

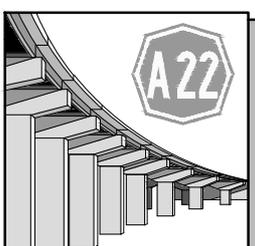
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

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)

A2	LOTTO 2 - dal km 230+717 a Nogarole Rocca (km 246+185)
8.1.2	ADEGUAMENTO PISTE DI ACCELERAZIONE/DECELERAZIONE Relazione di calcolo muri di sostegno Senza barriera antirumore

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. BRUGNOLLI	M. TAMANINI	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

INDICE

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	8
1.7.1 Carichi permanenti	8
1.7.2 Carichi variabili	9
1.7.3 Azioni eccezionali: urto	9
1.7.4 Azione sismica	11
1.7.5 Combinazioni di carico	12
1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro	15
1.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo	16
1.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio	18
2. MURO DI SOSTEGNO H<1,00m	19
2.1 Caratteristiche geometriche	19
2.2 Condizioni di carico	20
2.3 Combinazioni di carico	20
2.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	20
2.5 Analisi della spinta	22
2.6 Verifiche geotecniche	23
2.6.1 Verifica a scorrimento	23
2.6.2 Verifica a carico limite	24
2.6.3 Verifica a ribaltamento	25
2.6.4 Verifica di stabilità globale	25
2.7 Verifiche strutturali	27
2.7.1 Paramento	27

2.7.2 Fondazione di valle	28
2.7.3 Fondazione di monte.....	28

3. MURO DI SOSTEGNO 1,01<H<1,50m **29**

3.1 Caratteristiche geometriche	29
3.2 Condizioni di carico	30
3.3 Combinazioni di carico.....	30
3.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	30
3.5 Analisi della spinta	32
3.6 Verifiche geotecniche	33
3.6.1 Verifica a scorrimento	33
3.6.2 Verifica a carico limite.....	34
3.6.3 Verifica a ribaltamento	35
3.6.4 Verifica di stabilità globale	35
3.7 Verifiche strutturali	37
3.7.1 Paramento.....	37
3.7.2 Fondazione di valle.....	38
3.7.3 Fondazione di monte.....	38

4. MURO DI SOSTEGNO 1,51<H<2,00m **39**

4.1 Caratteristiche geometriche	39
4.2 Condizioni di carico	40
4.3 Combinazioni di carico.....	40
4.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	40
4.5 Analisi della spinta	42
4.6 Verifiche geotecniche	43
4.6.1 Verifica a scorrimento	43
4.6.2 Verifica a carico limite.....	44
4.6.3 Verifica a ribaltamento	45
4.6.4 Verifica di stabilità globale	45
4.7 Verifiche strutturali	47
4.7.1 Paramento.....	47
4.7.2 Fondazione di valle.....	48
4.7.3 Fondazione di monte.....	48

5. MURO DI SOSTEGNO 2,01<H<2,50m **49**

5.1 Caratteristiche geometriche	49
5.2 Condizioni di carico	50
5.3 Combinazioni di carico.....	50
5.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	50

5.5 Analisi della spinta	52
5.6 Verifiche geotecniche	53
5.6.1 Verifica a scorrimento	53
5.6.2 Verifica a carico limite	54
5.6.3 Verifica a ribaltamento	55
5.6.4 Verifica di stabilità globale	55
5.7 Verifiche strutturali	57
5.7.1 Paramento	57
5.7.2 Fondazione di valle	58
5.7.3 Fondazione di monte	58
6. MURO DI SOSTEGNO $2,51 < H < 3,00$m	59
6.1 Caratteristiche geometriche	59
6.2 Condizioni di carico	60
6.3 Combinazioni di carico	60
6.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	60
6.5 Analisi della spinta	62
6.6 Verifiche geotecniche	63
6.6.1 Verifica a scorrimento	63
6.6.2 Verifica a carico limite	64
6.6.3 Verifica a ribaltamento	65
6.6.4 Verifica di stabilità globale	65
6.7 Verifiche strutturali	67
6.7.1 Paramento	67
6.7.2 Fondazione di valle	68
6.7.3 Fondazione di monte	68
7. MURO DI SOSTEGNO $3,01 < H < 3,50$m	69
7.1 Caratteristiche geometriche	69
7.2 Condizioni di carico	70
7.3 Combinazioni di carico	70
7.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	70
7.5 Analisi della spinta	72
7.6 Verifiche geotecniche	73
7.6.1 Verifica a scorrimento	73
7.6.2 Verifica a carico limite	74
7.6.3 Verifica a ribaltamento	75
7.6.4 Verifica di stabilità globale	76
7.7 Verifiche strutturali	78
7.7.1 Paramento	78
7.7.2 Fondazione di valle	79

7.7.3 Fondazione di monte.....79

8. MURO DI SOSTEGNO 3,51<H<4,00m	80
8.1 Caratteristiche geometriche	80
8.2 Condizioni di carico	81
8.3 Combinazioni di carico.....	81
8.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	81
8.5 Analisi della spinta	83
8.6 Verifiche geotecniche	84
8.6.1 Verifica a scorrimento	84
8.6.2 Verifica a carico limite.....	85
8.6.3 Verifica a ribaltamento	86
8.6.4 Verifica di stabilità globale.....	87
8.7 Verifiche strutturali	89
8.7.1 Paramento.....	89
8.7.2 Fondazione di valle	90
8.7.3 Fondazione di monte.....	90

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'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.

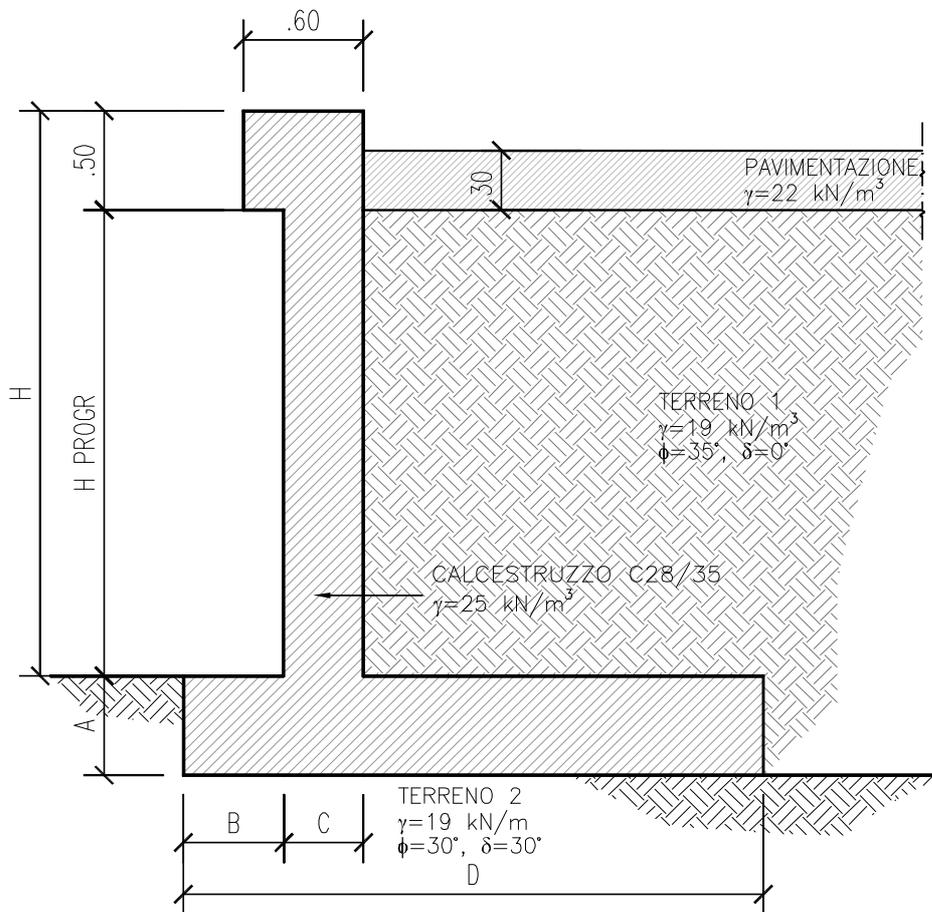
1.2 Caratteristiche dei materiali e geometria

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

Calcestruzzo: C 28/35

Armatura ordinaria: B 450 C

Acciaio per sicurvia: 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;

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.

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.

1 PREMESSA

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

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 6.5.1 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 e carichi mobili;
- permanenti con urto, se presente.

Nel *paragrafo 1.7.5* 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 1.7.4* 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)

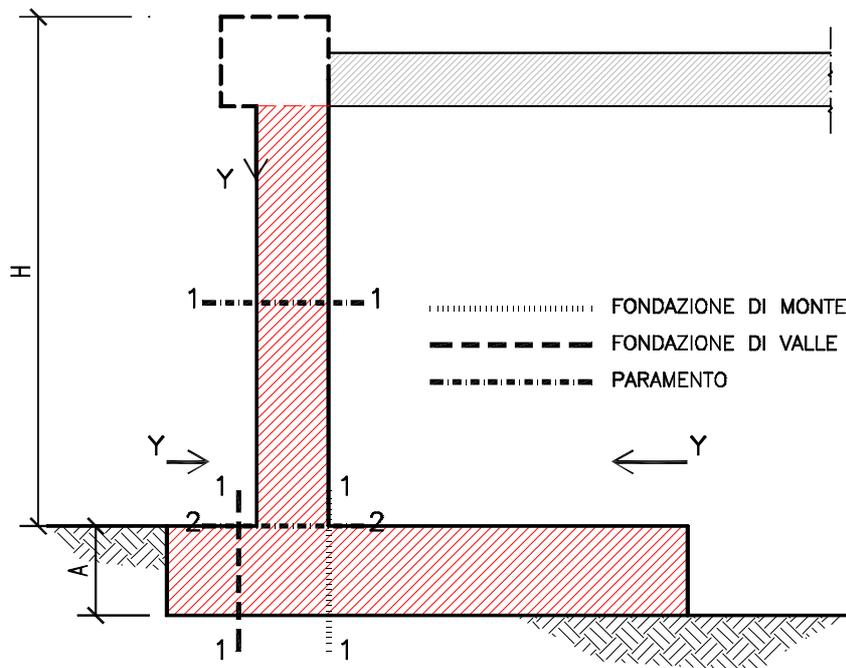
I risultati delle verifiche non sono riportati in relazione; in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

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.

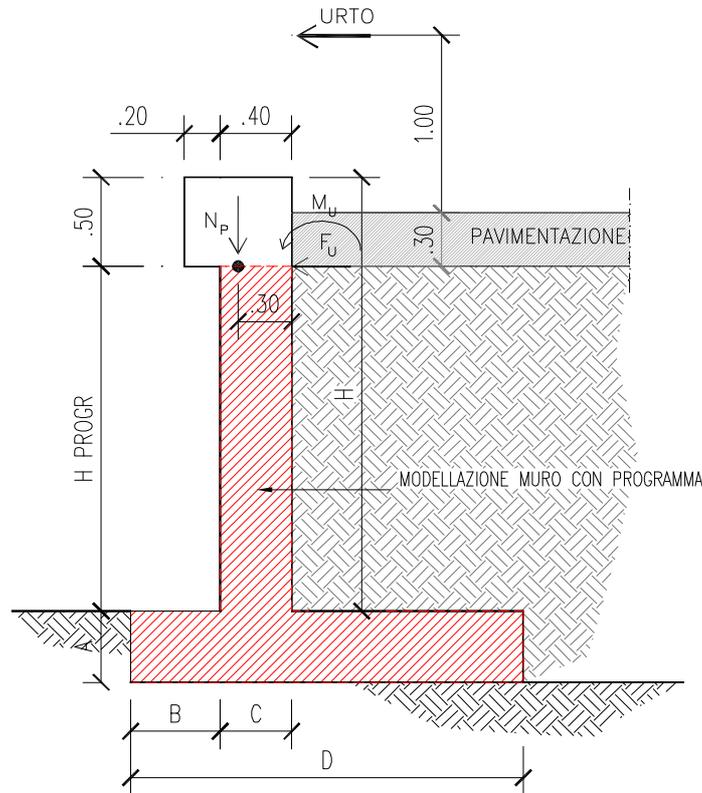
Si precisa che il momento ultimo e lo sforzo assiale ultimo sono calcolati considerando un meccanismo di rottura ad eccentricità costante. Individuato nel dominio di resistenza lo stato di sollecitazione (M, N) della sezione nella combinazione di carico analizzata, le sollecitazioni ultime riportate 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 0.60x0.50m, 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) e pavimentazione ($\gamma_{PAV} = 22.0 \text{ kN/m}^3$); 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.I).

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.

1.7.2 Carichi variabili

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m², 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 prudenziale.

1.7.4 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.

1.7.5 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) - Sisma Vert. positivo

	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

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	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

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	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

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	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

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	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	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	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	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	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

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	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

Combinazione n° 9 - 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

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	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

Combinazione n° 11 - 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
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 - 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

Combinazione n° 13 - 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

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Combinazione n° 14 - 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
Combinazione n° 15 - 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
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	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° 17 - 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° 18 - 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° 19 - 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° 20 - 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° 21 - 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° 22 - 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

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Combinazione n° 23 - Quasi Permanente (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° 24 - 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° 25 - 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

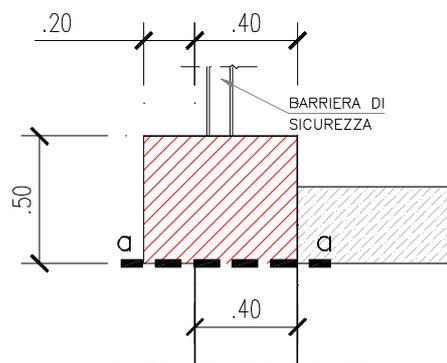
Combinazione n° 26 - Rara (SLE)

	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

* 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 21 i "Pesi permanenti" sono stati considerati con coefficiente amplficativo 0,90 per i muri bassi (fino a H<3,01m); per gli altri muri è stato assunto il coefficiente 1,10.

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro



Si riporta la verifica della sezione di sommità del muro, precisando che anche in questo caso l'armatura è indipendente dall'altezza del muro.

Le caratteristiche geometriche della sezione sono:

1 PREMESSA

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

b = 100 cm
h = 40 cm
d = 35 cm
As = $\phi 12/30$ cm
A's = $\phi 12/30$ 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.

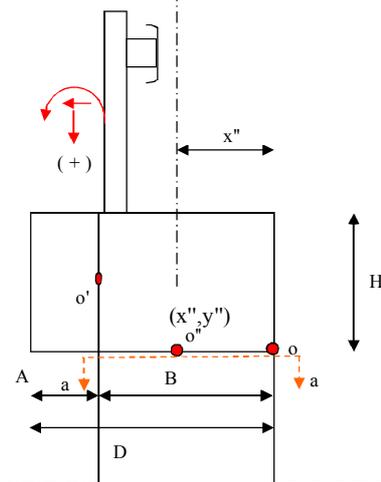
L'urto è stato considerato come azione eccezionale ed è stato quindi combinato secondo la combinazione di carico relativa che prevede i permanenti al valore nominale (p.to 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008).

Si riassumono in tabella le azioni considerate:

AZIONI IN TESTA AL MURO						
riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o" "		(x,y)	Sollecitazioni			
		x' (m)	γ	H (kN)	N (kN)	M (kNm)
1.	Barriera H4b	0,105	1		1,24	0,13
2.	Cordolo 0,60x0,50	0,100	1		7,50	0,75
G1	AZIONE PERMANENTE	0,101		-	8,74	0,88

Q1 AZIONE ACC. URTO H = 32,26 kN/mq

1,300	1,0	32,26	-	41,94
-------	-----	-------	---	-------



A = 0,20 m
B = 0,40 m
D = 0,60 m
H = 0,50 m

x' = 0,2 m distanza tra o e o''
NB: l'ordinata di o e o'' coincidono

1.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. a-a - 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.	Barriera H4b	0,105	1,0		1,24	0,13
2.	Cordolo 0,60x0,50 m	0,100	1,0		7,50	0,75
G1	AZIONE PERMANENTE	0,101		-	8,74	0,88

Q1 AZIONE ACC. URTO H = 32,26 kN/mq

1,300	1	32,26	-	41,94
-------	---	-------	---	-------

SOMMANDO G+Q1

Soll. SLU - sezione a-a - comb. più gravosa con urto

H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
32,26	8,74	42,82

1 PREMESSA

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER FLESSIONE E TAGLIO sezione a-a - SLU

Azioni di calcolo (riferite ad una sezione larga 1 metro)

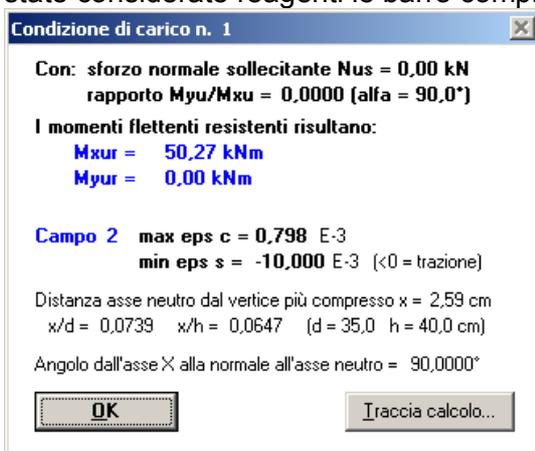
Sezione "a-a"	
Nsd = H =	8,74 kN
Vsd = N =	32,26 kN
Msd = M =	42,82 kNm

VERIFICA A FLESSIONE

Azioni di calcolo

Sezione "a-a"	
M _{sdu} =	42,82 kNm
N _{sdu} =	8,74 kN
armatura minima Af sup =	3,33φ 12
armatura minima Af inf =	3,33φ 12
h sez. =	0,40 m

Le verifiche a taglio e flessione allo stato limite ultimo sono soddisfatte, come risulta dalle tabelle seguenti che riportano le resistenze della sezione per le due sollecitazioni. A favore di sicurezza il momento resistente è stato calcolato con sforzo assiale nullo e non sono state considerate reagenti le barre compresse.



V _{Sc} sollecitazione di taglio		32,3	kN
R _{Ck} resistenza cubica caratteristica		35	N/mm ²
f _{ck} resistenza caratteristica a compressione del cls	= 0,83 R _{Ck}	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
b _w larghezza minima della sezione		100	cm
d altezza utile della sezione		35	cm
A _{sl} area dell'armatura longitudinale	nr.	3,33	
	φ	12	
k = 1+(20/d) ^{1/2} ≤ 2,0		1,76	
ρ ₁ = A _{sl} /(b _w d) ≤ 0,02		0,001	
v _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}		0,44	
σ _{cp} tensione media di compress. nella sezione ≤ 0,2 f _{cd}		0,00	N/mm ²
Resistenza di calcolo del calcestruzzo:			
V _{Rt} = [0,18 k (100 ρ ₁ f _{ck}) ^{1/3} / 1,5 + 0,15σ _{cp}] b _w d		108	kN
V _{Rt} = (v _{min} + 0,15σ _{cp}) b _w d		154	kN

OK: verifica soddisfatta

1 PREMESSA

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

1.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Si verifica prudenzialmente la sezione tenendo conto dell'urto (anche se la natura eccezionale di questo tipo di carico non richiederebbe la verifica allo stato limite di esercizio).
La verifica è soddisfatta.

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. a-a - STATO LIMITE DI ESERCIZIO						
riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto " o " "		(x',y')	Sollecitazioni			
		x' (m)	γ	H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
1.	Barriera H4b	0,105	1,0		1,24	0,13
2.	Cordolo 0,60x0,50 m	0,100	1,0		7,50	0,75
G1	AZIONE PERMANENTE	0,101		-	8,74	0,88

Q1 AZIONE ACC. URTO H = 32,26 kN/mq

1,300	1,0	32,26	-	41,94
-------	-----	-------	---	-------

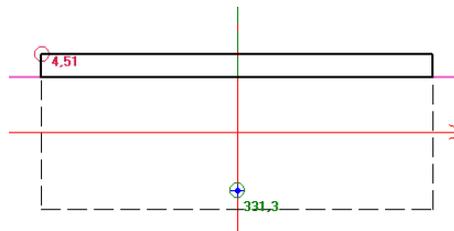
SOMMAND G+Q1

Soll. SLE - sezione a-a - comb. più gravosa con urto

H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
32,26	8,74	42,82

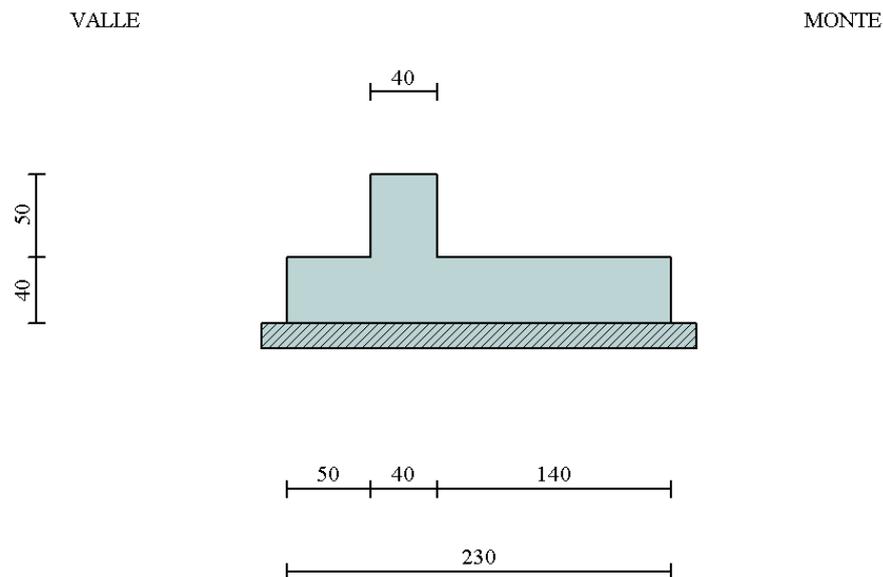
VERIFICHE TENSIONALI sezione a-a - SLE

Sezione "a-a"	
M _{sdu} =	42,82 kNm
N _{sdu} =	8,74 kN
Af sup =	3,33φ12
Af inf =	3,33φ12
h sez. =	0,40 m
σ_c =	4,51 N/mm ²
σ_s =	331,3 N/mm ²



2. MURO DI SOSTEGNO H<1,00m

2.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 0,60x0,50m, considerato come peso in sede di analisi dei carichi; 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	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [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	1,40 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [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	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=8,7400$	$M=0,0000$
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) – (per le verifiche strutturali)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=24,3900$	$F_y=0,0000$	$M=31,7400$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 3* (Urto) – (per le verifiche geotecniche)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=20,4100$	$F_y=0,0000$	$M=26,5300$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Si precisa che per le verifiche strutturali l'urto è stato ripartito fino alla base del muro e per le verifiche geotecniche fino alla base della fondazione. Le due ripartizioni provocano le sollecitazioni corrispondenti alle condizioni di carico 3 e 3* che sono state analizzate separatamente in modo tale da cogliere più correttamente il comportamento strutturale e quello geotecnico (condizione 1+2+3 per il comportamento strutturale e condizione 1+2+3* per il comportamento geotecnico).

2.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* 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]	Orizzontale + Verticale positivo	3,57	--	14,61	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	3,42	--	15,27	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,57	--	6,82	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,47	--	7,12	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	15,36	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	9,28	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,25
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,19
9	A1-M1 - [2]	--	5,67	--	8,01	--
10	A1-M1 - [2]	--	5,27	--	8,27	--
11	A1-M1 - [2]	--	5,48	--	8,29	--
12	A1-M1 - [2]	--	5,08	--	8,57	--
13	A2-M2 - [2]	--	3,47	--	4,51	--
14	EQU - [2]	--	--	22,35	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1,82
16	A1-M1 - [3]	--	1,32	--	1,56	--
17	A1-M1 - [3]	--	1,57	--	2,47	--
18	A1-M1 - [3]	--	1,40	--	1,98	--
19	A1-M1 - [3]	--	1,49	--	2,11	--
20	A2-M2 - [3]	--	1,09	--	1,05	--
21	EQU - [3]	--	--	1,20	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	3,13
23	SLEQ - [1]	--	9,26	--	20,23	--
24	SLEF - [1]	--	6,30	--	12,63	--
25	SLEF - [1]	--	9,26	--	20,23	--
26	SLER - [1]	--	5,88	--	11,16	--

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	28,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,17 Y=-0,62
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = -0,90
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	0,90 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

2.6 Verifiche geotecniche

2.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	4,6828	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	4,6828	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,53 [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	20,43	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	25,1132	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	59,2800	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	59,2800	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	25,1132	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,73	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,25	[m]
Risultante in fondazione	64,3801	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,96	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	43,5688	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	62,1008	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,25	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09522	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,28$	$i_q = 0,35$	$i_\gamma = 0,20$
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.

$N'_c = 6.03$	$N'_q = 3.80$	$N'_\gamma = 2.10$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.09
---	------

2.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	4,6828	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	4,6828	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,53 [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	20,43	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	25,1132	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	59,2800	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	59,2800	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	25,1132	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,73	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,25	[m]
Risultante in fondazione	64,3801	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,96	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	43,5688	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	62,1008	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,25	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09522	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,28$	$i_q = 0,35$	$i_\gamma = 0,20$
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.

$N'_c = 6.03$	$N'_q = 3.80$	$N'_\gamma = 2.10$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.05
---	------

2.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	4,7431	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	4,7431	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,40	[m]	Y = -0,54 [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	20,2860	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	23,57	[kN]
Componente dir. Y	7,87	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	28,3167	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	53,3520	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	53,5567	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	64,1322	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	53,3520	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	28,3167	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,95	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,59	[m]
Risultante in fondazione	60,4009	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	27,96	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	50,7793	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.20
--	------

2.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 15

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]= -0,45 Y[m]= 1,36

Raggio del cerchio $R[m]= 2,92$
 Ascissa a valle del cerchio $Xi[m]= -2,72$
 Ascissa a monte del cerchio $Xs[m]= 2,14$
 Larghezza della striscia $dx[m]= 0,19$
 Coefficiente di sicurezza $C= 1.82$
 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	6,9031	57.43	5,8175	0,0035	29.26	0,000	0,000
2	7,9288	52.19	6,2641	0,0031	29.26	0,000	0,000
3	8,7681	46.31	6,3405	0,0028	29.26	0,000	0,000
4	9,5401	41.02	6,2616	0,0025	28.52	0,000	0,000
5	10,4988	36.13	6,1904	0,0024	24.79	0,000	0,000
6	10,9816	31.53	5,7428	0,0022	24.79	0,000	0,000
7	11,3864	27.15	5,1955	0,0021	24.79	0,000	0,000
8	11,7227	22.93	4,5677	0,0021	24.79	0,000	0,000
9	11,9974	18.84	3,8752	0,0020	24.79	0,000	0,000
10	12,2154	14.86	3,1318	0,0020	24.79	0,000	0,000
11	12,3801	10.94	2,3492	0,0019	24.79	0,000	0,000
12	6,8537	7.07	0,8439	0,0019	24.79	0,000	0,000
13	15,5421	3.24	0,8784	0,0019	24.79	0,000	0,000
14	4,5745	-0.58	-0,0462	0,0019	24.79	0,000	0,000
15	4,3563	-4.40	-0,3342	0,0019	24.79	0,000	0,000
16	4,1121	-8.24	-0,5894	0,0019	24.79	0,000	0,000
17	3,6806	-12.12	-0,7728	0,0020	24.79	0,000	0,000
18	3,5000	-16.06	-0,9681	0,0020	24.79	0,000	0,000
19	3,2653	-20.07	-1,1207	0,0020	24.79	0,000	0,000
20	2,9725	-24.20	-1,2183	0,0021	24.79	0,000	0,000
21	2,6162	-28.46	-1,2466	0,0022	24.79	0,000	0,000
22	2,1890	-32.90	-1,1890	0,0023	24.79	0,000	0,000
23	1,6799	-37.58	-1,0245	0,0024	25.39	0,000	0,000
24	1,0732	-42.58	-0,7261	0,0026	29.26	0,000	0,000
25	0,3436	-48.02	-0,2554	0,0029	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i= 171,0816$ [kN]
 $\Sigma W_i\sin\alpha_i= 47,9672$ [kN]
 $\Sigma W_i\tan\phi_i= 82,2770$ [kN]
 $\Sigma\tan\alpha_i\tan\phi_i= 1.40$

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

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 16)		(comb. 16)
1	0,25	11,2400	14,6120	1,1803	44,9286	1,7172	28,9609
2	0,50	13,7400	17,8620	1,7633	52,3112	3,0083	30,1697

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 26)		(comb. 26)
1	0,25	11,2400	11,2400	0,9433	1,1127	0,6080	1,9630
2	0,50	13,7400	13,7400	1,2048	1,8823	1,5379	4,2478

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, 40	4,52	1,13	18,89	-65,27	1,46	159,75	--	--
2	0,50	100, 40	4,52	1,13	19,86	-65,43	1,25	160,09	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0,25	100, 40	4,52	1,13	0,072	0,006	0,174	-0,944
2	0,50	100, 40	4,52	1,13	0,126	0,014	1,162	-1,555

2.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 16)	Tmin	Tmax (comb. 16)
1	0,50	2,0381	17,6990	8,0876	57,0491

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 26)	Tmin	Tmax (comb. 26)
1	0,50	1,7613	2,0216	7,1165	8,5854

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	3,39	3,39	0,00	47,34	2,67	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	3,39	3,39	0,208	0,028	17,482	-0,826

2.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 19)	Mmax	Tmin (comb. 19)	Tmax
1	1,40	-33,2511	0,0114	-47,4565	0,3322

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 26)	Mmax	Tmin (comb. 26)	Tmax
1	1,40	0,0297	0,8271	-3,8692	0,6222

Inviluppo SLU - Verifiche

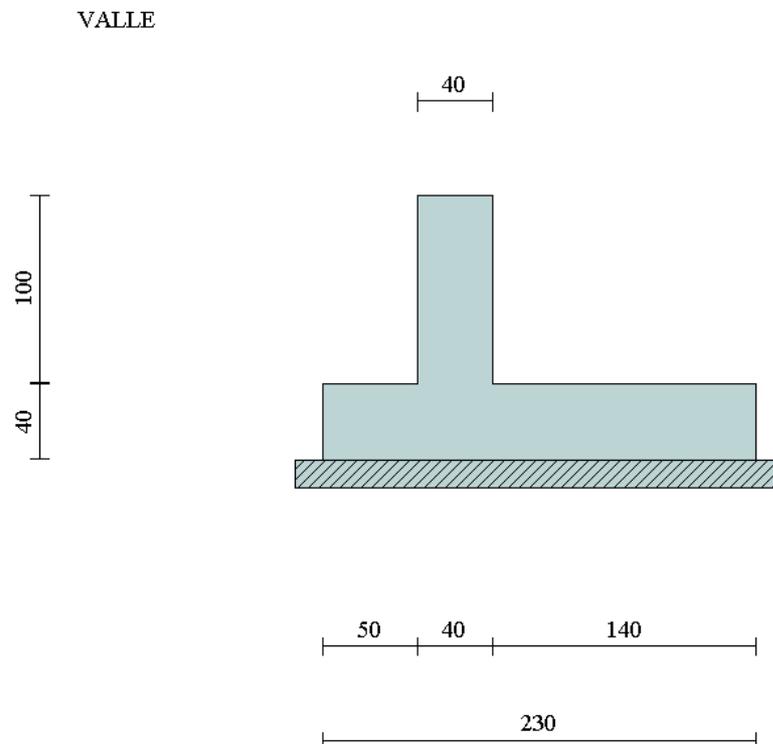
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,40	100, 40	3,39	3,39	0,00	47,34	1,42	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,40	100, 40	3,39	3,39	0,085	-0,013	7,152	-0,338

3. MURO DI SOSTEGNO $1,01 < H < 1,50\text{m}$

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 $0,60 \times 0,50\text{m}$, considerato come peso in sede di analisi dei carichi; 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	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [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	1,40 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [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	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=8,7400$	$M=0,0000$
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	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=19,6100$	$F_y=0,0000$	$M=25,4900$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

3.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* 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]	Orizzontale + Verticale positivo	2,85	--	9,57	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,74	--	9,99	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,00	--	4,27	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,93	--	4,46	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	8,64	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	6,30	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,76
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,73
9	A1-M1 - [2]	--	3,89	--	6,07	--
10	A1-M1 - [2]	--	3,62	--	6,19	--

11	A1-M1 - [2]	--	3,67	--	6,38	--
12	A1-M1 - [2]	--	3,40	--	6,51	--
13	A2-M2 - [2]	--	2,39	--	3,34	--
14	EQU - [2]	--	--	9,96	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1,57
16	A1-M1 - [3]	--	1,48	--	1,76	--
17	A1-M1 - [3]	--	1,79	--	2,60	--
18	A1-M1 - [3]	--	1,62	--	2,30	--
19	A1-M1 - [3]	--	1,65	--	2,15	--
20	A2-M2 - [3]	--	1,23	--	1,15	--
21	EQU - [3]	--	--	1,30	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	2,26
23	SLEQ - [1]	--	5,93	--	13,89	--
24	SLEF - [1]	--	4,30	--	9,35	--
25	SLEF - [1]	--	5,93	--	13,89	--
26	SLER - [1]	--	4,03	--	8,40	--

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	33,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,11 Y=-0,99
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = -1,40
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,40 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

3.6 Verifiche geotecniche

3.6.1 Verifica a scorrimento

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 = 1,40	[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	35,8400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	19,63	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,1979	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	77,5800	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	77,5800	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	29,1979	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,66	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,46	[m]
Risultante in fondazione	82,8925	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,62	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	51,3816	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	89,2371	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,46	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10605	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
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	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$N'_c = 7.40$	$N'_q = 4.42$	$N'_\gamma = 2.65$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.23
---	------

3.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 20

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 = 1,40	[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	35,8400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	19,63	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,1979	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	77,5800	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	77,5800	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	29,1979	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,66	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,46	[m]
Risultante in fondazione	82,8925	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,62	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	51,3816	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	89,2371	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,46	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10605	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
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	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$N'_c = 7.40$	$N'_q = 4.42$	$N'_\gamma = 2.65$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.15
---	------

3.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 21

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 = 1,40	[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	32,2560	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	22,65	[kN]
Componente dir. Y	7,87	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	32,5400	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	69,8220	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	66,4323	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	86,4342	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	69,8220	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	32,5400	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,86	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,86	[m]
Risultante in fondazione	77,0322	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24,99	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	60,2934	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.30
--	------

3.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 15

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]= -0,51 Y[m]= 1,20
Raggio del cerchio R[m]= 3,23
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,88
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,49
Larghezza della striscia dx[m]= 0,22
Coefficiente di sicurezza C= 1.57
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	7,8703	62.92	7,0077	0,0046	29.26	0,000	0,000
2	9,3921	56.44	7,8265	0,0038	29.26	0,000	0,000
3	10,5782	50.01	8,1046	0,0033	29.26	0,000	0,000
4	11,5317	44.36	8,0632	0,0030	29.26	0,000	0,000
5	12,3201	39.23	7,7909	0,0027	29.26	0,000	0,000
6	13,4546	34.44	7,6096	0,0026	25.18	0,000	0,000
7	14,0504	29.92	7,0086	0,0024	24.79	0,000	0,000
8	14,5138	25.60	6,2710	0,0023	24.79	0,000	0,000
9	14,8968	21.43	5,4424	0,0023	24.79	0,000	0,000
10	15,2067	17.37	4,5410	0,0022	24.79	0,000	0,000
11	15,4489	13.41	3,5827	0,0022	24.79	0,000	0,000
12	13,2851	9.51	2,1946	0,0021	24.79	0,000	0,000
13	18,7638	5.65	1,8479	0,0021	24.79	0,000	0,000
14	7,1271	1.82	0,2265	0,0021	24.79	0,000	0,000
15	4,7034	-2.00	-0,1643	0,0021	24.79	0,000	0,000
16	4,5273	-5.83	-0,4601	0,0021	24.79	0,000	0,000
17	4,0071	-9.69	-0,6746	0,0021	24.79	0,000	0,000
18	3,8258	-13.60	-0,8993	0,0022	24.79	0,000	0,000
19	3,5805	-17.56	-1,0805	0,0022	24.79	0,000	0,000
20	3,2673	-21.62	-1,2040	0,0023	24.79	0,000	0,000
21	2,8807	-25.80	-1,2538	0,0023	24.79	0,000	0,000
22	2,4133	-30.13	-1,2114	0,0024	24.79	0,000	0,000
23	1,8545	-34.66	-1,0547	0,0026	25.41	0,000	0,000
24	1,1890	-39.46	-0,7557	0,0027	29.26	0,000	0,000
25	0,3938	-44.62	-0,2766	0,0030	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 211,0825$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 68,4822$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 102,8667$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 2.58$

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. 16)		(comb. 16)
1	0,50	13,7400	17,8620	1,7633	42,3320	3,0083	24,6488
2	1,00	18,7400	24,3620	4,1277	55,5048	6,6949	28,3214

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 26)		(comb. 26)
1	0,50	13,7400	13,7400	1,2048	1,8823	1,5379	4,2478
2	1,00	18,7400	18,7400	2,6264	5,3363	4,3629	9,7827

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, 40	6,03	3,39	32,95	-87,83	2,08	160,09	--	--
2	1,00	100, 40	6,03	3,39	33,86	-87,98	1,59	160,77	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,50	100, 40	6,03	3,39	0,120	0,014	1,009	-1,488
2	1,00	100, 40	6,03	3,39	0,409	0,032	12,145	-4,099

3.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 16)	Tmin	Tmax (comb. 16)
1	0,50	3,2432	12,7937	12,8213	46,9912

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 26)	Tmin	Tmax (comb. 26)
1	0,50	2,6373	3,2755	10,6609	13,5130

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	3,39	3,39	0,00	47,34	3,70	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	3,39	3,39	0,336	0,044	28,325	-1,338

3.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 19)	Mmax	Tmin (comb. 16)	Tmax
1	1,40	-42,6734	-2,4789	-53,1282	-2,5756

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 26)	Mmax	Tmin (comb. 26)	Tmax
1	1,40	-2,8956	-0,0400	-7,3591	-0,9313

Inviluppo SLU - Verifiche

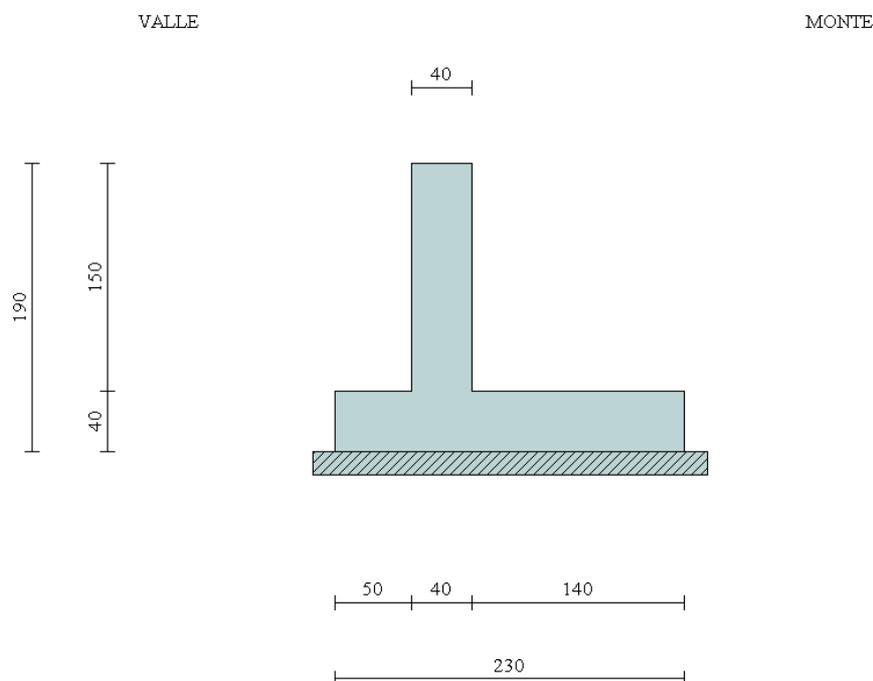
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,40	100, 40	6,79	3,39	0,00	-92,39	2,17	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,40	100, 40	6,79	3,39	0,220	-0,024	-1,517	12,760

4. MURO DI SOSTEGNO $1,51 < H < 2,00\text{m}$

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 $0,60 \times 0,50\text{m}$, considerato come peso in sede di analisi dei carichi; 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	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [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	1,40 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,30 [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	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=8,7400$	$M=0,0000$
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	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=16,3900$	$F_y=0,0000$	$M=21,3100$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

4.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* 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]	Orizzontale + Verticale positivo	2,37	--	6,42	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,28	--	6,68	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,63	--	2,72	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,58	--	2,83	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,57	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4,50	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,50
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,48
9	A1-M1 - [2]	--	3,01	--	4,81	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,81	--	4,86	--

11	A1-M1 - [2]	--	2,80	--	5,07	--
12	A1-M1 - [2]	--	2,59	--	5,12	--
13	A2-M2 - [2]	--	1,85	--	2,55	--
14	EQU - [2]	--	--	5,75	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1,42
16	A1-M1 - [3]	--	1,65	--	2,15	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,03	--	2,84	--
18	A1-M1 - [3]	--	1,85	--	2,69	--
19	A1-M1 - [3]	--	1,84	--	2,40	--
20	A2-M2 - [3]	--	1,36	--	1,31	--
21	EQU - [3]	--	--	1,50	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	1,88
23	SLEQ - [1]	--	4,36	--	10,29	--
24	SLEF - [1]	--	3,31	--	7,29	--
25	SLEF - [1]	--	4,36	--	10,29	--
26	SLER - [1]	--	3,11	--	6,61	--

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	38,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,07 Y=-1,33
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = -1,90
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,90 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

4.6 Verifiche geotecniche

4.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 20

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 = 1,40	[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	49,1400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,41	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	32,4915	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	95,8800	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	95,8800	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	32,4915	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,56	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,78	[m]
Risultante in fondazione	101,2357	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,72	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	53,4985	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	125,8445	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,78	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10797	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,39$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,30$
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.

$N'_c = 8.56$	$N'_q = 4.95$	$N'_\gamma = 3.14$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.36
---	------

4.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 20

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 = 1,40	[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	49,1400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,41	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	32,4915	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	95,8800	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	95,8800	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	32,4915	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,56	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,78	[m]
Risultante in fondazione	101,2357	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,72	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	53,4985	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	125,8445	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,78	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10797	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,39$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,30$
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.

$N'_c = 8.56$	$N'_q = 4.95$	$N'_\gamma = 3.14$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.31
---	------

4.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 21

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 = 1,40	[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	44,2260	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -0,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	18,93	[kN]
Componente dir. Y	7,87	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	35,7627	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	86,2920	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	72,4688	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	108,7362	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	86,2920	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	35,7627	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,73	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,26	[m]
Risultante in fondazione	93,4092	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,51	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	62,9684	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.50
--	------

4.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 15

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]= -0,79 Y[m]= 1,37
Raggio del cerchio R[m]= 3,94
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,49
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,91
Larghezza della striscia dx[m]= 0,26
Coefficiente di sicurezza C= 1.42
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	9,6518	64.58	8,7177	0,0058	29.26	0,000	0,000
2	11,9363	57.46	10,0629	0,0047	29.26	0,000	0,000
3	13,6807	51.04	10,6373	0,0040	29.26	0,000	0,000
4	15,0812	45.42	10,7416	0,0036	29.26	0,000	0,000
5	16,2405	40.32	10,5087	0,0033	29.26	0,000	0,000
6	17,2720	35.59	10,0511	0,0031	28.86	0,000	0,000
7	18,6486	31.12	9,6381	0,0029	24.79	0,000	0,000
8	19,3392	26.86	8,7364	0,0028	24.79	0,000	0,000
9	19,9150	22.75	7,7006	0,0027	24.79	0,000	0,000
10	20,3872	18.76	6,5567	0,0027	24.79	0,000	0,000
11	20,7636	14.87	5,3270	0,0026	24.79	0,000	0,000
12	17,2807	11.04	3,3093	0,0026	24.79	0,000	0,000
13	23,3655	7.26	2,9547	0,0025	24.79	0,000	0,000
14	5,7327	3.52	0,3520	0,0025	24.79	0,000	0,000
15	5,7029	-0.21	-0,0207	0,0025	24.79	0,000	0,000
16	5,1095	-3.94	-0,3509	0,0025	24.79	0,000	0,000
17	4,9827	-7.69	-0,6663	0,0025	24.79	0,000	0,000
18	4,7726	-11.47	-0,9487	0,0026	24.79	0,000	0,000
19	4,4762	-15.30	-1,1810	0,0026	24.79	0,000	0,000
20	4,0894	-19.20	-1,3449	0,0027	24.79	0,000	0,000
21	3,6061	-23.20	-1,4206	0,0027	24.79	0,000	0,000
22	3,0180	-27.32	-1,3853	0,0028	24.79	0,000	0,000
23	2,3137	-31.61	-1,2126	0,0029	24.87	0,000	0,000
24	1,4772	-36.10	-0,8704	0,0031	29.26	0,000	0,000
25	0,4851	-40.87	-0,3175	0,0033	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 269,3281$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 95,5753$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 132,6819$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.26$

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. 16)		(comb. 16)
1	0,75	16,2400	21,1120	2,7151	41,0717	4,6675	22,5568
2	1,50	23,7400	30,8620	8,7036	60,5257	11,8542	29,9482

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 26)		(comb. 26)
1	0,75	16,2400	16,2400	1,7391	3,2634	2,7895	6,8544
2	1,50	23,7400	23,7400	5,7823	11,8796	8,4752	16,6049

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, 40	6,03	3,39	40,63	-89,09	2,17	160,43	--	--
2	1,50	100, 40	6,03	3,39	38,66	-88,77	1,47	161,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,75	100, 40	6,03	3,39	0,232	0,022	4,567	-2,592
2	1,50	100, 40	6,03	3,39	0,950	0,054	39,904	-8,236

4.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 19)	Tmin	Tmax (comb. 19)
1	0,50	4,8611	12,9869	19,0662	48,8589

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 26)	Tmin	Tmax (comb. 26)
1	0,50	3,7861	4,9663	15,2036	20,0402

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	3,39	3,39	0,00	47,34	3,65	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	3,39	3,39	0,510	0,065	42,947	-2,029

4.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 19)	Mmax	Tmin (comb. 16)	Tmax
1	1,40	-50,0425	-7,3511	-58,1439	-7,7242

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 26)	Mmax	Tmin (comb. 26)	Tmax
1	1,40	-8,2014	-2,3925	-13,0884	-3,8824

Inviluppo SLU - Verifiche

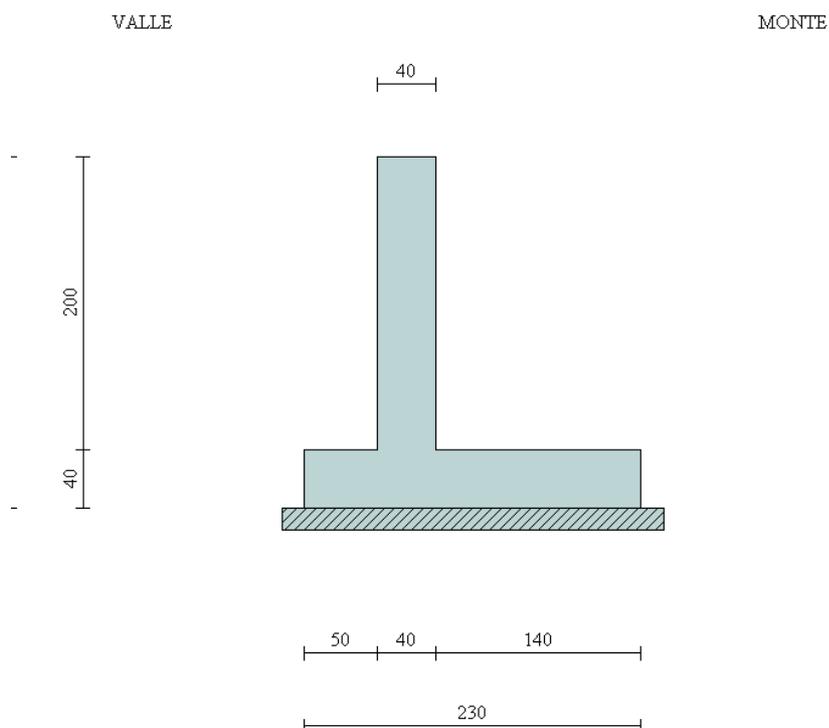
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,40	100, 40	6,79	3,39	0,00	-92,39	1,85	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,40	100, 40	6,79	3,39	0,623	-0,043	-4,297	36,140

5. MURO DI SOSTEGNO $2,01 < H < 2,50\text{m}$

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 $0,60 \times 0,50\text{m}$, considerato come peso in sede di analisi dei carichi; 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	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [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	1,40 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,30 [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	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=8,7400$	$M=0,0000$
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	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=14,0800$	$F_y=0,0000$	$M=18,3100$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

5.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* 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]	Orizzontale + Verticale positivo	2,02	--	4,34	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,96	--	4,48	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,38	--	1,73	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,34	--	1,78	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,90	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,35	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,36
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,34
9	A1-M1 - [2]	--	2,48	--	3,64	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,31	--	3,72	--

11	A1-M1 - [2]	--	2,27	--	3,54	--
12	A1-M1 - [2]	--	2,10	--	3,59	--
13	A2-M2 - [2]	--	1,52	--	1,68	--
14	EQU - [2]	--	--	3,79	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1,33
16	A1-M1 - [3]	--	1,68	--	2,01	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,08	--	2,60	--
18	A1-M1 - [3]	--	1,90	--	2,51	--
19	A1-M1 - [3]	--	1,86	--	2,20	--
20	A2-M2 - [3]	--	1,38	--	1,19	--
21	EQU - [3]	--	--	1,59	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	1,65
23	SLEQ - [1]	--	3,45	--	7,68	--
24	SLEF - [1]	--	2,70	--	5,51	--
25	SLEF - [1]	--	3,45	--	7,68	--
26	SLER - [1]	--	2,55	--	5,01	--

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	43,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,04 Y=-1,64
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = -2,40
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,40 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,40 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

5.6 Verifiche geotecniche

5.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 4

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 = 1,40	[m]	Y = -1,51 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	2,9991	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,40	[m]	Y = -1,51 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	62,4400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -1,00 [m]
Inerzia del muro	3,9081	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-1,9541	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	5,6750	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-2,8375	[kN]	
<u>Risultanti carichi esterni</u>			
Componente dir. X	0,79	[kN]	
Componente dir. Y	8,74	[kN]	
<u>Risultanti</u>			
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	37,6098	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	109,3885	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	109,3885	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	37,6098	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,22	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	2,30	[m]	
Risultante in fondazione	115,6734	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,97	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	23,6224	[kNm]	
Carico ultimo della fondazione	194,7494	[kN]	
<u>Tensioni sul terreno</u>			
Lunghezza fondazione reagente	2,30	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07435	[N/mm ²]	
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02077	[N/mm ²]	

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20,42$	$N_q = 10,43$	$N_\gamma = 10,56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,44$	$i_\gamma = 0,29$
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.

$$N'_c = 8.40 \qquad N'_q = 4.88 \qquad N'_\gamma = 3.07$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.34

5.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 20

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 = 1,40	[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	62,4400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -1,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,09	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	38,3273	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	114,1800	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	114,1800	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	38,3273	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,52	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,89	[m]
Risultante in fondazione	120,4411	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,56	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	59,4257	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	135,4948	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,89	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12091	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,40$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,30$
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.

$$N'_c = 8.66$$

$$N'_q = 5.00$$

$$N'_\gamma = 3.19$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.19

5.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 21

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 = 1,40	[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	56,1960	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,70	[m]	Y = -1,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,26	[kN]
Componente dir. Y	7,87	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	41,8309	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	102,7620	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	82,5911	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	131,0382	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	102,7620	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	41,8309	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,68	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,41	[m]
Risultante in fondazione	110,9498	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,15	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	69,7292	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 1.59

5.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 15

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]= -0,90 Y[m]= 1,13

Raggio del cerchio R[m]= 4,21

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,73

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,16

Larghezza della striscia dx[m]= 0,28

Coefficiente di sicurezza C= 1.33

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	10,8553	68.75	10,1175	0,0075	29.26	0,000	0,000
2	13,9865	60.36	12,1561	0,0055	29.26	0,000	0,000
3	16,2315	53.41	13,0319	0,0045	29.26	0,000	0,000
4	17,9942	47.47	13,2613	0,0040	29.26	0,000	0,000
5	19,4376	42.16	13,0467	0,0037	29.26	0,000	0,000
6	20,6428	37.27	12,4995	0,0034	29.26	0,000	0,000
7	22,0588	32.67	11,9085	0,0032	26.64	0,000	0,000
8	23,1726	28.31	10,9889	0,0031	24.79	0,000	0,000
9	23,8859	24.12	9,7597	0,0030	24.79	0,000	0,000
10	24,4738	20.06	8,3942	0,0029	24.79	0,000	0,000
11	24,9467	16.10	6,9199	0,0028	24.79	0,000	0,000
12	22,2832	12.23	4,7194	0,0028	24.79	0,000	0,000
13	27,4839	8.41	4,0180	0,0027	24.79	0,000	0,000
14	6,2613	4.62	0,5047	0,0027	24.79	0,000	0,000
15	6,1511	0.86	0,0924	0,0027	24.79	0,000	0,000
16	5,6427	-2.90	-0,2854	0,0027	24.79	0,000	0,000
17	5,5215	-6.67	-0,6414	0,0027	24.79	0,000	0,000
18	5,3032	-10.47	-0,9639	0,0028	24.79	0,000	0,000
19	4,9849	-14.32	-1,2330	0,0028	24.79	0,000	0,000
20	4,5619	-18.24	-1,4277	0,0028	24.79	0,000	0,000
21	4,0278	-22.24	-1,5248	0,0029	24.79	0,000	0,000
22	3,3734	-26.37	-1,4984	0,0030	24.79	0,000	0,000
23	2,5863	-30.65	-1,3185	0,0031	24.79	0,000	0,000
24	1,6488	-35.13	-0,9488	0,0033	28.99	0,000	0,000
25	0,5357	-39.88	-0,3434	0,0035	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 318,0516$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 121,2334$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 157,7274$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 4.03$

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. 16)		(comb. 13)
1	1,00	18,7400	24,3620	4,1277	40,8248	6,6949	21,9342
2	2,00	28,7400	37,3620	16,2273	68,3838	18,4861	35,4432

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 26)		(comb. 26)
1	1,00	18,7400	18,7400	2,6264	5,3363	4,3629	9,7827
2	2,00	28,7400	28,7400	11,3162	22,1558	13,8747	24,7143

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, 40	6,03	3,39	47,18	-90,16	2,21	160,77	--	--
2	2,00	100, 40	6,03	3,39	40,88	-89,13	1,30	162,12	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,00	100, 40	6,03	3,39	0,409	0,032	12,145	-4,099
2	2,00	100, 40	6,03	3,39	1,785	0,081	86,390	-14,203

5.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 19)	Tmin	Tmax (comb. 19)
1	0,50	6,9810	14,7085	27,1491	55,5891

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 26)	Tmin	Tmax (comb. 26)
1	0,50	5,2855	7,1720	21,0302	28,4526

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	3,39	3,39	0,00	47,34	3,22	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	3,39	3,39	0,737	0,093	62,021	-2,930

5.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 16)	Mmax	Tmin (comb. 16)	Tmax
1	1,40	-58,8376	-15,1294	-67,3410	-15,6068

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 26)	Mmax	Tmin (comb. 26)	Tmax
1	1,40	-16,3127	-6,6558	-21,4572	-8,6310

Inviluppo SLU - Verifiche

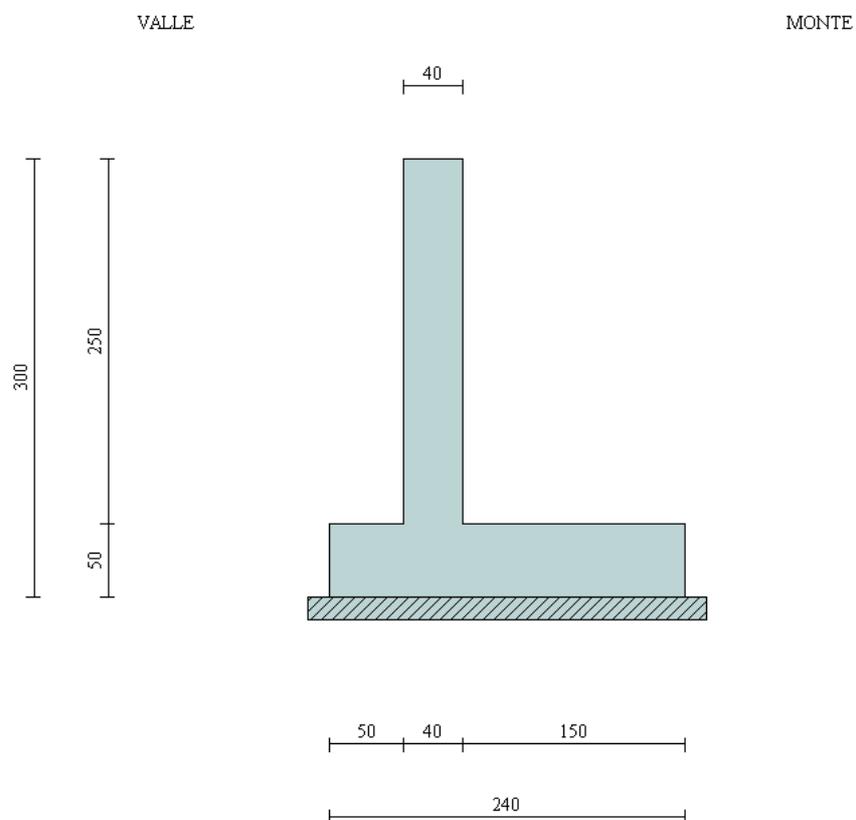
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,40	100, 40	6,79	3,39	0,00	-92,39	1,57	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,40	100, 40	6,79	3,39	1,240	-0,070	-8,546	71,883

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

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 0,60x0,50m, considerato come peso in sede di analisi dei carichi; 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	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [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	2,40 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [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	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=8,7400$	$M=0,0000$
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	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=12,3500$	$F_y=0,0000$	$M=16,0500$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

6.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* 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]	Orizzontale + Verticale positivo	1,80	--	3,17	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,75	--	3,25	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,22	--	1,20	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,19	--	1,22	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,96	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,64	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,32
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,30
9	A1-M1 - [2]	--	2,19	--	2,83	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,04	--	2,86	--

11	A1-M1 - [2]	--	1,99	--	2,68	--
12	A1-M1 - [2]	--	1,84	--	2,66	--
13	A2-M2 - [2]	--	1,35	--	1,23	--
14	EQU - [2]	--	--	2,80	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1,31
16	A1-M1 - [3]	--	1,69	--	2,00	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,12	--	2,53	--
18	A1-M1 - [3]	--	1,93	--	2,46	--
19	A1-M1 - [3]	--	1,88	--	2,16	--
20	A2-M2 - [3]	--	1,38	--	1,15	--
21	EQU - [3]	--	--	1,69	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	1,58
23	SLEQ - [1]	--	2,93	--	6,00	--
24	SLEF - [1]	--	2,37	--	4,30	--
25	SLEF - [1]	--	2,93	--	6,00	--
26	SLER - [1]	--	2,25	--	3,90	--

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	55,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,07 Y=-2,07
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = -3,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

6.6 Verifiche geotecniche

6.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 4

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 = 1,50	[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 = 1,50	[m]	Y = -1,91 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	81,1500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,25 [m]
Inerzia del muro	4,9988	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-2,4994	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	7,3754	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-3,6877	[kN]	
<u>Risultanti carichi esterni</u>			
Componente dir. X	0,79	[kN]	
Componente dir. Y	8,74	[kN]	
<u>Risultanti</u>			
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	53,8086	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	138,7029	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	138,7029	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	53,8086	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,34	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]	
Risultante in fondazione	148,7745	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,20	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	46,7269	[kNm]	
Carico ultimo della fondazione	169,5844	[kN]	
<u>Tensioni sul terreno</u>			
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10647	[N/mm ²]	
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00912	[N/mm ²]	

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,32$	$i_q = 0,39$	$i_\gamma = 0,24$
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.

$$N'_c = 7.16$$

$$N'_q = 4.32$$

$$N'_\gamma = 2.51$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.19

6.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 20

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 = 1,50	[m]	Y = -1,91 [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	81,1500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	12,36	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	48,5268	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	144,8900	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	144,8900	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	48,5268	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,51	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,07	[m]
Risultante in fondazione	152,8004	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,52	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	73,9441	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	167,0409	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,07	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,14006	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,40$	$i_q = 0,46$	$i_\gamma = 0,30$
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.

$$N'_c = 8.81$$

$$N'_q = 5.06$$

$$N'_\gamma = 3.20$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.15

6.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 21

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 = 1,50	[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	73,0350	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,25 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,26	[kN]
Componente dir. Y	7,87	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	52,6851	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	130,4010	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	102,8114	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	173,3773	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	130,4010	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	52,6851	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,66	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,62	[m]
Risultante in fondazione	140,6419	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	85,9152	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 1.69

6.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 8

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]= -1,07 Y[m]= 1,86

Raggio del cerchio R[m]= 5,50

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,42

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,11

Larghezza della striscia dx[m]= 0,34

Coefficiente di sicurezza C= 1.30

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	4,6901	65.54	4,2690	0,0081	29.26	0,000	0,000
2	8,9151	58.23	7,5790	0,0064	29.26	0,000	0,000
3	12,1204	51.96	9,5454	0,0054	29.26	0,000	0,000
4	14,7038	46.48	10,6628	0,0049	29.26	0,000	0,000
5	16,8521	41.52	11,1713	0,0045	29.26	0,000	0,000
6	18,6659	36.92	11,2122	0,0042	29.26	0,000	0,000
7	20,2067	32.58	10,8809	0,0040	29.26	0,000	0,000
8	21,8703	28.44	10,4170	0,0038	27.79	0,000	0,000
9	23,6444	24.47	9,7922	0,0037	24.79	0,000	0,000
10	24,5653	20.61	8,6467	0,0036	24.79	0,000	0,000
11	25,3177	16.85	7,3381	0,0035	24.79	0,000	0,000
12	25,9124	13.16	5,9002	0,0034	24.79	0,000	0,000
13	37,8368	9.53	6,2642	0,0034	24.79	0,000	0,000
14	12,8008	5.94	1,3238	0,0034	24.79	0,000	0,000
15	8,0148	2.37	0,3309	0,0034	24.79	0,000	0,000
16	7,3404	-1.19	-0,1531	0,0034	24.79	0,000	0,000
17	7,2250	-4.76	-0,5996	0,0034	24.79	0,000	0,000
18	6,9701	-8.34	-1,0116	0,0034	24.79	0,000	0,000
19	6,5728	-11.96	-1,3623	0,0034	24.79	0,000	0,000
20	6,0280	-15.63	-1,6240	0,0035	24.79	0,000	0,000
21	5,3285	-19.36	-1,7667	0,0036	24.79	0,000	0,000
22	4,4644	-23.19	-1,7577	0,0036	24.79	0,000	0,000
23	3,4221	-27.12	-1,5601	0,0038	26.33	0,000	0,000
24	2,1834	-31.20	-1,1311	0,0039	29.26	0,000	0,000
25	0,7227	-35.47	-0,4193	0,0041	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 326,3739$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 103,9482$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 162,0207$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.08$

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. 16)		(comb. 13)
1	1,25	21,2400	27,6120	6,0932	41,4996	9,0904	22,3999
2	2,50	33,7400	43,8620	27,4352	80,0314	26,5908	48,3824

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 26)		(comb. 26)
1	1,25	21,2400	21,2400	3,9473	8,1816	6,2582	13,0329
2	2,50	33,7400	33,7400	19,8715	36,8084	20,5614	34,1109

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, 40	6,03	3,39	52,33	-91,01	2,19	161,10	--	--
2	2,50	100, 40	12,06	3,39	78,76	-173,35	2,17	166,71	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,25	100, 40	6,03	3,39	0,646	0,043	23,853	-5,965
2	2,50	100, 40	12,06	3,39	2,282	0,111	80,071	-21,532

6.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 19)	Tmin	Tmax (comb. 19)
1	0,50	9,9204	16,8052	38,3076	63,8595

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 26)	Tmin	Tmax (comb. 26)
1	0,50	7,3792	10,1626	29,0666	39,8065

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	3,39	9,42	0,00	163,23	9,71	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	3,39	9,42	0,457	0,102	25,261	-4,062

6.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 16)	Mmax	Tmin (comb. 16)	Tmax
1	1,50	-78,2529	-30,4900	-81,0838	-28,0903

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 26)	Mmax	Tmin (comb. 26)	Tmax
1	1,50	-31,3961	-15,5148	-34,2658	-16,6355

Inviluppo SLU - Verifiche

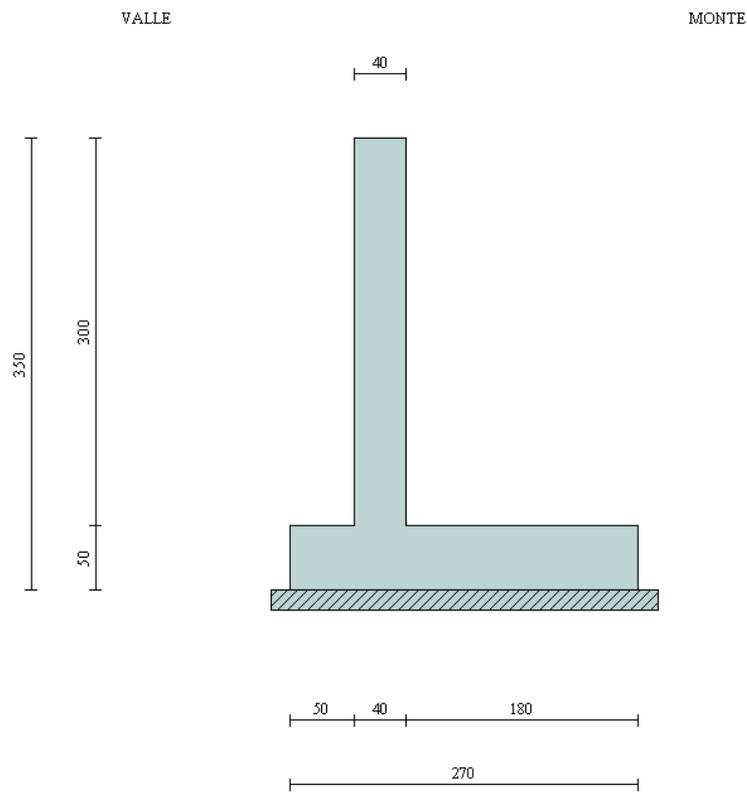
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,50	100, 50	6,79	3,39	0,00	-118,40	1,51	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,50	100, 50	6,79	3,39	1,616	-0,088	-12,802	107,336

7. MURO DI SOSTEGNO $3,01 < H < 3,50$ 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 $0,60 \times 0,50$ m, considerato come peso in sede di analisi dei carichi; 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	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [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	1,80 [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	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=8,7400$	$M=0,0000$
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	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=10,9900$	$F_y=0,0000$	$M=14,2900$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

7.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* 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]	Orizzontale + Verticale positivo	1,77	--	2,84	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,71	--	2,91	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,20	--	1,05	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,17	--	1,07	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,81	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,52	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,28
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,26
9	A1-M1 - [2]	--	2,21	--	2,68	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,07	--	2,70	--

11	A1-M1 - [2]	--	1,98	--	2,51	--
12	A1-M1 - [2]	--	1,84	--	2,49	--
13	A2-M2 - [2]	--	1,36	--	1,16	--
14	EQU - [2]	--	--	2,72	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1,30
16	A1-M1 - [3]	--	1,80	--	2,39	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,27	--	2,81	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,09	--	2,81	--
19	A1-M1 - [3]	--	1,98	--	2,48	--
20	A2-M2 - [3]	--	1,47	--	1,32	--
21	EQU - [3]	--	--	2,00	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	1,53
23	SLEQ - [1]	--	2,86	--	5,49	--
24	SLEF - [1]	--	2,37	--	4,02	--
25	SLEF - [1]	--	2,86	--	5,49	--
26	SLER - [1]	--	2,27	--	3,67	--

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	63,7500 [kN]
Baricentro del muro	X=0,14 Y=-2,43
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,80 Y = -3,50
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,80 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,50 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

7.6 Verifiche geotecniche

7.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 4

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 = 1,80	[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 = 1,80	[m]	Y = -2,24 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	114,4800	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,90	[m]	Y = -1,50 [m]
Inerzia del muro	5,7940	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-2,8970	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	10,4047	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-5,2023	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0,79	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	70,8229	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	178,8707	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	178,8707	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	70,8229	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,41	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,70	[m]
Risultante in fondazione	192,3814	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,60	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	73,8056	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	191,4169	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12699	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00550	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,31$	$i_q = 0,38$	$i_\gamma = 0,23$
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.

$$N'_c = 6.90$$

$$N'_q = 4.20$$

$$N'_\gamma = 2.43$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.17

7.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 3

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 = 1,80	[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	10,2179	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,80	[m]	Y = -2,24 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3986	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	114,4800	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,90	[m]	Y = -1,50 [m]
Inerzia del muro	5,7940	[kN]	
Inerzia verticale del muro	2,8970	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	10,4047	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	5,2023	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0,79	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	75,1125	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	195,0693	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	195,0693	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	75,1125	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,39	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,70	[m]
Risultante in fondazione	209,0309	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,06	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	76,3148	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	204,8367	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,13506	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00944	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
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	$d_c = 1,07$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,00$
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.			
	$N'_c = 7.22$	$N'_q = 4.34$	$N'_\gamma = 2.56$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.05

7.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	52,6917	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	52,6917	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,80	[m]	Y = -2,24 [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	105,4080	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,90	[m]	Y = -1,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	12,69	[kN]
Componente dir. Y	9,61	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	65,3851	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	172,3970	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	127,4963	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	255,4091	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	172,3970	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	65,3851	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,61	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,23	[m]
Risultante in fondazione	184,3799	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,77	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	104,8232	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 2.00

7.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 8

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]= -1,24 Y[m]= 2,17

Raggio del cerchio R[m]= 6,43

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,08

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,82

Larghezza della striscia dx[m]= 0,40

Coefficiente di sicurezza C= 1.26

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	5,9097	65.63	5,3832	0,0094	29.26	0,000	0,000
2	11,6275	58.38	9,9016	0,0074	29.26	0,000	0,000
3	15,9707	52.14	12,6087	0,0063	29.26	0,000	0,000
4	19,4728	46.69	14,1691	0,0057	29.26	0,000	0,000
5	22,3873	41.75	14,9071	0,0052	29.26	0,000	0,000
6	24,8504	37.17	15,0135	0,0049	29.26	0,000	0,000
7	26,9452	32.85	14,6170	0,0046	29.26	0,000	0,000
8	29,1673	28.74	14,0238	0,0044	27.69	0,000	0,000
9	31,4229	24.78	13,1711	0,0043	24.79	0,000	0,000
10	32,6830	20.95	11,6845	0,0042	24.79	0,000	0,000
11	33,7164	17.21	9,9757	0,0041	24.79	0,000	0,000
12	34,5381	13.55	8,0901	0,0040	24.79	0,000	0,000
13	47,6424	9.94	8,2234	0,0039	24.79	0,000	0,000
14	15,7545	6.37	1,7484	0,0039	24.79	0,000	0,000
15	9,9588	2.83	0,4915	0,0039	24.79	0,000	0,000
16	9,4883	-0.70	-0,1165	0,0039	24.79	0,000	0,000
17	9,3594	-4.24	-0,6917	0,0039	24.79	0,000	0,000
18	9,0447	-7.79	-1,2258	0,0039	24.79	0,000	0,000
19	8,5405	-11.37	-1,6838	0,0040	24.79	0,000	0,000
20	7,8406	-15.00	-2,0291	0,0040	24.79	0,000	0,000
21	6,9361	-18.69	-2,2225	0,0041	24.79	0,000	0,000
22	5,8145	-22.46	-2,2215	0,0042	24.79	0,000	0,000
23	4,4588	-26.34	-1,9784	0,0043	24.93	0,000	0,000
24	2,8461	-30.36	-1,4384	0,0045	29.26	0,000	0,000
25	0,9450	-34.54	-0,5359	0,0047	29.26	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 427,3210 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 139,8650 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 212,0891 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.22$$

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. 16)		(comb. 13)
1	1,50	23,7400	30,8620	8,7036	43,0621	11,8542	24,1354
2	3,00	38,7400	50,3620	43,0636	96,3050	36,1682	62,9529

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 26)		(comb. 26)
1	1,50	23,7400	23,7400	5,7823	11,8796	8,4752	16,6049
2	3,00	38,7400	38,7400	32,0921	56,4812	28,5353	44,7947

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, 40	6,03	3,39	56,09	-91,62	2,13	161,44	--	--
2	3,00	100, 40	9,42	3,39	58,52	-136,26	1,41	163,47	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,50	100, 40	6,03	3,39	0,950	0,054	39,904	-8,236
2	3,00	100, 40	9,42	3,39	3,818	0,146	161,597	-32,957

7.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 17)	Tmin	Tmax (comb. 17)
1	0,50	12,1682	17,3291	47,1377	67,0325

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 26)	Tmin	Tmax (comb. 26)
1	0,50	9,1033	12,3027	35,8470	48,2128

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	3,39	6,79	0,00	118,40	6,83	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	3,39	6,79	0,633	0,123	42,060	-5,017

7.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 16)	Mmax	Tmin (comb. 12)	Tmax
1	1,80	-110,6576	-52,0143	-91,4015	-37,4497

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 26)	Mmax	Tmin (comb. 26)	Tmax
1	1,80	-50,9982	-27,6084	-43,7321	-23,3389

Inviluppo SLU - Verifiche

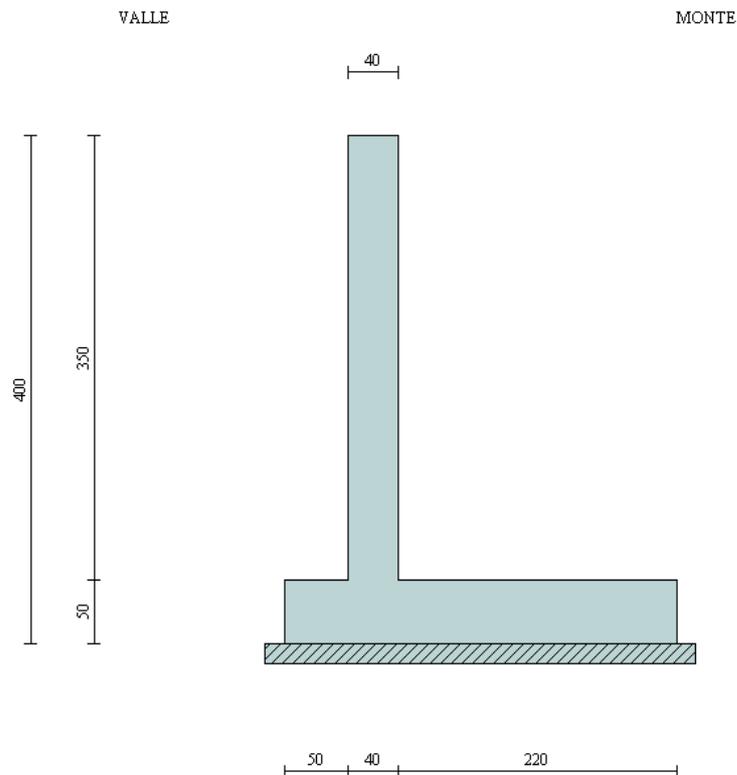
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,80	100, 50	8,01	3,39	0,00	-139,26	1,26	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	1,80	100, 50	8,01	3,39	2,450	-0,112	-20,654	148,392

8. MURO DI SOSTEGNO $3,51 < H < 4,00$ 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 0,60x0,50m, considerato come peso in sede di analisi dei carichi; 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	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [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	2,20 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,10 [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	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=8,7400$	$M=0,0000$
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	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=9,9000$	$F_y=0,0000$	$M=12,8700$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	-------------

8.3 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* 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]	Orizzontale + Verticale positivo	1,79	--	2,80	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,73	--	2,87	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,22	--	1,03	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,18	--	1,05	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,86	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,55	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,27
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,25
9	A1-M1 - [2]	--	2,31	--	2,75	--

10	A1-M1 - [2]	--	2,18	--	2,79	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,05	--	2,59	--
12	A1-M1 - [2]	--	1,91	--	2,59	--
13	A2-M2 - [2]	--	1,43	--	1,22	--
14	EQU - [2]	--	--	2,85	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1,31
16	A1-M1 - [3]	--	1,95	--	2,86	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,46	--	3,17	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,29	--	3,22	--
19	A1-M1 - [3]	--	2,12	--	2,89	--
20	A2-M2 - [3]	--	1,58	--	1,53	--
21	EQU - [3]	--	--	2,40	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	1,51
23	SLEQ - [1]	--	2,91	--	5,39	--
24	SLEF - [1]	--	2,47	--	4,08	--
25	SLEF - [1]	--	2,91	--	5,39	--
26	SLER - [1]	--	2,37	--	3,75	--

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	73,7500 [kN]
Baricentro del muro	X=0,25 Y=-2,80
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,20 Y = -4,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,20 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

8.6 Verifiche geotecniche

8.6.1 Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 4

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 = 2,20	[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 = 2,20	[m]	Y = -2,57 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4043	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,8200	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,10	[m]	Y = -1,75 [m]
Inerzia del muro	6,7029	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-3,3514	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	14,6164	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-7,3082	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0,79	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	90,9663	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	232,6504	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	232,6504	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	90,9663	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,47	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	249,8021	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,36	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	110,3190	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	245,3074	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,14393	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00617	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,32$	$i_q = 0,39$	$i_\gamma = 0,24$
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.

$$N'_c = 7.04$$

$$N'_q = 4.26$$

$$N'_\gamma = 2.50$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.18

8.6.2 Verifica a carico limite

COMBINAZIONE n° 3

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 = 2,20	[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	13,0695	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,20	[m]	Y = -2,57 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3986	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,8200	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,10	[m]	Y = -1,75 [m]
Inerzia del muro	6,7029	[kN]	
Inerzia verticale del muro	3,3514	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	14,6164	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	7,3082	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0,79	[kN]
Componente dir. Y	8,74	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	96,4531	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	253,9696	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	253,9696	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	96,4531	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,45	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	271,6685	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,80	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	114,3026	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	262,7750	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,15329	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,01056	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 10.56$
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.			
	$N'_c = 7.37$	$N'_q = 4.41$	$N'_\gamma = 2.63$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.03
---	------

8.6.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 21

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 = 2,20	[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	147,6420	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,10	[m]	Y = -1,75 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	11,43	[kN]
Componente dir. Y	9,61	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	78,8315	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	223,6310	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	157,1146	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	377,1587	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	223,6310	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	78,8315	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,57	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,95	[m]
Risultante in fondazione	237,1186	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,42	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	126,5840	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.40
--	------

8.6.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 8

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]= -1,43 Y[m]= 2,50

Raggio del cerchio R[m]= 7,45

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,86

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5,59

Larghezza della striscia dx[m]= 0,46

Coefficiente di sicurezza C= 1.25

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	7,4311	65.68	6,7716	0,0109	29.26	0,000	0,000
2	15,0849	58.45	12,8555	0,0086	29.26	0,000	0,000
3	20,8998	52.21	16,5162	0,0073	29.26	0,000	0,000
4	25,5883	46.76	18,6416	0,0066	29.26	0,000	0,000
5	29,4904	41.83	19,6665	0,0060	29.26	0,000	0,000
6	32,7886	37.25	19,8465	0,0056	29.26	0,000	0,000
7	35,5945	32.94	19,3536	0,0054	29.26	0,000	0,000
8	38,7931	28.83	18,7053	0,0051	26.71	0,000	0,000
9	41,3764	24.88	17,4050	0,0050	24.79	0,000	0,000
10	43,0669	21.05	15,4665	0,0048	24.79	0,000	0,000
11	44,4547	17.31	13,2303	0,0047	24.79	0,000	0,000
12	45,5600	13.66	10,7567	0,0046	24.79	0,000	0,000
13	60,3243	10.05	10,5321	0,0046	24.79	0,000	0,000
14	16,9821	6.49	1,9204	0,0045	24.79	0,000	0,000
15	12,7014	2.96	0,6551	0,0045	24.79	0,000	0,000
16	12,5390	-0.57	-0,1244	0,0045	24.79	0,000	0,000
17	12,3766	-4.10	-0,8840	0,0045	24.79	0,000	0,000
18	11,9667	-7.64	-1,5908	0,0045	24.79	0,000	0,000
19	11,3045	-11.21	-2,1981	0,0046	24.79	0,000	0,000
20	10,3820	-14.83	-2,6573	0,0046	24.79	0,000	0,000
21	9,1874	-18.51	-2,9167	0,0047	24.79	0,000	0,000
22	7,7044	-22.27	-2,9198	0,0049	24.79	0,000	0,000
23	5,9107	-26.14	-2,6037	0,0050	24.79	0,000	0,000
24	3,7765	-30.14	-1,8959	0,0052	28.13	0,000	0,000
25	1,2604	-34.30	-0,7104	0,0054	29.26	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 556,5447 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 183,8219 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 275,4592 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.27$$

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 [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]

8.7.1 Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 16)		(comb. 13)
1	1,75	26,2400	34,1120	12,0510	45,5505	14,9861	29,5854
2	3,50	43,7400	56,8620	63,8488	118,0933	47,2182	79,1547

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(comb. 26)		(comb. 26)
1	1,75	26,2400	26,2400	8,2118	16,5108	11,0141	20,4987
2	3,50	43,7400	43,7400	48,6213	81,8176	37,7963	56,7656

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	,75	100, 40	6,03	3,39	58,28	-91,98	2,02	161,78	--	--
2	3,50	100, 40	9,42	3,39	50,89	-135,06	1,15	164,14	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,75	100, 40	6,03	3,39	1,328	0,067	60,627	-10,966
2	3,50	100, 40	9,42	3,39	5,516	0,186	240,269	-46,844

8.7.2 Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 9)	Tmin	Tmax (comb. 9)
1	0,50	14,1518	19,0068	55,0813	74,6724

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 26)	Tmin	Tmax (comb. 26)
1	0,50	10,6801	14,0952	42,1346	55,3995

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	6,79	0,00	118,40	6,23	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	6,79	0,708	0,142	48,186	-5,501

8.7.3 Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 12)	Mmax	Tmin (comb. 12)	Tmax
1	2,20	-158,7949	-83,1262	-114,6117	-45,2695

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 26)	Mmax	Tmin (comb. 26)	Tmax
1	2,20	-77,8127	-45,0067	-51,7397	-29,5709

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS _{min}	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,20	100, 50	12,06	3,39	0,00	-207,67	1,31	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	2,20	100, 50	12,06	3,39	3,172	-0,132	-30,188	152,370