0.000
21	511.69	-21.95	-191.28	0.34	24.79	0.000	0.000
22	428.33	-25.98	-187.64	0.35	24.79	0.000	0.000
23	328.31	-30.15	-164.92	0.36	24.79	0.000	0.000
24	209.55	-34.51	-118.73	0.38	28.11	0.000	0.000
25	69.04	-39.12	-43.56	0.40	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 372,1889$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 134,5963$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 183,3448$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 3.58$

6.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mmq]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mmq]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

6.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 22)		(comb. 8)
1	1,00	36,0000	46,8000	-56,9539	85,4561	-10,8282	23,7015
2	2,00	48,5000	63,0500	-62,1572	113,2528	1,5371	44,1965

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 50)		(comb. 49)
1	1,00	36,0000	36,0000	-36,5076	58,4324	-6,6371	16,3827
2	2,00	48,5000	48,5000	-38,8178	78,1222	2,8747	31,3143

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,00	100, 50	6,03	3,39	51,54	117,95	1,29	193,38	--	--
2	2,00	100, 50	6,53	3,39	62,34	127,09	1,12	196,14	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,00	100, 50	6,03	3,39	3,193	0,042	195,216	193,304
2	2,00	100, 50	6,53	3,39	4,132	0,080	241,403	190,975

6.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 22)	Tmin	Tmax (comb. 22)
1	0,50	-0,3140	23,4487	0,6160	86,7301

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 50)	Tmin	Tmax (comb. 50)
1	0,50	1,0020	14,5300	5,4751	55,3164

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 40	6,79	3,68	0,00	51,57	2,20	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 40	6,79	3,68	1,406	0,181	116,403	-5,818

6.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 25)	Mmax	Tmin (comb. 22)	Tmax
1	1,50	-77,0234	49,0503	-92,6230	44,6142

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 50)	Mmax	Tmin (comb. 50)	Tmax
1	1,50	-48,7060	31,4633	-46,9544*	28,7474

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione x=1,50m.

Inviluppo SLU - Verifiche

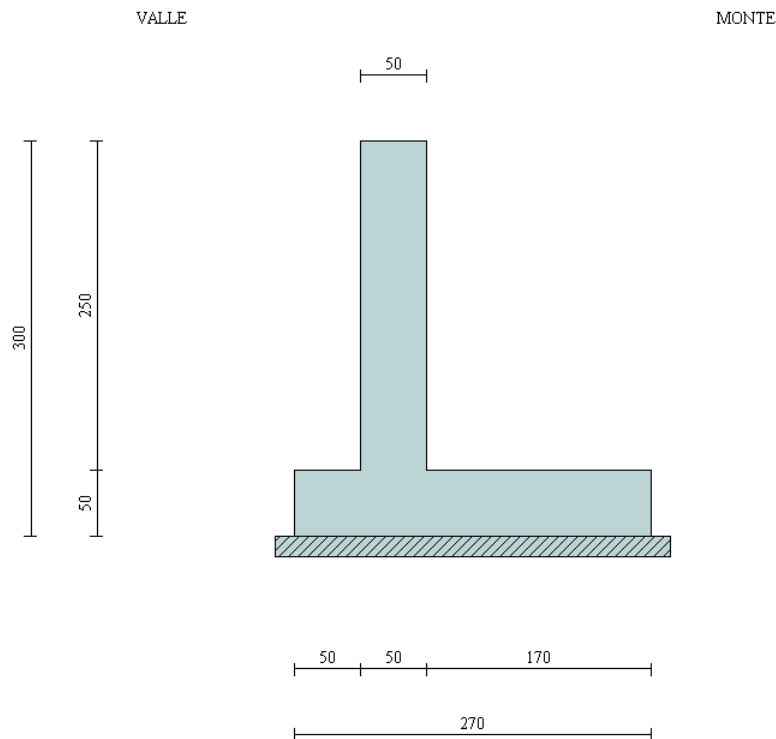
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,50	100, 40	6,79	3,68	0,00	-92,40	1,05	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,50	100, 40	6,79	3,68	3,692	-0,148	252,060	214,640

7. MURO DI SOSTEGNO $2,51 < H < 3,00$ m

7.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	2,50 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,70 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

7.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=9,2100$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=12,3500$	$F_y=0,0000$	$M=16,0500$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

7.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

7.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,15	--	2,81	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,64	--	3,15	--

3	A1-M1 - [1]	--	2,42	--	3,17	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,36	--	2,86	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,72	--	1,58	--
6	EQU - [1]	--	--	2,08	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,67
8	A1-M1 - [2]	--	2,11	--	2,21	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,96	--	2,17	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,31	--	2,40	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,15	--	2,40	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,45	--	1,07	--
13	EQU - [2]	--	--	2,05	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,39
15	A1-M1 - [3]	--	2,98	--	4,08	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,93	--	4,33	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,71	--	4,35	--
18	A1-M1 - [3]	--	3,20	--	4,05	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,91	--	2,19	--
20	EQU - [3]	--	--	4,29	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,39
22	A1-M1 - [4]	--	2,06	--	1,94	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,53	--	2,46	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,32	--	2,40	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,27	--	2,08	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,65	--	1,16	--
27	EQU - [4]	--	--	1,50	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,67
29	A1-M1 - [5]	--	5,90	--	5,92	--
30	A1-M1 - [5]	--	5,35	--	6,01	--
31	A1-M1 - [5]	--	6,58	--	5,35	--
32	A1-M1 - [5]	--	6,03	--	5,42	--
33	A2-M2 - [5]	--	3,81	--	3,11	--
34	EQU - [5]	--	--	7,65	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,67
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2,04	--	3,65	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2,10	--	3,56	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,40	--	1,47	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,44	--	1,43	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,81	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,19	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,38
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,35
44	SLEQ - [1]	--	3,65	--	6,38	--
45	SLEF - [1]	--	2,92	--	4,89	--
46	SLEF - [1]	--	3,65	--	6,38	--
47	SLEF - [1]	--	3,39	--	5,74	--
48	SLEF - [1]	--	3,96	--	7,05	--
49	SLER - [1]	--	2,41	--	3,40	--
50	SLER - [1]	--	2,64	--	3,55	--
51	SLER - [1]	--	5,94	--	7,15	--
52	SLER - [1]	--	3,24	--	5,54	--

7 MURO DI SOSTEGNO 2,51<H<3,00m

7.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

7.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	65,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,06 Y=-2,03
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,70 Y = -3,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,70 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

7.6 Verifiche geotecniche

7.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	36,1644	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	36,1644	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,91 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	4,4757	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,91 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	91,9700	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,85	[m]	Y = -1,25 [m]
Inerzia del muro	5,9076	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-2,9538	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	8,3588	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4,1794	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,14	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	57,0424	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	173,3368	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	173,3368	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	57,0424	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,40	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,70	[m]
Risultante in fondazione	182,4814	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,22	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	68,5463	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	254,4689	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12062	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00778	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,47$	$i_\gamma = 0,31$
Fattori profondità	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 16.91 \qquad N'_q = 10.63 \qquad N'_\gamma = 8.98$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.40

7.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	62,9529	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	62,9529	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,73 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	136,1700	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,85	[m]	Y = -1,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	8,58	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	71,5329	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	224,6700	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	224,6700	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	71,5329	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,48	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,61	[m]
Risultante in fondazione	235,7829	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,66	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	107,9088	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	241,4028	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,61	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,17222	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,42$	$i_q = 0,48$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 16.91 \qquad N'_q = 10.63 \qquad N'_\gamma = 8.98$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.07

7.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	38,4208	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	38,4208	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,92 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	82,7730	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,85	[m]	Y = -1,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	21,15	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	54,9208	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	162,4230	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	153,9749	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	231,0925	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	162,4230	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	54,9208	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,88	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,42	[m]
Risultante in fondazione	171,4571	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,68	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	142,1534	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 1.50

7.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 43

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kN]

- α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
- ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
- c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]
- b larghezza della striscia espressa in [m]
- u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,40 Y[m]= 2,23

Raggio del cerchio R[m]= 6,08

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,22

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,27

Larghezza della striscia dx[m]= 0,38

Coefficiente di sicurezza C= 1.35

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	539.89	63.84	484.58	0.86	29.26	0.000	0.000
2	1039.97	57.08	872.97	0.70	29.26	0.000	0.000
3	1427.85	50.94	1108.76	0.60	29.26	0.000	0.000
4	1742.36	45.55	1243.73	0.54	29.26	0.000	0.000
5	2004.58	40.63	1305.37	0.50	29.26	0.000	0.000
6	2226.14	36.06	1310.35	0.47	29.26	0.000	0.000
7	2441.50	31.74	1284.40	0.45	28.27	0.000	0.000
8	2689.88	27.62	1246.86	0.43	24.79	0.000	0.000
9	2824.09	23.64	1132.52	0.41	24.79	0.000	0.000
10	2935.49	19.79	993.69	0.40	24.79	0.000	0.000
11	3025.85	16.02	835.14	0.40	24.79	0.000	0.000
12	5739.22	12.33	1225.34	0.39	24.79	0.000	0.000
13	2406.47	8.69	363.39	0.38	24.79	0.000	0.000
14	1072.89	5.08	94.96	0.38	24.79	0.000	0.000
15	987.21	1.49	25.68	0.38	24.79	0.000	0.000
16	985.74	-2.09	-35.96	0.38	24.79	0.000	0.000
17	966.75	-5.68	-95.69	0.38	24.79	0.000	0.000
18	930.00	-9.29	-150.17	0.38	24.79	0.000	0.000
19	875.05	-12.94	-195.99	0.39	24.79	0.000	0.000
20	801.18	-16.65	-229.52	0.40	24.79	0.000	0.000
21	707.40	-20.42	-246.87	0.41	24.79	0.000	0.000
22	592.33	-24.30	-243.74	0.42	24.79	0.000	0.000
23	454.07	-28.30	-215.23	0.43	24.79	0.000	0.000
24	290.06	-32.45	-155.63	0.45	28.98	0.000	0.000
25	96.74	-36.81	-57.96	0.47	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 390,3376$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 116,7105$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 191,1192$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 3.67$

7.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

7.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 22)		(comb. 12)
1	1,25	39,1250	50,8625	-59,3617	91,2983	-8,3644	28,1978
2	2,50	54,7500	71,1750	-59,2852	132,6248	10,2298	56,9624

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 50)		(comb. 49)
1	1,25	39,1250	39,1250	-37,9367	62,5033	-4,7418	19,6329
2	2,50	54,7500	54,7500	-35,7625	92,1775	9,5614	40,7109

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,25	100, 50	6,03	3,39	53,98	-118,00	1,22	192,84	--	--
2	2,50	100, 50	9,42	3,39	81,47	-180,28	1,32	197,26	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,25	100, 50	6,03	3,39	3,416	0,050	208,329	198,414
2	2,50	100, 50	9,42	3,39	4,216	0,104	201,822	161,763

7.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 25)	Tmin	Tmax (comb. 25)
1	0,50	1,6624	23,3991	8,2304	88,6645

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 50)	Tmin	Tmax (comb. 50)
1	0,50	2,9891	15,6556	13,0278	60,0992

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 50	9,24	6,79	0,00	118,40	5,06	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 50	9,24	6,79	0,764	0,154	53,522	-5,804

7.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 9)	Mmax	Tmin (comb. 22)	Tmax
1	1,70	-113,2873	47,8779	-105,6310*	36,1458

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 50)	Mmax	Tmin (comb. 50)	Tmax
1	1,70	-66,0093	29,4537	-53,8433*	22,2659

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione x=1,70m.

Inviluppo SLU - Verifiche

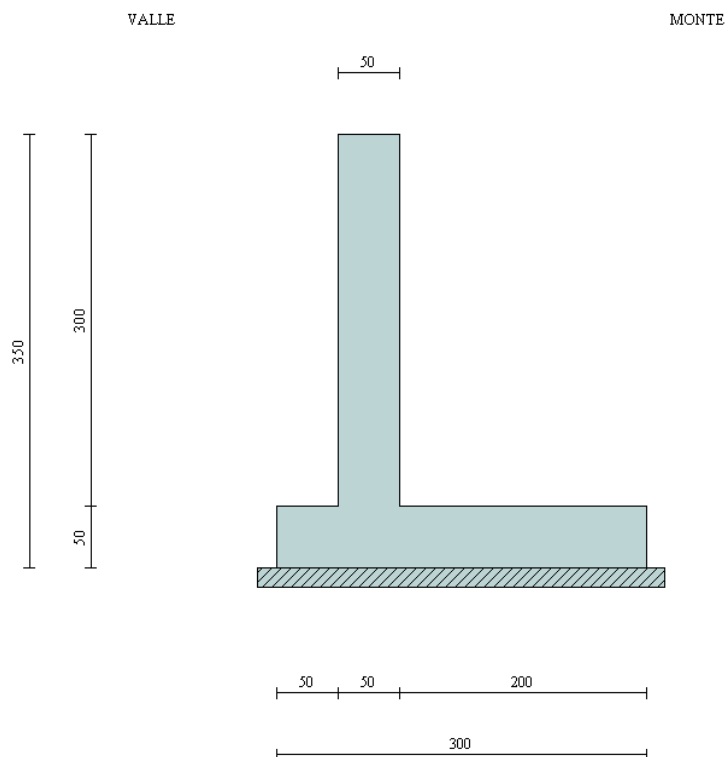
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,70	100, 50	9,24	3,39	0,00	-160,04	1,27	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,70	100, 50	9,24	3,39	2,992	-0,132	198,419	167,321

8. MURO DI SOSTEGNO $3,01 < H < 3,50\text{m}$

8.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione **Muro a mensola in c.a.**

Altezza del paramento	3,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

8.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=9,2100$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=10,9900$	$F_y=0,0000$	$M=14,2900$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

8.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

8.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,21	--	3,08	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,74	--	3,34	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,53	--	3,40	--

4	A1-M1 - [1]	--	2,42	--	3,08	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,77	--	1,68	--
6	EQU - [1]	--	--	2,39	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,61
8	A1-M1 - [2]	--	2,11	--	2,23	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,96	--	2,20	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,33	--	2,42	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,18	--	2,43	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,46	--	1,08	--
13	EQU - [2]	--	--	2,17	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,37
15	A1-M1 - [3]	--	2,82	--	4,00	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,72	--	3,92	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,53	--	4,06	--
18	A1-M1 - [3]	--	3,01	--	3,93	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,82	--	1,92	--
20	EQU - [3]	--	--	3,91	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,37
22	A1-M1 - [4]	--	2,08	--	2,27	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,58	--	2,69	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,38	--	2,69	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,28	--	2,35	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,68	--	1,29	--
27	EQU - [4]	--	--	1,74	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,61
29	A1-M1 - [5]	--	4,59	--	5,88	--
30	A1-M1 - [5]	--	4,19	--	5,96	--
31	A1-M1 - [5]	--	5,19	--	5,27	--
32	A1-M1 - [5]	--	4,79	--	5,34	--
33	A2-M2 - [5]	--	3,10	--	3,05	--
34	EQU - [5]	--	--	6,49	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,61
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,96	--	3,32	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2,02	--	3,23	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,35	--	1,30	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,38	--	1,27	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,72	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,08	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,34
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,31
44	SLEQ - [1]	--	3,45	--	5,92	--
45	SLEF - [1]	--	2,84	--	4,59	--
46	SLEF - [1]	--	3,45	--	5,92	--
47	SLEF - [1]	--	3,26	--	5,45	--
48	SLEF - [1]	--	3,66	--	6,41	--
49	SLER - [1]	--	2,42	--	3,40	--
50	SLER - [1]	--	2,67	--	3,78	--
51	SLER - [1]	--	4,86	--	6,96	--
52	SLER - [1]	--	3,06	--	5,21	--

8 MURO DI SOSTEGNO 3,01<H<3,50m

8.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

8.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	75,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,13 Y=-2,38
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,00 Y = -3,50
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,00 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,50 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

8.6 Verifiche geotecniche

8.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	47,9015	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	47,9015	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,00	[m]	Y = -2,24 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	5,9283	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,00	[m]	Y = -2,24 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	127,2000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,00	[m]	Y = -1,50 [m]
Inerzia del muro	6,8165	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-3,4082	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	11,5608	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-5,7804	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,14	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	74,3429	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	216,5114	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	216,5114	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	74,3429	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,46	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	228,9193	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,95	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	99,2396	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	281,6970	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,13833	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00601	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,39$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,29$
Fattori profondità	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 17.23 \qquad N'_q = 10.82 \qquad N'_\gamma = 9.29$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.35

8.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	79,1547	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	79,1547	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,00	[m]	Y = -2,04 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	179,2000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,00	[m]	Y = -1,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	8,58	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	87,7347	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	277,7000	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	277,7000	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	87,7347	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,50	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	291,2296	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,53	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	139,0427	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	300,2041	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,18526	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,48$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 17.23 \qquad N'_q = 10.82 \qquad N'_\gamma = 9.29$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.08

8.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	51,1050	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	51,1050	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,00	[m]	Y = -2,25 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	114,4800	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,00	[m]	Y = -1,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	21,15	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	67,6050	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	203,1300	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	184,5316	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	320,7600	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	203,1300	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	67,6050	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,83	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,01	[m]
Risultante in fondazione	214,0846	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,41	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	168,4666	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 1.74

8.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 43

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,29 Y[m]= 2,58

Raggio del cerchio R[m]= 6,91

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,38

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5,13

Larghezza della striscia dx[m]= 0,42

Coefficiente di sicurezza C= 1.31

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	629.19	63.64	563.78	0.95	29.26	0.000	0.000
2	1239.79	57.05	1040.39	0.77	29.26	0.000	0.000
3	1716.60	51.07	1335.37	0.67	29.26	0.000	0.000
4	2105.14	45.79	1509.04	0.60	29.26	0.000	0.000
5	2430.38	40.98	1593.93	0.56	29.26	0.000	0.000
6	2706.22	36.50	1609.87	0.52	29.26	0.000	0.000
7	2941.39	32.27	1570.55	0.50	29.26	0.000	0.000
8	3212.74	28.23	1519.74	0.48	26.88	0.000	0.000
9	3440.03	24.34	1417.75	0.46	24.79	0.000	0.000
10	3581.91	20.56	1258.10	0.45	24.79	0.000	0.000
11	3698.25	16.88	1073.79	0.44	24.79	0.000	0.000
12	3790.70	13.27	869.83	0.43	24.79	0.000	0.000
13	6646.98	9.71	1120.57	0.43	24.79	0.000	0.000
14	2436.44	6.18	262.41	0.42	24.79	0.000	0.000
15	1152.36	2.68	53.96	0.42	24.79	0.000	0.000
16	1083.47	-0.81	-15.23	0.42	24.79	0.000	0.000
17	1068.18	-4.30	-80.04	0.42	24.79	0.000	0.000
18	1031.79	-7.81	-140.13	0.42	24.79	0.000	0.000
19	973.89	-11.34	-191.56	0.43	24.79	0.000	0.000
20	893.79	-14.93	-230.22	0.44	24.79	0.000	0.000
21	790.48	-18.57	-251.74	0.44	24.79	0.000	0.000
22	662.58	-22.29	-251.35	0.45	24.79	0.000	0.000
23	508.22	-26.12	-223.74	0.47	24.79	0.000	0.000
24	324.85	-30.08	-162.80	0.49	28.88	0.000	0.000
25	109.03	-34.20	-61.28	0.51	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 482,2440$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 148,9751$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 237,8221$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 3.98$

8.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cm²]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cm²]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

8.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 22)		(comb. 12)
1	1,50	42,2500	54,9250	-61,1012	97,8088	-5,4822	33,1123
2	3,00	61,0000	79,3000	-51,6485	156,7615	20,5958	71,5329

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 50)		(comb. 49)
1	1,50	42,2500	42,2500	-38,8517	67,0883	-2,5248	23,2049
2	3,00	61,0000	61,0000	-29,0419	109,8981	17,5353	51,3947

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS _{min}	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	1,50	100, 50	6,03	3,39	57,53	-117,95	1,20	193,27	--	--
2	3,00	100, 50	9,42	3,39	76,15	-179,00	1,14	198,38	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	1,50	100, 50	6,03	3,39	3,666	0,059	223,410	200,082
2	3,00	100, 50	9,42	3,39	5,022	0,131	242,725	108,465

8.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 25)	Tmin	Tmax (comb. 10)
1	0,50	4,3780	22,9773	18,4925	89,1397

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 49)	Tmin	Tmax (comb. 49)
1	0,50	5,1852	16,7147	21,4048	65,0571

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 50	12,06	6,79	0,00	118,40	5,15	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 50	12,06	6,79	0,796	0,166	57,148	-5,930

8.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 9)	Mmax	Tmin (comb. 9)	Tmax
1	2,00	-161,2714	43,3878	-117,7842	25,1313

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 49)	Mmax	Tmin (comb. 49)	Tmax
1	2,00	-87,1301	24,8316	-60,4799*	14,2056

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione x=2,00m.

Inviluppo SLU - Verifiche

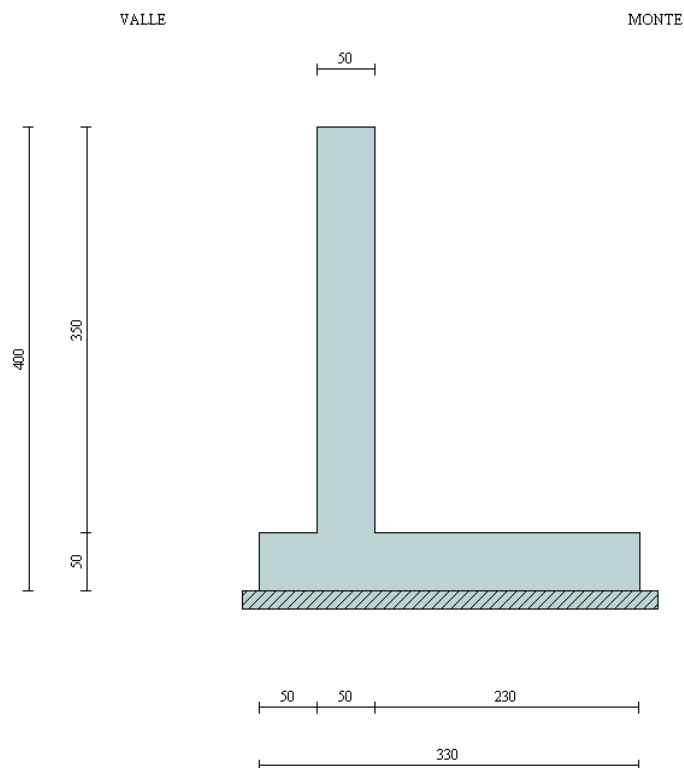
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,00	100, 50	12,06	3,39	0,00	-207,67	1,29	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	2,00	100, 50	12,06	3,39	3,551	-0,149	167,415	170,615

9. MURO DI SOSTEGNO 3,51<H<4,00m

9.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	3,50 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,30 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

9.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=9,2100$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=9,9000$	$F_y=0,0000$	$M=12,8700$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

9.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

9.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,24	--	3,20	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,80	--	3,40	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,60	--	3,49	--

4	A1-M1 - [1]	--	2,44	--	3,17	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,80	--	1,72	--
6	EQU - [1]	--	--	2,64	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,56
8	A1-M1 - [2]	--	2,10	--	2,22	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,96	--	2,21	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,35	--	2,42	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,21	--	2,44	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,47	--	1,08	--
13	EQU - [2]	--	--	2,26	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,35
15	A1-M1 - [3]	--	2,72	--	3,73	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,59	--	3,56	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,41	--	3,67	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,90	--	3,60	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,76	--	1,73	--
20	EQU - [3]	--	--	3,65	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,35
22	A1-M1 - [4]	--	2,10	--	2,46	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,62	--	2,82	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,43	--	2,85	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,28	--	2,50	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,69	--	1,37	--
27	EQU - [4]	--	--	1,94	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,56
29	A1-M1 - [5]	--	3,91	--	5,75	--
30	A1-M1 - [5]	--	3,59	--	5,82	--
31	A1-M1 - [5]	--	4,48	--	5,14	--
32	A1-M1 - [5]	--	4,16	--	5,21	--
33	A2-M2 - [5]	--	2,72	--	2,95	--
34	EQU - [5]	--	--	5,73	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,56
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,90	--	3,05	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,96	--	2,98	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,30	--	1,17	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,34	--	1,15	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,64	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,97	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,30
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,28
44	SLEQ - [1]	--	3,30	--	5,55	--
45	SLEF - [1]	--	2,78	--	4,35	--
46	SLEF - [1]	--	3,30	--	5,55	--
47	SLEF - [1]	--	3,16	--	5,19	--
48	SLEF - [1]	--	3,46	--	5,92	--
49	SLER - [1]	--	2,43	--	3,37	--
50	SLER - [1]	--	2,69	--	3,89	--
51	SLER - [1]	--	4,28	--	6,75	--
52	SLER - [1]	--	2,94	--	4,78	--

9 MURO DI SOSTEGNO 3,51<H<4,00m

9.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

9.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	85,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,19 Y=-2,72
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,30 Y = -4,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,30 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

9.6 Verifiche geotecniche

9.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	61,2700	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	61,2700	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,30	[m]	Y = -2,57 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Incremento sismico della spinta	7,5828	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,30	[m]	Y = -2,57 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	168,1300	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,15	[m]	Y = -1,75 [m]
Inerzia del muro	7,7253	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-3,8627	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	15,2807	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-7,6404	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,14	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	93,9947	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	265,1270	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	265,1270	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	93,9947	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,52	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	281,2958	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,52	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	139,1061	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	310,8624	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,15698	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00370	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,44$	$i_\gamma = 0,28$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 17.35 \qquad N'_q = 10.90 \qquad N'_\gamma = 9.44$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.30

9.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	96,9879	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	96,9879	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,30	[m]	Y = -2,36 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	227,9300	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,15	[m]	Y = -1,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	8,58	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	105,5679	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	336,4300	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	336,4300	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	105,5679	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,53	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	352,6042	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,42	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	177,7104	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	362,9039	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,19986	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00404	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,49$	$i_\gamma = 0,34$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$

Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 17.35$	$N'_q = 10.90$	$N'_\gamma = 9.44$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.08
---	------

9.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	67,3970	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	67,3970	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,30	[m]	Y = -2,57 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	154,3530	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,15	[m]	Y = -1,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	25,85	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	83,8970	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	256,7030	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	227,3477	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	442,0339	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	256,7030	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	83,8970	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,81	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,51	[m]
Risultante in fondazione	270,0651	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,10	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	208,8737	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.94
--	------

9.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 43

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,46 Y[m]= 2,93

Raggio del cerchio R[m]= 7,89

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,05

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5,87

Larghezza della striscia dx[m]= 0,48

Coefficiente di sicurezza C= 1.28

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	768.34	63.83	689.60	1.08	29.26	0.000	0.000
2	1556.93	57.17	1308.28	0.88	29.26	0.000	0.000
3	2171.53	51.21	1692.66	0.76	29.26	0.000	0.000
4	2672.64	45.96	1921.17	0.69	29.26	0.000	0.000
5	3092.39	41.17	2035.59	0.63	29.26	0.000	0.000
6	3448.71	36.71	2061.40	0.59	29.26	0.000	0.000
7	3752.79	32.50	2016.11	0.56	29.26	0.000	0.000
8	4087.29	28.47	1948.59	0.54	27.05	0.000	0.000
9	4377.92	24.60	1822.40	0.52	24.79	0.000	0.000
10	4562.36	20.84	1623.31	0.51	24.79	0.000	0.000
11	4714.09	17.18	1392.29	0.50	24.79	0.000	0.000
12	4835.24	13.59	1135.75	0.49	24.79	0.000	0.000
13	7805.32	10.05	1361.53	0.48	24.79	0.000	0.000
14	2974.06	6.55	339.00	0.48	24.79	0.000	0.000
15	1390.78	3.07	74.46	0.48	24.79	0.000	0.000
16	1341.26	-0.40	-9.27	0.48	24.79	0.000	0.000
17	1324.89	-3.86	-89.25	0.48	24.79	0.000	0.000
18	1281.70	-7.34	-163.82	0.48	24.79	0.000	0.000
19	1211.19	-10.85	-228.02	0.49	24.79	0.000	0.000
20	1112.55	-14.40	-276.71	0.49	24.79	0.000	0.000
21	984.56	-18.01	-304.40	0.50	24.79	0.000	0.000
22	825.56	-21.69	-305.16	0.51	24.79	0.000	0.000
23	633.28	-25.47	-272.37	0.53	24.79	0.000	0.000
24	404.66	-29.38	-198.52	0.55	28.05	0.000	0.000
25	135.59	-33.44	-74.72	0.57	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 602,7815 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 191,2317 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 297,6085 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.10$$

9.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

9.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 8)		(comb. 12)
1	1,75	45,3750	58,9875	-62,0679	105,0921	-2,1817	38,4452
2	3,50	67,2500	87,4250	-38,4105	191,3119	32,6352	87,7347

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 49)		(comb. 49)
1	1,75	45,3750	45,3750	-39,1722	72,2678	0,0141	27,0987
2	3,50	67,2500	67,2500	-18,0127	135,1356	26,7963	63,3656

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,75	100, 50	6,03	3,39	58,77	-123,65	1,12	193,70	--	--
2	3,50	100, 50	12,06	3,39	82,36	-228,34	1,18	199,50	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,75	100, 50	6,03	3,39	3,949	0,069	240,766	197,775
2	3,50	100, 50	12,06	3,39	5,611	0,162	238,809	-56,082

9.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 10)	Tmin	Tmax (comb. 10)
1	0,50	6,9840	24,9977	28,3702	97,5654

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 49)	Tmin	Tmax (comb. 49)
1	0,50	7,3327	18,3071	29,6866	71,5097

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 50	6,03	12,06	0,00	207,52	8,30	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 50	6,03	12,06	0,727	0,183	35,809	-6,848

9.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 9)	Mmax	Tmin (comb. 9)	Tmax
1	2,30	-222,1283	32,3953	-139,4415*	13,6450

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 49)	Mmax	Tmin (comb. 49)	Tmax
1	2,30	-117,1010	15,2609	-69,8230*	5,7422

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione x=2,30m.

Inviluppo SLU - Verifiche

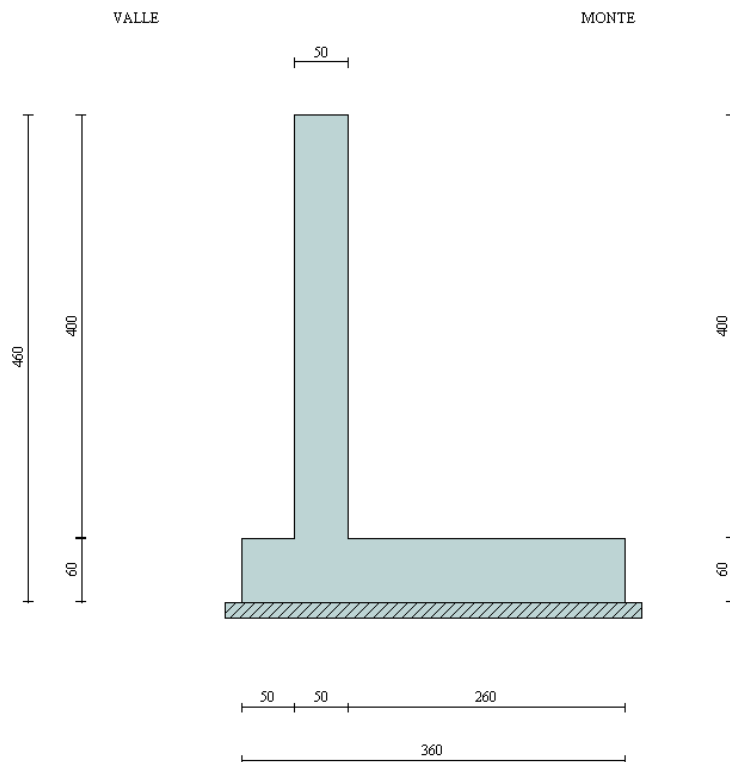
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,30	100, 50	15,46	6,03	0,00	-264,12	1,19	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	2,30	100, 50	15,46	6,03	4,231	-0,167	58,567	180,348

10. MURO DI SOSTEGNO 4,01<H<4,50m

10.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	4,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,60 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

10.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=9,2100$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=9,0100$	$F_y=0,0000$	$M=11,7100$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

10.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

10.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,23	--	3,24	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,79	--	3,42	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,60	--	3,51	--

4	A1-M1 - [1]	--	2,42	--	3,21	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,79	--	1,73	--
6	EQU - [1]	--	--	2,77	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,55
8	A1-M1 - [2]	--	2,08	--	2,23	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,94	--	2,21	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,34	--	2,42	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,20	--	2,45	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,47	--	1,08	--
13	EQU - [2]	--	--	2,27	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,36
15	A1-M1 - [3]	--	2,60	--	3,47	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,46	--	3,30	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,29	--	3,38	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,77	--	3,37	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,69	--	1,60	--
20	EQU - [3]	--	--	3,34	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,36
22	A1-M1 - [4]	--	2,09	--	2,59	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,62	--	2,91	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,44	--	2,95	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,27	--	2,61	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,69	--	1,42	--
27	EQU - [4]	--	--	2,09	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,55
29	A1-M1 - [5]	--	3,42	--	5,60	--
30	A1-M1 - [5]	--	3,15	--	5,75	--
31	A1-M1 - [5]	--	3,95	--	5,08	--
32	A1-M1 - [5]	--	3,67	--	5,15	--
33	A2-M2 - [5]	--	2,43	--	2,92	--
34	EQU - [5]	--	--	5,00	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,55
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,84	--	2,84	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,90	--	2,77	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,26	--	1,08	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,29	--	1,05	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,51	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,80	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,31
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,29
44	SLEQ - [1]	--	3,15	--	5,26	--
45	SLEF - [1]	--	2,70	--	4,18	--
46	SLEF - [1]	--	3,15	--	5,26	--
47	SLEF - [1]	--	3,04	--	4,99	--
48	SLEF - [1]	--	3,27	--	5,55	--
49	SLER - [1]	--	2,42	--	3,36	--
50	SLER - [1]	--	2,68	--	3,96	--
51	SLER - [1]	--	3,82	--	6,65	--
52	SLER - [1]	--	2,81	--	4,48	--

10.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	104,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,30 Y=-3,19
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,60 Y = -4,60
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,60 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,60 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

10.6 Verifiche geotecniche

10.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	9,8346	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	214,7600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -2,00 [m]
Inerzia del muro	9,4522	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-4,7261	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,5188	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9,7594	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,14	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	120,4070	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	327,7745	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	327,7745	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	120,4070	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,61	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,56	[m]
Risultante in fondazione	349,1905	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,17	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	201,2704	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	352,5202	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,56	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,18425	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,36$	$i_q = 0,42$	$i_\gamma = 0,27$
Fattori profondità	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 17.41$$

$$N'_q = 10.93$$

$$N'_\gamma = 9.40$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.26

10.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 39

Valore della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Incremento sismico della spinta	16,9509	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3986	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	214,7600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -2,00 [m]
Inerzia del muro	9,4522	[kN]	
Inerzia verticale del muro	4,7261	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,5188	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	9,7594	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,14	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	127,5232	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	356,7455	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	356,7455	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	127,5232	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,58	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,60	[m]
Risultante in fondazione	378,8529	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,67	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	207,9099	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	376,3468	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,19535	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00284	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,37$	$i_q = 0,43$	$i_\gamma = 0,28$
Fattori profondità	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 17.41$	$N'_q = 10.93$	$N'_\gamma = 9.40$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.05

10.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	87,4121	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	87,4121	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	196,7160	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -2,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	25,85	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	103,9121	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	316,1660	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	283,5612	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	593,0643	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	316,1660	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	103,9121	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,82	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,94	[m]
Risultante in fondazione	332,8042	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,19	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	259,5957	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 2.09

10.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 43

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,66 Y[m]= 2,91

Raggio del cerchio R[m]= 8,64

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,86

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 6,47

Larghezza della striscia dx[m]= 0,53

Coefficiente di sicurezza C= 1.29

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	651.77	65.76	594.32	1.30	29.26	0.000	0.000
2	2028.92	58.32	1726.59	1.02	29.26	0.000	0.000
3	2828.74	52.07	2231.26	0.87	29.26	0.000	0.000
4	3473.68	46.62	2524.63	0.78	29.26	0.000	0.000
5	4010.34	41.67	2666.44	0.71	29.26	0.000	0.000
6	4463.77	37.09	2691.84	0.67	29.26	0.000	0.000
7	4849.30	32.77	2624.56	0.63	29.26	0.000	0.000
8	5320.98	28.65	2551.00	0.61	26.05	0.000	0.000
9	5649.92	24.69	2359.61	0.59	24.79	0.000	0.000
10	5881.41	20.85	2092.94	0.57	24.79	0.000	0.000
11	6071.06	17.10	1785.40	0.56	24.79	0.000	0.000
12	6221.60	13.43	1445.38	0.55	24.79	0.000	0.000
13	9544.42	9.82	1627.80	0.54	24.79	0.000	0.000
14	2347.31	6.25	255.36	0.54	24.79	0.000	0.000
15	1772.01	2.70	83.33	0.53	24.79	0.000	0.000
16	1777.79	-0.84	-26.20	0.53	24.79	0.000	0.000
17	1752.60	-4.39	-134.07	0.53	24.79	0.000	0.000
18	1693.01	-7.95	-234.08	0.54	24.79	0.000	0.000
19	1598.32	-11.54	-319.70	0.54	24.79	0.000	0.000
20	1467.37	-15.18	-384.15	0.55	24.79	0.000	0.000
21	1298.46	-18.88	-420.13	0.56	24.79	0.000	0.000
22	1089.24	-22.66	-419.73	0.58	24.79	0.000	0.000
23	836.53	-26.56	-374.03	0.60	24.79	0.000	0.000
24	535.99	-30.59	-272.77	0.62	28.17	0.000	0.000
25	181.69	-34.80	-103.70	0.65	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 758,5198 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 240,9719 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 373,8107 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.19$$

10.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

10.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 8)		(comb. 12)
1	2,00	48,5000	63,0500	-62,1572	113,2528	1,5371	44,1965
2	4,00	73,5000	95,5500	-18,7344	239,4312	46,3480	105,5679

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 49)		(comb. 49)
1	2,00	48,5000	48,5000	-38,8178	78,1222	2,8747	31,3143
2	4,00	73,5000	73,5000	-2,0311	170,0793	37,3446	76,6238

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,00	100, 50	9,42	3,39	67,09	-188,82	1,21	196,14	--	--
2	4,00	100, 50	15,46	3,39	89,46	-286,07	1,18	200,62	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	2,00	100, 50	9,42	3,39	3,575	0,080	170,016	191,057
2	4,00	100, 50	15,46	3,39	6,428	0,196	240,724	-67,102

10.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 10)	Tmin	Tmax (comb. 10)
1	0,50	9,7809	27,8644	39,1700	108,9790

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 49)	Tmin	Tmax (comb. 49)
1	0,50	9,7142	20,4811	38,9169	80,1557

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 60	6,03	12,06	0,00	254,01	9,12	215,56	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 60	6,03	12,06	0,595	0,168	32,654	-5,960

10.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 9)	Mmax	Tmin (comb. 9)	Tmax
1	2,60	-307,9312	8,9450	-168,4268*	-0,2807

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 49)	Mmax	Tmin (comb. 49)	Tmax
1	2,60	-161,2316	-3,9881	-83,9155*	-4,6948

* Il taglio massimo non si verifica nella sezione x=2,60m.

Inviluppo SLU - Verifiche

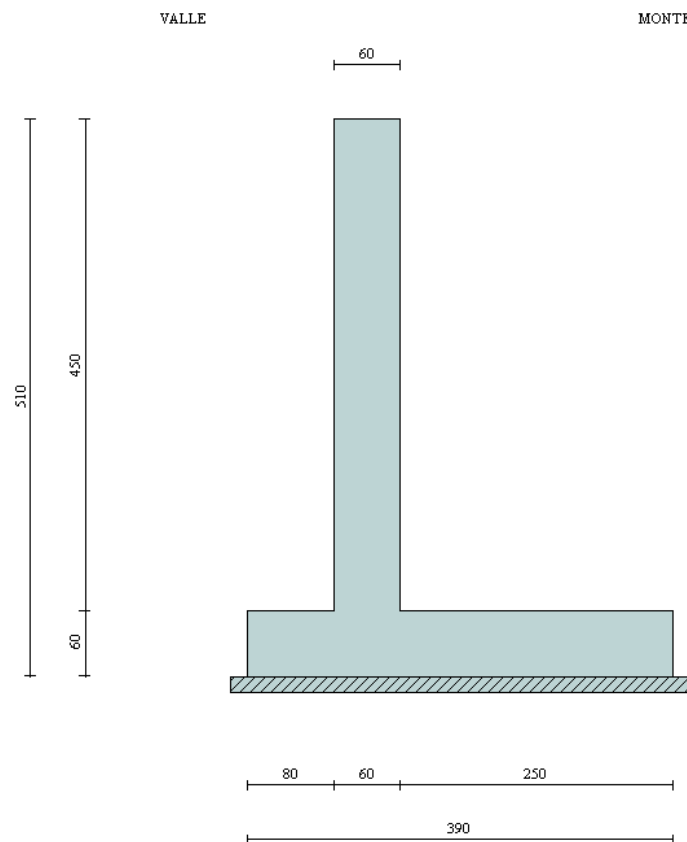
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,60	100, 60	15,46	6,03	0,00	323,67	1,05	215,56	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	2,60	100, 60	15,46	6,03	4,254	-0,160	-44,806	202,293

11. MURO DI SOSTEGNO 4,51<H<5,00m

11.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al *paragrafo 1.6* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	4,50 [m]
Spessore in sommità	0,60 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,60 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	30,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,90 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

11.2 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=23,5000$	$M=10,3800$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=8,2600$	$F_y=0,0000$	$M=10,7400$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=36,4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=-11,0000$	$F_y=0,0000$	$M=-36,4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

11.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.6* per l'elenco delle combinazioni di carico che sono state considerate nell'analisi.

11.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,09	--	3,43	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,63	--	3,65	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,43	--	3,74	--

4	A1-M1 - [1]	--	2,29	--	3,41	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,68	--	1,81	--
6	EQU - [1]	--	--	2,87	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,48
8	A1-M1 - [2]	--	1,94	--	2,33	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,79	--	2,29	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,18	--	2,56	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,04	--	2,57	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,36	--	1,11	--
13	EQU - [2]	--	--	2,27	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,32
15	A1-M1 - [3]	--	2,35	--	3,52	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,23	--	3,31	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,07	--	3,36	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,52	--	3,43	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,54	--	1,58	--
20	EQU - [3]	--	--	3,16	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,32
22	A1-M1 - [4]	--	1,96	--	2,80	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,47	--	3,15	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,28	--	3,19	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,15	--	2,84	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,58	--	1,51	--
27	EQU - [4]	--	--	2,21	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,48
29	A1-M1 - [5]	--	3,01	--	5,34	--
30	A1-M1 - [5]	--	2,74	--	5,37	--
31	A1-M1 - [5]	--	3,46	--	4,80	--
32	A1-M1 - [5]	--	3,19	--	4,85	--
33	A2-M2 - [5]	--	2,14	--	2,72	--
34	EQU - [5]	--	--	4,62	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,48
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,73	--	2,88	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,78	--	2,81	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,18	--	1,05	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,21	--	1,03	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,49	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,77	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,26
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,24
44	SLEQ - [1]	--	2,88	--	5,44	--
45	SLEF - [1]	--	2,49	--	4,33	--
46	SLEF - [1]	--	2,88	--	5,44	--
47	SLEF - [1]	--	2,80	--	5,19	--
48	SLEF - [1]	--	2,97	--	5,69	--
49	SLER - [1]	--	2,25	--	3,54	--
50	SLER - [1]	--	2,52	--	4,26	--
51	SLER - [1]	--	3,37	--	6,28	--
52	SLER - [1]	--	2,55	--	4,57	--

11.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.07 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.39
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.54$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	30,00 [m]
Peso muro	126,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,09 Y=-3,43
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,50 Y = -5,10
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	5,10 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

11.6 Verifiche geotecniche

11.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,30 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	11,9333	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,30 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	230,2500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,25	[m]	Y = -2,25 [m]
Inerzia del muro	11,4517	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-5,7258	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	20,9266	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-10,4633	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,14	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	142,8704	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	363,5609	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	363,5609	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	142,8704	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,59	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,90	[m]
Risultante in fondazione	390,6257	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,45	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	216,1329	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	383,0920	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,90	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,17848	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00796	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,33$	$i_q = 0,39$	$i_\gamma = 0,24$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 16.53$$

$$N'_q = 10.43$$

$$N'_\gamma = 8.79$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.18

11.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 39

Valore della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,30 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	20,5681	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,30 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3986	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	230,2500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,25	[m]	Y = -2,25 [m]
Inerzia del muro	11,4517	[kN]	
Inerzia verticale del muro	5,7258	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	20,9266	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	10,4633	[kN]	
<u>Risultanti carichi esterni</u>			
Componente dir. X	2,14	[kN]	
Componente dir. Y	23,50	[kN]	
<u>Risultanti</u>			
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	151,5052	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	395,9391	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	395,9391	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	151,5052	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,56	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	3,90	[m]	
Risultante in fondazione	423,9359	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,94	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	222,2579	[kNm]	
Carico ultimo della fondazione	409,6610	[kN]	
<u>Tensioni sul terreno</u>			
Lunghezza fondazione reagente	3,90	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,18920	[N/mm ²]	
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,01385	[N/mm ²]	

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,34$	$i_q = 0,40$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,06$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 16.53$	$N'_q = 10.43$	$N'_\gamma = 8.79$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.03
---	------

11.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	106,0653	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	106,0653	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,30 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	210,5250	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,25	[m]	Y = -2,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,50	[kN]
Componente dir. Y	25,85	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	122,5653	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	349,7750	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	341,3928	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	755,8187	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	349,7750	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	122,5653	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,77	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,55	[m]
Risultante in fondazione	370,6276	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,31	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	267,6353	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.21
--	------

11.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 43

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,79 Y[m]= 2,24

Raggio del cerchio R[m]= 8,50

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,99

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 6,42

Larghezza della striscia dx[m]= 0,54

Coefficiente di sicurezza C= 1.24

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	814.66	69.28	761.97	1.52	29.26	0.000	0.000
2	2332.38	60.82	2036.37	1.10	29.26	0.000	0.000
3	3215.01	54.03	2602.05	0.91	29.26	0.000	0.000
4	3910.80	48.24	2917.18	0.81	29.26	0.000	0.000
5	4482.97	43.05	3060.28	0.73	29.26	0.000	0.000
6	4962.96	38.27	3074.19	0.68	29.26	0.000	0.000
7	5369.18	33.80	2986.58	0.65	29.26	0.000	0.000
8	5849.30	29.54	2884.20	0.62	26.26	0.000	0.000
9	6200.86	25.46	2666.00	0.59	24.79	0.000	0.000
10	6443.32	21.52	2363.45	0.58	24.79	0.000	0.000
11	6641.93	17.68	2017.01	0.56	24.79	0.000	0.000
12	6830.66	13.92	1643.16	0.55	24.79	0.000	0.000
13	10430.75	10.22	1850.80	0.54	24.79	0.000	0.000
14	2526.42	6.56	288.82	0.54	24.79	0.000	0.000
15	1929.60	2.94	98.81	0.54	24.79	0.000	0.000
16	1825.78	-0.68	-21.74	0.54	24.79	0.000	0.000
17	1801.51	-4.30	-135.16	0.54	24.79	0.000	0.000
18	1741.70	-7.94	-240.60	0.54	24.79	0.000	0.000
19	1645.62	-11.61	-331.19	0.55	24.79	0.000	0.000
20	1512.03	-15.33	-399.75	0.56	24.79	0.000	0.000
21	1339.13	-19.12	-438.57	0.57	24.79	0.000	0.000
22	1124.38	-22.99	-439.22	0.58	24.79	0.000	0.000
23	864.35	-26.99	-392.21	0.60	24.79	0.000	0.000
24	554.31	-31.13	-286.53	0.63	27.94	0.000	0.000
25	187.74	-35.46	-108.91	0.66	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 829,0415 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 279,0722 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 409,4549 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.69$$

11.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

11.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 8)		(comb. 12)
1	2,25	57,2500	74,4250	-59,7435	123,9165	5,6743	50,3661
2	4,50	91,0000	118,3000	9,7374	298,3787	61,7342	125,0325

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 49)		(comb. 49)
1	2,25	57,2500	57,2500	-36,5381	85,9019	6,0571	35,8517
2	4,50	91,0000	91,0000	20,7165	213,1440	49,1801	91,1692

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,25	100, 60	9,42	3,39	109,92	-240,71	1,71	225,98	--	--
2	4,50	100, 60	15,46	3,39	109,75	-357,13	1,18	233,00	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	2,25	100, 60	9,42	3,39	2,884	0,075	145,919	119,326
2	4,50	100, 60	15,46	3,39	5,889	0,192	241,265	-64,793

11.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 8)	Tmin	Tmax (comb. 10)
1	0,80	24,1751	64,3156	60,8703	156,0574

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 49)	Tmin	Tmax (comb. 49)
1	0,80	23,2073	47,3164	58,6423	114,9533

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,80	100, 60	18,85	12,06	0,00	253,46	3,94	215,56	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,80	100, 60	18,85	12,06	1,234	0,241	75,090	-11,821

11.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 9)	Mmax	Tmin (comb. 9)	Tmax
1	2,50	-315,1165	0,0912	-200,0533	-11,7515

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 49)	Mmax	Tmin (comb. 49)	Tmax
1	2,50	-162,0253	-9,9833	-97,0266	-14,0814

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,50	100, 60	18,85	6,03	0,00	-392,76	1,25	215,56	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	2,50	100, 60	18,85	6,03	3,965	-0,204	-43,239	167,918