

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI - GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi
Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

Sintagma
Dott. Ing. N.Granieri
Dott. Ing. F.Durastanti
Dott. Ing. V.Truffini
Dott. Arch. A.Bracchini
Dott. Ing. L.Nani
Dott. Ing. M.Abram
Dott. Ing. F.Pambianco
Dott. Ing. M.Briganti Bolta
Dott. Ing. L.Gagliardini
Dott. Geol. G.Cerquiglini

MANDANTI:

GP INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.
Dott. Ing. G.Guiducci
Dott. Ing. A.Signorelli
Dott. Ing. E.Moscattelli
Dott. Ing. A.Belà
Dott. Arch. E.A.E.Crimi
Dott. Ing. M.Panfilì
Dott. Arch. P.Ghirelli
Dott. Ing. D.Pelle
geotecnical DESIGN GROUP
Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti
ICARIA
società di ingegneria
Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. F.Macchioni
OMNISERVICE
ENGINEERING
Dott. Ing. P.Agnello
Dott. Ing. G.Lucibello
Dott. Arch. G.Guastella
Dott. Geol. M.Leonardi
Dott. Ing. G.Parente
Dott. Ing. L.Ragnacci
Dott. Arch. A.Strati
Archeol. M.G.Liseno
Dott. Ing. F.Aloe
Dott. Ing. A.Salvemini
Dott. Ing. G.Verini Supplizi
Dott. Ing. V.Piunno
Geom. C.Sugaroni

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Danilo PELLE
Iscrizione all'Albo n° A 3536
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

OPERE DI SOSTEGNO

MURI IN C.A. - Muro di sostegno dal km 6+725 al km 6+816 - Carr. SX
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01OS09STRRE01B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 O S 0 9 S T R R E 0 1	B	-
D					
C					
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
A	EMISSIONE	GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.3	SOFTWARE UTILIZZATI	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO.....	7
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	9
5	OPERE DI SOSTEGNO - MURI	10
5.1	COMBINAZIONI DI CARICO	10
5.2	AZIONI DI CALCOLO.....	11
5.2.1	Peso proprio della struttura.....	11
5.2.2	Peso del terreno a monte dell'opera.....	12
5.2.3	Spinta del carico variabile stradale	12
5.2.4	Spinta statica del terreno a monte del muro.....	12
5.2.5	Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma	13
5.2.6	Azione dei veicoli in svio	15
6	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	16
6.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	16
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	17
6.3	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	17
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	19
6.5	VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO.....	22

7	DATI GENERALI DI CALCOLO	23
7.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	23
7.2	INPUT DI CALCOLO	25
7.2.1	DATI DI CALCOLO	25
7.2.2	COEFFICIENTI PARZIALI	26
7.2.3	DATI GEOMETRICI MURO H=8.50m	27
7.2.4	CARICHI AGENTI MURO H=8.50	27
7.2.5	DATI GEOMETRICI MURO H=8.00m	28
7.2.6	CARICHI AGENTI MURO H=8.00	28
7.2.7	DATI GEOMETRICI MURO H=6.20M	29
7.2.8	CARICHI AGENTI MURO H=6.20M	29
7.2.9	DATI GEOMETRICI MURO H=3.80M	30
7.2.10	CARICHI AGENTI MURO H=3.80	30
7.3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO	31
7.4	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	31
7.5	RISULTATI VERIFICHE MURO H=8.50M	32
7.5.1	Verifiche geotecniche	32
7.5.2	Verifiche strutturali	48
7.5.3	Verifiche tensionali	56
7.6	RISULTATI VERIFICHE MURO H=8.00M	57
7.6.1	Verifiche geotecniche	57
7.6.2	Verifiche strutturali	76
7.6.3	Verifiche tensionali	84
7.7	RISULTATI VERIFICHE MURO H=6.20M	85
7.7.1	Verifiche geotecniche	85

7.7.2	Verifiche strutturali.....	96
7.7.3	Verifiche tensionali	103
7.8	RISULTATI VERIFICHE MURO H=3.80M.....	104
7.8.1	Verifiche geotecniche	104
7.8.2	Verifiche strutturali.....	115
7.8.3	Verifiche tensionali	123

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento del muro dal km 7+052 al km 7+320 previsti relativi alla progettazione del Lotto 1 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaromonte" e della s.s. 194 Ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114", lotto funzionale dal Km 0 al Km 17+911.01 (lotto 1).

I muri in oggetto vengono realizzati mediante paramenti in c.a. con pannello in pietra locale e presentano una fondazione di tipo diretta.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata determinate dall'interazione terreno – struttura con l'aggiunta dei sovraccarichi stradali e delle azioni sismiche derivanti dall'applicazione della Normativa D.M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni. Le verifiche eseguite nel presente elaborato fanno riferimento allo stesso D.M. del 2008.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n.ro 617 del 2 febbraio 2009 – “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1 – Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- Model Code 1990, CEB-FIP.

2.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

Per il progetto delle opere in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione geologica;
- Relazione Geotecnica Generale;
- Profilo Geologico;
- Profilo Geotecnico;
- Sezioni Geologiche.

2.3 **SOFTWARE UTILIZZATI**

I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

- Microsoft Excel (fogli di calcolo proprietari per i muri a fondazione diretta);
- MDC Geostru (versione 2021) per le verifiche muri su pali.
- Slope Geostru (versione 2021) per le analisi di stabilità globale muri su pali.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere di sostegno in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

Il copriferro è stato determinato facendo riferimento al C. 4.1.6.1.3 NTC2008.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \text{MAX} (c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm})$$

CLASSE STRUTTURALE E DI ESPOSIZIONE	S4	XA2
Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro ΔC_{dev}	10 mm	
Copriferro minimo del garantire l'aderenza $C_{min,b}$	24 mm	
Copriferro minimo per garantire la durabilità $C_{min,dur}$	25 mm	
Copriferro minimo adottato C_{min}	25 mm	
Copriferro nominale C_{nom}	35 mm	

CLASSI DI ESPOSIZIONE XA (UNI 11104-2004)

Classe di esp.	Terreno		Max a/c	Min R_{28} (MPa)	Cemento (kg/m ³)	Copr. (mm)
	Acidità (Bauman Gully)	Ione SO ₄ (mg/kg)				
XA1	> 200	> 2000 < 3000	0.55	35	320	25
XA2	--	> 3000 < 12000	0.50	40	340	25
XA3	--	> 12000 < 24000	0.45	45	360	25

3.1 CALCESTRUZZO

Magrone di pulizia e livellamento (non strutturale)

- Classe di resistenza C12/15

Elevazione muri e pannelli prefabbricati

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4

RELAZIONE DI CALCOLO

- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 40 mm

Fondazioni e cordoli di testata

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 30 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 40 mm

Pali di fondazione

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 60 mm

3.2 ACCIAIO

Acciaio per armature ordinarie

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

RELAZIONE DI CALCOLO

- Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- Modulo elastico $E_s = 200000 \text{ MPa}$

4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Al punto 2.4.1 delle NTC2008, la vita nominale di un'opera strutturale VN viene definita "come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata".

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."

In virtù di quanto affermato, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche risulta dal prodotto della vita nominale per la classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \quad \text{anni}$$

cui compete un valore del tempo di ritorno pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \quad \text{anni.}$$

5 OPERE DI SOSTEGNO - MURI

5.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche dei muri sono state considerate le sollecitazioni risultanti dalle azioni applicate direttamente sull'opera proveniente dalla spinta delle terre e gli eventuali carichi dovuti al traffico.

Le combinazioni di calcolo sono state effettuate secondo quanto disposto dal D. M. 14.01. 2008; in particolare sono state considerate:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

La normativa prevede che i diversi set di coefficienti di sicurezza parziali siano scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 1 che prevede due diverse combinazioni di set di coefficienti: la prima combinazione risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno; la seconda combinazione risulta più gravosa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO).

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 1, Combinazione 2 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

RELAZIONE DI CALCOLO

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono differenti a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e EQU).

Tabella 5.1: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

		Coefficiente parziale γ_F	EQU ¹	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

¹ se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

⁴ 1.20 per effetti locali

Ai fini delle verifiche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) riassunte di seguito:

Tabella 5.2: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

		Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tang } \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0

Le opere in oggetto presentano una fondazione diretta, per cui deve essere effettuata la verifica di equilibrio di corpo rigido (EQU).

5.2 AZIONI DI CALCOLO

5.2.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

5.2.2 Peso del terreno a monte dell'opera

Sulla platea di fondazione a monte viene considerato il peso del terreno di riempimento che in questo caso è costituito dal materiale del rilevato stradale le cui caratteristiche sono:

- Peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.
- Angolo di attrito pari a $\varphi = 35^\circ$

5.2.3 Spinta del carico variabile stradale

Intendendo per q il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = q \cdot K$$

Nella progettazione in oggetto, si considera un sovraccarico stradale pari a 20 kN/m^2 .

Tale carico viene desunto considerando un carico tandem secondo il cap. 5.1.3.3.4 delle NTC'08 distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0 m) e sui 3 m di corsi convenzionale, pertanto:

$$q_1 = 150 \text{ kN} \cdot 4 / (18 \cdot 3) \text{ mq} + 9 \text{ kN/mq} = 20 \text{ kN/mq}$$

5.2.4 Spinta statica del terreno a monte del muro

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

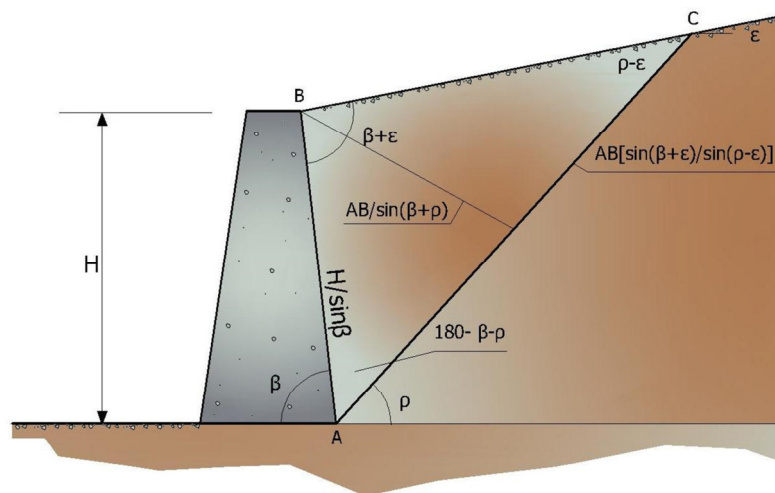
β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

5.2.5 Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Le NTC2008 consentono l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

β = angolo tra intradosso parete e la verticale

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

ϑ = angolo definito come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}, \text{ coefficiente di intensità sismica orizzontale}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = \text{coefficiente di intensità sismica verticale}$$

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Quest'ultimo parametro assume i valori riportati nella tabella seguente.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella estratta dalla NTC2008 p.7.11.6.2.1

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_i = a_g/g \cdot W$$

5.2.6 Azione dei veicoli in svio

L'azione di svio dei veicoli è stata considerata secondo le indicazioni fornite al punto 3.6.3.3.2 del DM 14/01/2008, nel quale si dichiara che in assenza di dati specifici "si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN". La forza, agente nel piano orizzontale in direzione trasversale a quella di sviluppo del muro, è stata considerata applicata alla quota di 1.0 m dal piano di marcia, equivalenti a 0.90 m da estradosso cordolo.

Considerando che per determinare la sezione resistente di paramento è lecito diffondere tale forza in direzione verticale con inclinazione di 45° , e che a favore di sicurezza si prende il muro di sostegno più basso dei Lotti 1 e 2, che ha paramento alto circa 2.0 m, risulta che la larghezza collaborante per la forza di normativa sia pari a 4 m. Le azioni da considerare nelle verifiche, da applicare in testa al muro sono l'azione orizzontale pari a $H=100/4 = 25$ kN e un momento di trasporto pari a $M=25\text{kN} \times 1\text{m}=25$ kN*m .

6 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Il presente paragrafo illustra i criteri generali di verifica adottati per le verifiche geotecniche e strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche. Tutte le tipologie di muro sono state verificate: i singoli calcoli hanno riguardato quelle sezioni trasversali che in generale appaiono più onerose nei confronti delle singole verifiche (altezze massime) e quelle più rappresentative.

6.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle.
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della fondazione a valle.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante.

6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento.

Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento dell'opera, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante.

6.3 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen.

Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità.

Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

In condizioni non drenate:

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_c' \cdot i_c' \cdot d_c' \cdot b_c' \cdot s_c' \cdot g_c' + Q \cdot i_q' \cdot d_q' \cdot b_q' \cdot s_q' \cdot g_q' (\pi \cdot \tan \phi)$$

Fattori di portanza:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e \quad (\phi \text{ in gradi})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_c' = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s'_q = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s'_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L)$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d'_q = 1$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$d'_c = 1 + 0,4 \cdot k$$

$$d_g = 1$$

$k = D/B$ se $D/B \leq 1$; altrimenti $k = \arctan(D/B)$, espresso in radianti.

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi} \right)^m$$

$$i'_q = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i'_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$b_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$b'_q = 1$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$b'_c = 1 - 2 \cdot \varepsilon / Nc' \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$b_g = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$g_q = (1 - \tan\beta)^2$$

$$g'_q = 1$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (Nc \cdot \tan\phi)$$

$$g'_c = 1 - 2 \cdot \beta / Nc' \quad (\beta \text{ in radianti})$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

γ = peso specifico del terreno di fondazione

Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione

e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto

B = $B_t - 2 \cdot e$, larghezza della fondazione parzializzata

B_t = larghezza totale della fondazione

C = coesione del terreno di fondazione

D = profondità del piano di posa

L = sviluppo della fondazione

H = componente del carico parallela alla fondazione

V = componente del carico ortogonale alla fondazione

C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione

C_α = adesione alla base tra terreno e muro

ε = angolo di inclinazione del piano di posa

β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

6.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

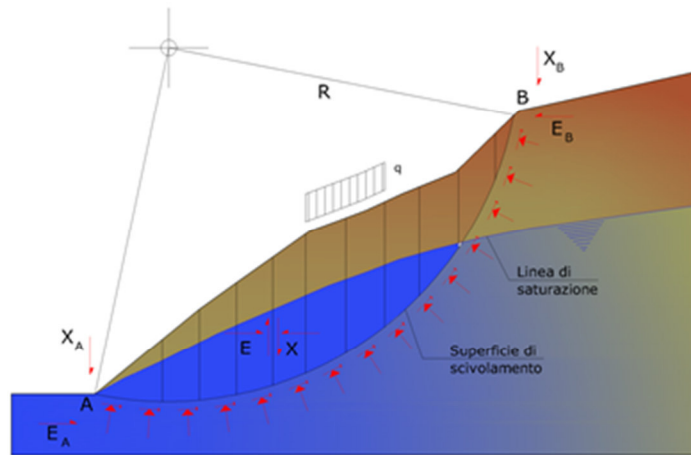
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la

resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2" (A2+M2+R2). Altresì in accordo con la normativa vigente per la verifica in condizione sismica si considera il set dei coefficienti relativi alla resistenza del terreno M2 e il coefficiente allo scorrimento secondo la combinazione R2; non si tiene conto in tale combinazione del sovraccarico stradale.

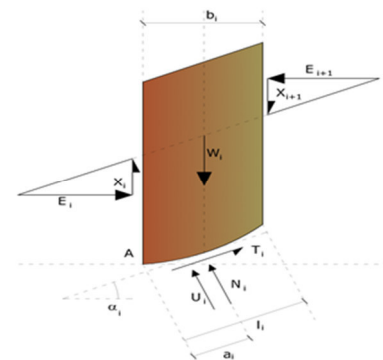
L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo Slope 2021 (Geostru).

Il metodo utilizzato è quello di Bishop.

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi.

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- superficie di scivolamento circolare;
- uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.



Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_h W$$

$$F_V = K_v W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_h** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_v** coefficiente sismico verticale.

Il coefficiente β_s in questo caso denominato β_s , assume i valori indicati nella tabella 7.11.I della normativa vigente e qui di seguito riprodotta.

Tabella 6.1: Coefficiente di accelerazione massima attesa al suolo

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

6.5 VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti il muro:

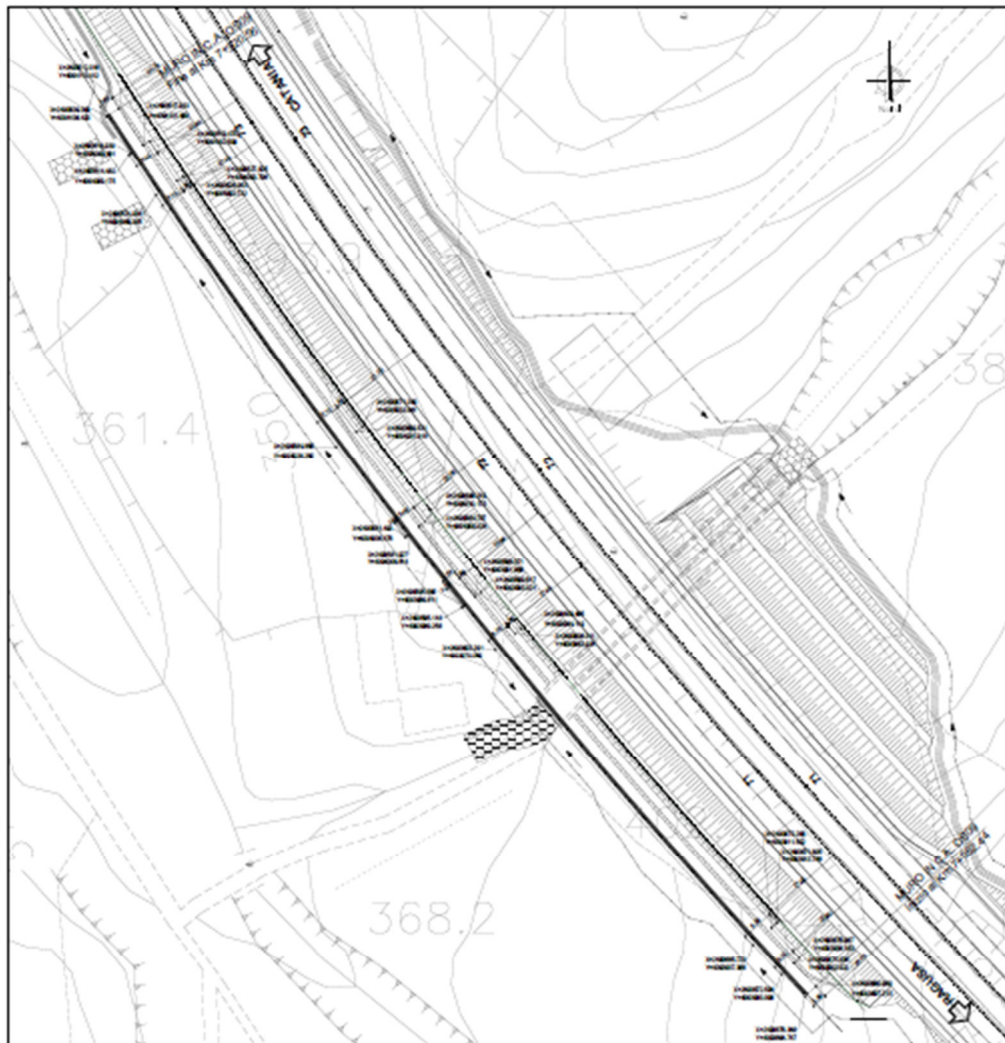
- Paramento verticale;
- Zattera di fondazione.

7 DATI GENERALI DI CALCOLO

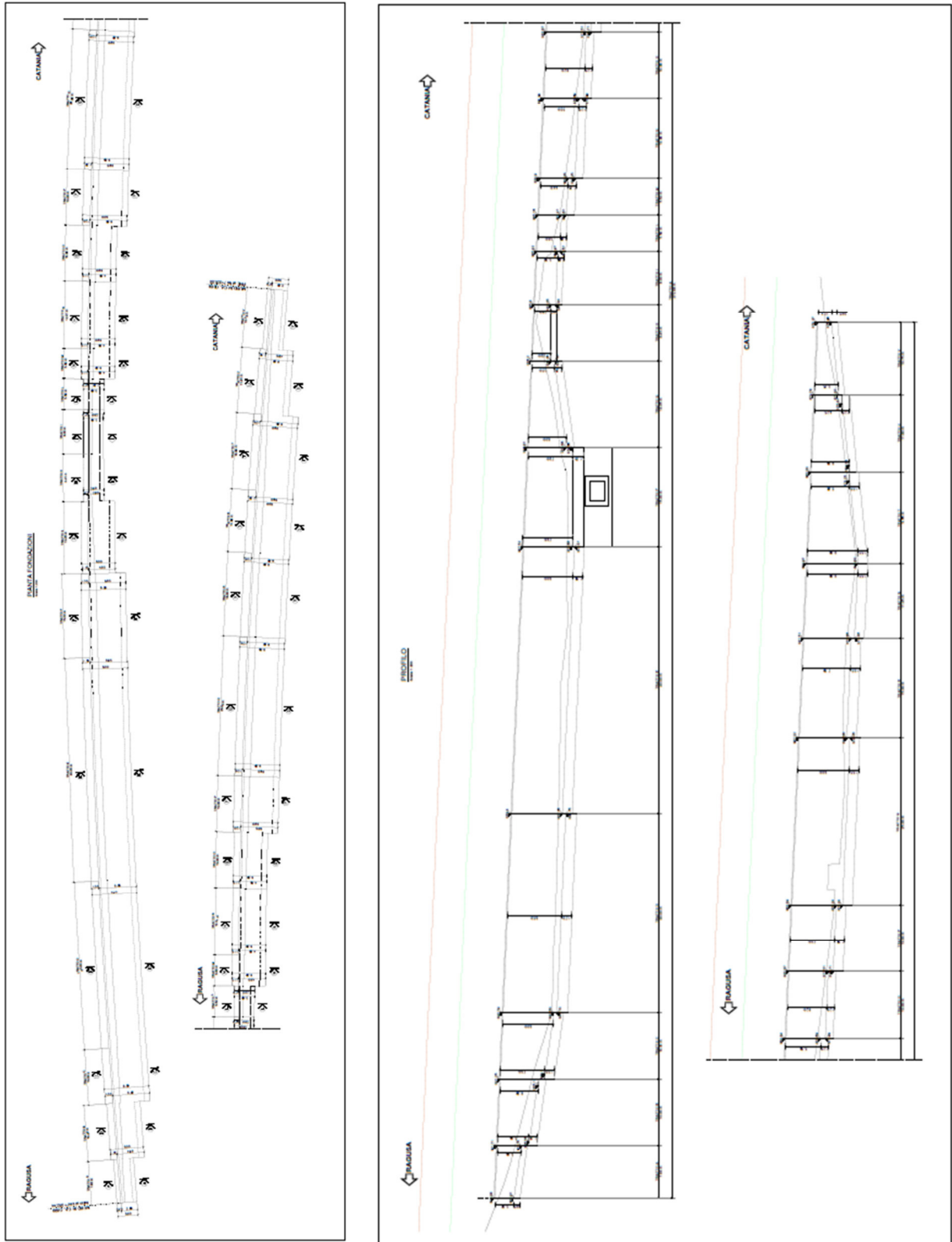
7.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il muro in oggetto viene realizzato mediante paramento in c.a. gettato in opera con pannello rivestito in pietra locale e presenta una fondazione di tipo diretta. L'opera in oggetto, presenta uno sviluppo complessivo pari a 273 m. Il muro presenta una fondazione diretta gettata in opera di spessore variabile tra 0.95÷1.70 m, larghezza variabile tra 3.60÷8.00 m e paramento di altezza variabile tra 3.80÷8.50 m.

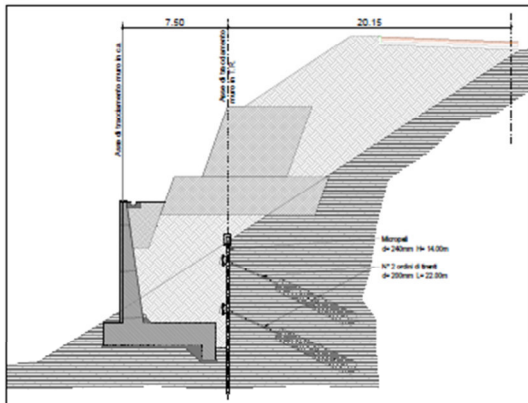
PLANIMETRIA DI TRACCIAMENTO



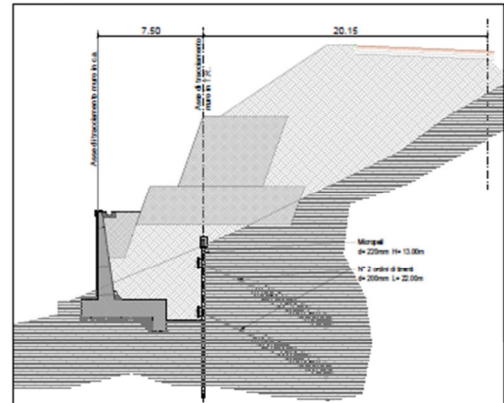
RELAZIONE DI CALCOLO



SEZIONE TRASVERSALE OPERA PROVVISORIALE - TRATTO II'



SEZIONE TRASVERSALE OPERA PROVVISORIALE - TRATTO II'



7.2 INPUT DI CALCOLO

7.2.1 DATI DI CALCOLO

			valori caratteristici SL		valori di progetto	
			E		STR/GEO	EQU
<u>Dati Geotecnici</u>						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35,00	35,00	29,26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19,00	19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21,00	21,00	17,55
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		\square			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	22,00	22,00	17,91
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	24,50	24,50	24,50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19,00	19,00	19,00
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	3980000		

Le azioni agenti su ogni muro sono descritte nei paragrafi relativi ai carichi agenti in quanto variabili in relazione alle sezioni.

RELAZIONE DI CALCOLO

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,247		0,247		0,311	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,312		0,312		0,384	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,320		0,320		0,394	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,198		2,198		1,888	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,037		2,037		1,736	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,017		2,017		1,717	

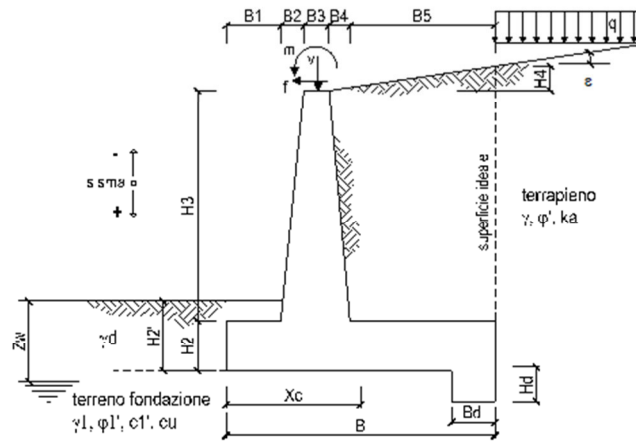
7.2.2 COEFFICIENTI PARZIALI

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,10
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

7.2.3 DATI GEOMETRICI MURO H=8.50m



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	1,21	(m)

Geometria della Fondazione

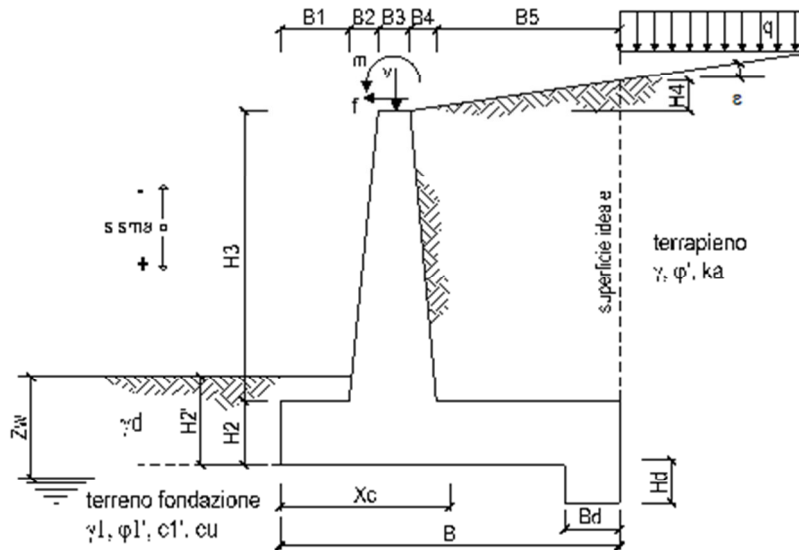
Larghezza Fondazione	B =	8,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,35	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	5,14	(m)
Altezza dente	Hd =	1,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	1,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4,00	(m)

7.2.4 CARICHI AGENTI MURO H=8.50

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	30,00	40,50	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
Coefficienti di combinazione		condizione rara $\Psi 1$	1,00	condizione quasi permanente $\Psi 2$	0,00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00		

qp= carico relativo alla quota parte di terreno eccedente la proiezione orizzontale del muro.

7.2.5 DATI GEOMETRICI MURO H=8.00m



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	1,14	(m)

Geometria della Fondazione

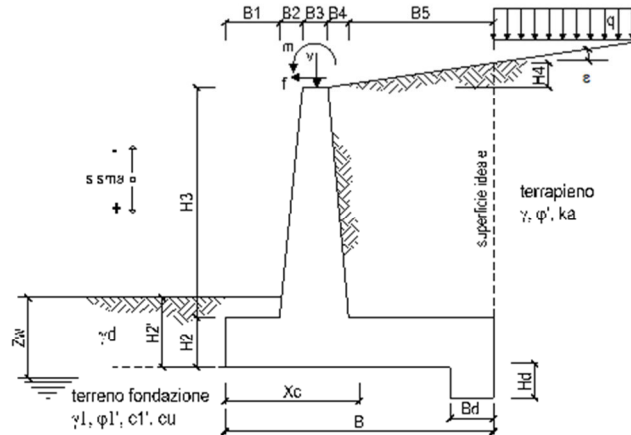
Larghezza Fondazione	B =	8,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,35	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	5,21	(m)
Altezza dente	Hd =	1,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	1,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4,00	(m)

7.2.6 CARICHI AGENTI MURO H=8.00

Carichi Agenti	Unità	SLE - sisma	valori di progetto			
			STR/GEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	30,00	40,50	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte	(kN/m ²)	qs	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
	Coefficienti di combinazione	condizione rara ψ1	1,00	condizione quasi permanente ψ2	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00	0,00	0,00

qp= carico relativo alla quota parte di terreno eccedente la proiezione orizzontale del muro.

7.2.7 DATI GEOMETRICI MURO H=6.20M



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6,20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,89	(m)

Geometria della Fondazione

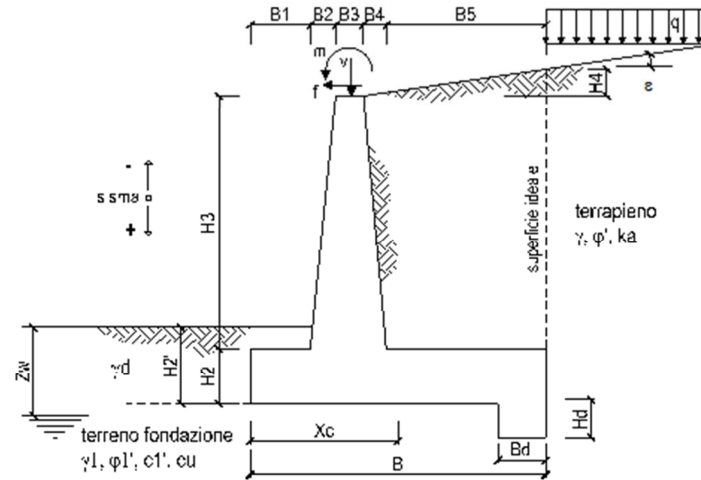
Larghezza Fondazione	B =	6,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,15	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,66	(m)
Altezza dente	Hd =	1,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	1,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3,00	(m)

7.2.8 CARICHI AGENTI MURO H=6.20M

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	30,00	40,50	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
Coefficienti di combinazione condizione rara $\Psi 1$			1,00	condizione quasi permanente $\Psi 2$		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00		

qp= carico relativo alla quota parte di terreno eccedente la proiezione orizzontale del muro.

7.2.9 DATI GEOMETRICI MURO H=3.80M



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,54	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,06	(m)
Altezza dente	Hd =	0,50	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,70	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,80	(m)

7.2.10 CARICHI AGENTI MURO H=3.80

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	qp	10,00	13,50	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte	si			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	vp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	m	0,00	0,00	0,00
Coefficiente di combinazione condizione rara ψ_1		1,00	condizione quasi permanente ψ_2		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	ms	0,00		

qp= carico relativo alla quota parte di terreno eccedente la proiezione orizzontale del muro.

7.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO

Le stratigrafie ed il complesso delle indagini eseguite hanno portato alla definizione e caratterizzazione geotecnica delle seguenti unità litologiche:

- Formazione di Ragusa membro Irminio: Alternanza di calcareniti di colore grigio – giallastre e marne siltose friabili (Mcm sciolta);

I parametri geotecnici, desunti dalle indagini eseguite nell'ultima campagna di sondaggi, sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 7.1: Parametri geotecnici modello di calcolo

Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Rilevato di nuova realizzazione (materiale di riempimento)	19	35	0.00
Litologia al di sotto dell'intradosso platea			
Ocm sciolta	24.5	22	170
Falda assente			

7.4 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica sull' opera si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine 36.983006

Latitudine 14.675784

Categoria di sottosuolo B

L'elaborato di riferimento da cui è stata desunta la categoria di sottosuolo è T01GE03GEORE01

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,319	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1,1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,1088	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0544	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			

7.5 RISULTATI VERIFICHE MURO H=8.50M

7.5.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	63,75	57,38
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	128,99	116,09
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	230,00	207,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	25,00	22,50
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	447,74	402,96
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	829,46	746,52
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	6,69	6,02
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	98,03	88,23
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	934,18	840,76
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	95,63	86,06
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	265,03	238,52
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	920,00	828,00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	187,50	168,75
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	1468,15	1321,34
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	4505,65	4055,08
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	39,34	35,40
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	241,09	216,98
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	4786,08	4307,47

RELAZIONE DI CALCOLO

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	48,70	
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	24,35	

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	101,62	
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)	50,81	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	37,45	
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	55,89	
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	14,39	
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	-1,36	
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	106,36	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	5,20	
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	14,41	
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	50,04	
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	10,20	
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	79,85	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	487,23	
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	12,03	
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	72,69	
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	571,95	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	245,06	
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	2,29	
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	18,51	
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	265,85	

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St	$= 0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	272,07	367,29	376,55
Sq perm	$= q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	79,84	107,79	0,00
Sq acc	$= q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	254,00	342,90	359,01
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	74,54	100,63	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	97,50	131,63	113,57
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	28,61	38,63	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	88,85	88,85	76,34
---	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	657,08	887,06	928,75
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	780,01	1053,01	908,53
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	326,51	440,79	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	228,90	309,02	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	48,91	48,91	42,02

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1552,17	(kN/m)
-----	--	---------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	443,53	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \varphi_1'$	0,40	(-)
-----	-----------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,61	>	1
------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	6537,33	(kNm/m)
------	--------------------	---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	970,77	(kNm/m)
------	-------------------------------------	--------	-----------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	6,73	>	1
------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr\ acc)$	1552,17	1552,17	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - Sp$	354,67	354,67	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	6239,49	6239,49	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	-30,80	-30,80	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	32,30		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,02	-0,02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7,96	7,96	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

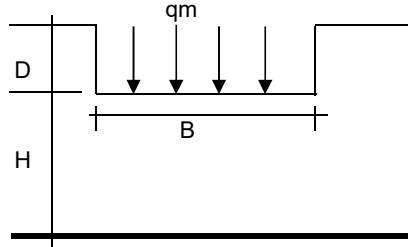
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,60	0,60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,54	0,54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,46	0,46	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	469,54	469,54	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2,41	>	1
		Nmax	2,41	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	1508,03	(kN/m)
M	-198,50	(kNm/m)
e=M/N	-0,13	(m)
B*	7,74	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1,70	(m)
D/B*	0,22	(m)
Hs/B*	2,07	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2*e) = N / B^* = 200,62 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,952 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,68 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0,25 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 * \gamma' * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kN/m)	272,07	272,07	342,31

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 * \gamma' * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka^+ - Sst1 \text{ stat}$$

(kN/m)	89,30	89,30	103,52
--------	-------	-------	--------

$$Ssq1 \text{ perm} = qp * (H2+H3+H4+Hd) * ka^+$$

(kN/m)	100,58	100,58	124,09
--------	--------	--------	--------

$$Ssq1 \text{ acc} = qs * (H2+H3+H4+Hd) * ka^+$$

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$$

(kN/m)	254,00	254,00	326,37
--------	--------	--------	--------

$$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$$

(kN/m)	83,37	83,37	98,70
--------	-------	-------	-------

$$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$$

(kN/m)	93,90	93,90	118,31
--------	-------	-------	--------

$$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta$$

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

- Componente verticale condizione sismica +

$$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} * \sin \delta$$

(kN/m)	97,50	97,50	103,24
--------	-------	-------	--------

$$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$$

(kN/m)	32,00	32,00	31,22
--------	-------	-------	-------

$$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$$

(kN/m)	36,04	36,04	37,42
--------	-------	-------	-------

$$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$$

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1' * (1+kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1' * (1+kv) * kps^+ * H2) * Hd$$

(kN/m)	86,82	86,82	74,00
--------	-------	-------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	657,08	657,08	844,31
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	215,66	215,66	255,34
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	780,01	780,01	825,93
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	256,01	256,01	249,78
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	411,31	411,31	518,25
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	288,35	288,35	299,40
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^{+} * H_2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	45,33	45,33	38,64

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 1622,63 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 581,58 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0,40 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + Sp) / T \quad \mathbf{1,28} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 6254,23 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 614,03 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{10,19} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 494,77 \quad (\text{kN/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 5916,60 \quad 5916,60 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 573,90 \quad 573,90 \quad (\text{kNm/m})$$

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	32,30		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,35	0,35	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7,29	7,29	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,48	0,48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,41	0,41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,34	0,34	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	335,89	335,89	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1,51	>	
		N_{max}	1,51	>	1

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \gamma_1 (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 k_a$	(kN/m)	272,07	272,07	342,31
$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \gamma_1 (1 - k_v) (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	60,77	60,77	67,58
$Ssq1 \text{ perm} = q_p (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) k_{as}^-$	(kN/m)	103,29	103,29	127,21
$Ssq1 \text{ acc} = q_s (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	254,00	254,00	326,37
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	56,73	56,73	64,44
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	96,43	96,43	121,28
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	97,50	97,50	103,24
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	21,78	21,78	20,38
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	37,02	37,02	38,37
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot kps \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	77,11	77,11	65,63
--	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	657,08	657,08	844,31
MSst1 sism= Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	146,76	146,76	166,69
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	780,01	780,01	825,93
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	174,21	174,21	163,07
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	422,41	422,41	531,28
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	296,13	296,13	306,93
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	1463,05	(kN/m)	
--	---------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	557,49	(kN/m)	
--	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'	0,40	(-)	
-----------	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T	1,20	>	1
----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	7550,15 [*]	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	2566,31 [*]	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr	2,94	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	1463,05	1463,05	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	480,38		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	5254,31	5254,31	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	597,89	597,89	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	32,30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,41	0,41	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	7,18	7,18	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ'/2)*e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	16,88		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0,45	0,45	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,37	0,37	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^{m+1}		0,30	0,30	(-)

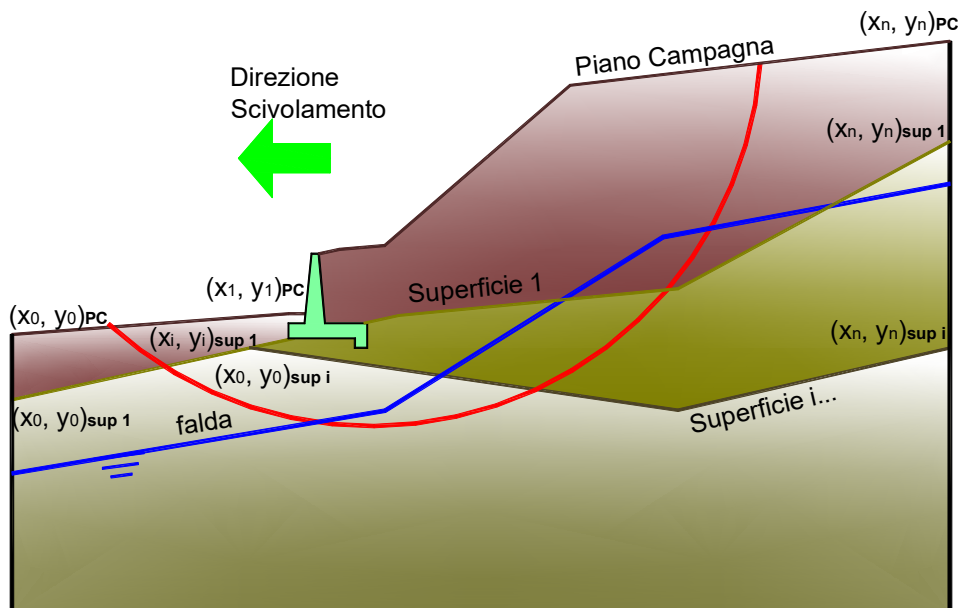
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario) 304,00 304,00 (kN/m²)

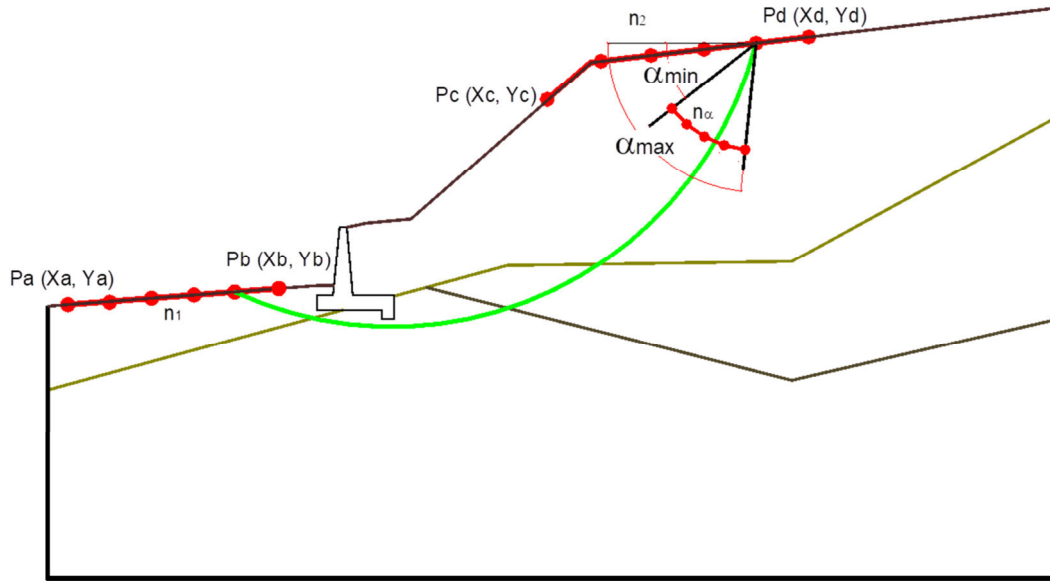
FS carico limite **$F = q_{lim} \cdot B^* / N$** Nmin **1,49** > **1,4**
Nmax **1,49** >

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	24,5	22,00	170	fondazione
materiale 2	19	35,00	0	terrapieno



RELAZIONE DI CALCOLO



Limiti ricerca superfici

Xa	70
Xb	95
n1	10

Xc	120
Xd	145
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	1331
---------------------	------

RISULTATO VERIFICA

Nel seguente tabulato si riportano le superfici più significative

N. superficie	Xc (m)	Yc (m)	R (m)	Xv (m)	Xm (m)	FS (statico)	FS (sismico)
1	89,151	138,849	44,377	72,500	130,000	1,450	1,195
2	90,355	135,939	42,190	72,500	130,000	1,512	1,251
3	89,546	142,362	47,791	72,500	132,500	1,517	1,231
4	90,835	139,097	45,263	72,500	132,500	1,575	1,284
5	91,998	136,153	43,101	72,500	132,500	1,641	1,342
6	89,843	146,345	51,630	72,500	135,000	1,585	1,265
7	91,235	142,660	48,694	72,500	135,000	1,640	1,317
8	92,479	139,363	46,193	72,500	135,000	1,703	1,372
9	93,606	136,380	44,051	72,500	135,000	1,772	1,434
10	88,294	155,670	60,069	72,500	137,500	1,611	1,263
11	90,026	150,881	55,981	72,500	137,500	1,656	1,303
12	91,540	146,692	52,548	72,500	137,500	1,707	1,349

RELAZIONE DI CALCOLO

13	92,884	142,977	49,640	72,500	137,500	1,766	1,403
14	94,089	139,643	47,160	72,500	137,500	1,833	1,462
15	95,183	136,618	45,033	72,500	137,500	1,908	1,527
16	88,147	161,630	65,803	72,500	140,000	1,686	1,304
17	90,072	156,078	60,951	72,500	140,000	1,727	1,341
18	91,736	151,276	56,911	72,500	140,000	1,775	1,384
19	93,198	147,060	53,511	72,500	140,000	1,831	1,433
20	94,498	143,310	50,625	72,500	140,000	1,894	1,490
23	87,785	168,582	72,498	72,500	142,500	1,764	1,347
24	89,952	162,075	66,685	72,500	142,500	1,802	1,380
25	91,801	156,519	61,891	72,500	142,500	1,846	1,420
26	93,407	151,696	57,889	72,500	142,500	1,898	1,465
27	94,821	147,448	54,513	72,500	142,500	1,958	1,517
31	88,999	173,796	77,850	72,500	145,000	1,912	1,436
32	91,225	166,463	71,253	72,500	145,000	1,945	1,467
33	93,107	160,260	65,853	72,500	145,000	1,987	1,504
34	94,729	154,917	61,370	72,500	145,000	2,037	1,548
40	90,137	138,430	43,305	75,000	130,000	1,412	1,161
41	91,367	135,571	41,112	75,000	130,000	1,469	1,215
42	90,542	141,876	46,682	75,000	132,500	1,486	1,204
43	91,859	138,663	44,151	75,000	132,500	1,541	1,254
44	93,042	135,773	41,990	75,000	132,500	1,603	1,310
45	90,847	145,788	50,483	75,000	135,000	1,561	1,244
46	92,267	142,156	47,545	75,000	135,000	1,613	1,294
47	93,534	138,915	45,047	75,000	135,000	1,672	1,347
48	94,677	135,990	42,910	75,000	135,000	1,739	1,406
49	91,033	150,251	54,792	75,000	137,500	1,637	1,287
50	92,579	146,116	51,361	75,000	137,500	1,686	1,331
51	93,946	142,458	48,458	75,000	137,500	1,743	1,383
52	95,170	139,184	45,986	75,000	137,500	1,807	1,439
53	96,278	136,219	43,868	75,000	137,500	1,879	1,502
54	91,080	155,372	59,720	75,000	140,000	1,715	1,330
55	92,779	150,625	55,682	75,000	140,000	1,761	1,371
56	94,266	146,468	52,290	75,000	140,000	1,814	1,418
57	95,586	142,780	49,415	75,000	140,000	1,875	1,473
58	96,772	139,467	46,962	75,000	140,000	1,945	1,533
60	90,958	161,289	65,408	75,000	142,500	1,794	1,372
61	92,845	155,788	60,617	75,000	142,500	1,837	1,410
62	94,479	151,026	56,625	75,000	142,500	1,887	1,455
63	95,915	146,842	53,263	75,000	142,500	1,945	1,505
67	90,001	172,828	76,457	75,000	145,000	1,910	1,432

RELAZIONE DI CALCOLO

68	92,274	165,551	69,863	75,000	145,000	1,942	1,462
69	94,190	159,413	64,478	75,000	145,000	1,983	1,499
70	95,837	154,141	60,017	75,000	145,000	2,031	1,541
76	92,350	135,213	40,067	77,500	130,000	1,435	1,184
77	91,506	141,406	45,610	77,500	132,500	1,462	1,180
78	92,854	138,241	43,070	77,500	132,500	1,513	1,230
79	94,062	135,402	40,905	77,500	132,500	1,572	1,283
80	91,819	145,249	49,371	77,500	135,000	1,543	1,228
81	93,272	141,666	46,427	77,500	135,000	1,592	1,273
82	94,564	138,478	43,928	77,500	135,000	1,649	1,326
83	95,728	135,608	41,792	77,500	135,000	1,713	1,383
84	92,010	149,641	53,641	77,500	137,500	1,624	1,275
85	93,591	145,555	50,203	77,500	137,500	1,672	1,318
86	94,985	141,951	47,302	77,500	137,500	1,726	1,366
87	96,230	138,734	44,834	77,500	137,500	1,788	1,422
88	97,355	135,827	42,721	77,500	137,500	1,858	1,483
89	92,058	154,687	58,527	77,500	140,000	1,707	1,321
90	93,795	149,989	54,483	77,500	140,000	1,751	1,361
91	95,312	145,888	51,094	77,500	140,000	1,804	1,407
92	96,655	142,258	48,226	77,500	140,000	1,863	1,459
93	97,858	139,006	45,781	77,500	140,000	1,931	1,519
95	91,932	160,528	64,171	77,500	142,500	1,789	1,367
96	93,863	155,076	59,375	77,500	142,500	1,832	1,405
97	95,529	150,370	55,387	77,500	142,500	1,882	1,448
98	96,990	146,246	52,034	77,500	142,500	1,939	1,497
102	90,970	171,893	75,111	77,500	145,000	1,913	1,432
103	93,296	164,662	68,508	77,500	145,000	1,944	1,461
104	95,252	158,584	63,131	77,500	145,000	1,985	1,497
105	96,927	153,378	58,687	77,500	145,000	2,033	1,539
111	93,297	134,869	39,059	80,000	130,000	1,409	1,160
112	93,816	137,832	42,025	80,000	132,500	1,495	1,211
113	95,052	135,042	39,851	80,000	132,500	1,551	1,263
114	92,754	144,731	48,303	80,000	135,000	1,532	1,217
115	94,245	141,191	45,344	80,000	135,000	1,580	1,260
116	95,568	138,052	42,838	80,000	135,000	1,634	1,311
117	96,755	135,234	40,700	80,000	135,000	1,696	1,366
118	92,951	149,053	52,532	80,000	137,500	1,618	1,268
119	94,573	145,011	49,081	80,000	137,500	1,664	1,309
120	95,999	141,457	46,175	80,000	137,500	1,717	1,356
121	97,268	138,293	43,706	80,000	137,500	1,778	1,411
122	98,412	135,443	41,597	80,000	137,500	1,847	1,471

RELAZIONE DI CALCOLO

123	93,000	154,028	57,377	80,000	140,000	1,705	1,318
124	94,782	149,373	53,320	80,000	140,000	1,749	1,357
125	96,333	145,323	49,927	80,000	140,000	1,800	1,402
126	97,702	141,748	47,061	80,000	140,000	1,859	1,452
127	98,925	138,553	44,622	80,000	140,000	1,926	1,512
129	92,871	159,794	62,981	80,000	142,500	1,791	1,366
130	94,851	154,384	58,169	80,000	142,500	1,834	1,403
131	96,555	149,729	54,178	80,000	142,500	1,883	1,446
132	98,043	145,662	50,830	80,000	142,500	1,940	1,494
133	99,362	142,059	47,995	80,000	142,500	2,005	1,550
136	91,900	170,994	73,817	80,000	145,000	1,919	1,434
137	94,288	163,800	67,193	80,000	145,000	1,952	1,464
138	96,288	157,774	61,816	80,000	145,000	1,993	1,500
139	97,996	152,629	57,381	80,000	145,000	2,041	1,542
145	94,738	137,441	41,023	82,500	132,500	1,483	1,199
146	96,009	134,693	38,833	82,500	132,500	1,537	1,248
147	95,181	140,735	44,303	82,500	135,000	1,574	1,252
148	96,539	137,640	41,783	82,500	135,000	1,627	1,302
149	97,753	134,870	39,637	82,500	135,000	1,688	1,356
150	95,518	144,486	48,000	82,500	137,500	1,664	1,305
151	96,981	140,978	45,081	82,500	137,500	1,716	1,351
152	98,279	137,864	42,608	82,500	137,500	1,776	1,406
153	99,446	135,066	40,497	82,500	137,500	1,844	1,464
154	93,899	153,398	56,279	82,500	140,000	1,709	1,318
155	95,734	148,778	52,198	82,500	140,000	1,753	1,356
156	97,324	144,773	48,794	82,500	140,000	1,804	1,401
157	98,723	141,250	45,925	82,500	140,000	1,863	1,452
158	99,970	138,109	43,487	82,500	140,000	1,931	1,510
160	93,767	159,094	61,843	82,500	142,500	1,798	1,369
161	95,804	153,716	57,005	82,500	142,500	1,842	1,406
162	97,551	149,107	53,003	82,500	142,500	1,892	1,448
163	99,072	145,092	49,654	82,500	142,500	1,950	1,497
167	95,245	162,968	65,926	82,500	145,000	1,965	1,470
168	97,296	156,987	60,537	82,500	145,000	2,008	1,506
169	99,041	151,897	56,105	82,500	145,000	2,058	1,549
175	95,614	137,069	40,072	85,000	132,500	1,480	1,191
176	96,925	134,360	37,859	85,000	132,500	1,533	1,241
177	96,073	140,300	43,311	85,000	135,000	1,576	1,250
178	97,472	137,244	40,769	85,000	135,000	1,630	1,298
179	98,719	134,519	38,610	85,000	135,000	1,690	1,353
180	96,422	143,986	46,967	85,000	137,500	1,671	1,307

RELAZIONE DI CALCOLO

181	97,927	140,517	44,029	85,000	137,500	1,724	1,353
182	99,259	137,448	41,543	85,000	137,500	1,784	1,405
183	100,452	134,700	39,426	85,000	137,500	1,853	1,466
184	96,644	148,210	51,125	85,000	140,000	1,764	1,361
185	98,280	144,243	47,701	85,000	140,000	1,816	1,406
186	99,714	140,766	44,822	85,000	140,000	1,877	1,457
187	100,989	137,677	42,380	85,000	140,000	1,945	1,516
189	96,717	153,077	55,891	85,000	142,500	1,856	1,412
190	98,513	148,506	51,868	85,000	142,500	1,908	1,456
191	100,072	144,538	48,510	85,000	142,500	1,968	1,506
195	96,160	162,173	64,714	85,000	145,000	1,983	1,479
196	98,270	156,226	59,301	85,000	145,000	2,029	1,517
203	97,792	134,045	36,936	87,500	132,500	1,539	1,241
204	96,911	139,891	42,378	87,500	135,000	1,585	1,254
205	98,359	136,867	39,805	87,500	135,000	1,640	1,302
206	99,644	134,182	37,625	87,500	135,000	1,702	1,357
207	97,274	143,513	45,992	87,500	137,500	1,684	1,313
208	98,831	140,076	43,023	87,500	137,500	1,739	1,361
209	100,202	137,048	40,519	87,500	137,500	1,802	1,414
210	101,426	134,346	38,389	87,500	137,500	1,873	1,475
211	97,505	147,671	50,109	87,500	140,000	1,781	1,370
212	99,195	143,736	46,654	87,500	140,000	1,837	1,416
213	100,671	140,300	43,758	87,500	140,000	1,900	1,469
214	101,978	137,257	41,306	87,500	140,000	1,971	1,528
216	97,582	152,472	54,835	87,500	142,500	1,877	1,423
217	99,436	147,929	50,780	87,500	142,500	1,932	1,469
218	101,039	144,002	47,405	87,500	142,500	1,996	1,520
222	97,026	161,420	63,566	87,500	145,000	2,006	1,491
223	99,204	155,496	58,116	87,500	145,000	2,057	1,532
230	98,599	133,751	36,076	90,000	132,500	1,552	1,248
231	99,192	136,513	38,901	90,000	135,000	1,659	1,312
232	100,523	133,862	36,689	90,000	135,000	1,725	1,369
233	99,683	139,660	42,075	90,000	137,500	1,763	1,374
234	101,101	136,666	39,542	90,000	137,500	1,830	1,429
235	102,362	134,005	37,393	90,000	137,500	1,905	1,493
236	98,308	147,170	49,163	90,000	140,000	1,804	1,383
237	100,061	143,256	45,664	90,000	140,000	1,865	1,432
238	101,586	139,853	42,739	90,000	140,000	1,933	1,487
239	102,931	136,853	40,271	90,000	140,000	2,010	1,549
241	98,389	151,907	53,850	90,000	142,500	1,902	1,437
242	100,311	147,382	49,748	90,000	142,500	1,963	1,486

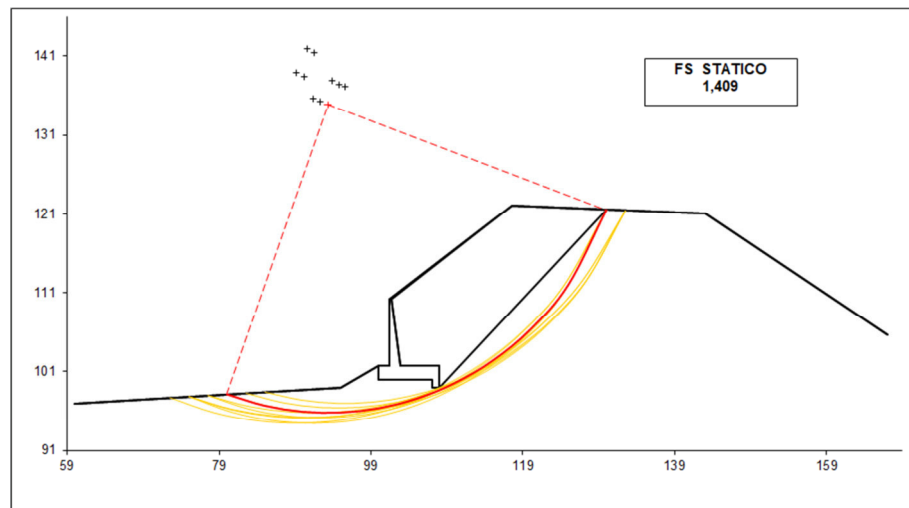
RELAZIONE DI CALCOLO

243	101,966	143,488	46,345	90,000	142,500	2,033	1,541
254	99,957	136,188	38,069	92,500	135,000	1,686	1,328
255	101,345	133,563	35,815	92,500	135,000	1,757	1,388
256	100,473	139,275	41,197	92,500	137,500	1,794	1,392
257	101,947	136,307	38,623	92,500	137,500	1,868	1,452
258	103,252	133,681	36,446	92,500	137,500	1,950	1,519
259	100,869	142,809	44,741	92,500	140,000	1,899	1,452
260	102,451	139,431	41,777	92,500	140,000	1,975	1,512
263	101,130	146,871	48,783	92,500	142,500	2,001	1,508
275	102,095	133,290	35,016	95,000	135,000	1,798	1,414
276	102,729	135,975	37,774	95,000	137,500	1,914	1,480
278	101,604	142,401	43,901	95,000	140,000	1,940	1,477
279	103,256	139,039	40,881	95,000	140,000	2,027	1,542
282	101,880	146,402	47,899	95,000	142,500	2,045	1,533

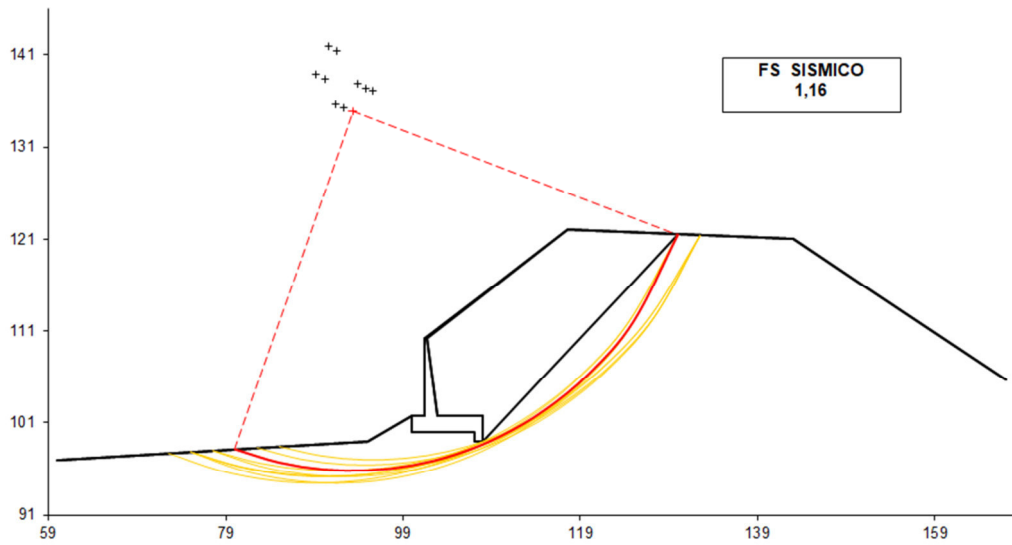
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
293	STATICO	1,409
	SISMICO	1,160

Condizione statica

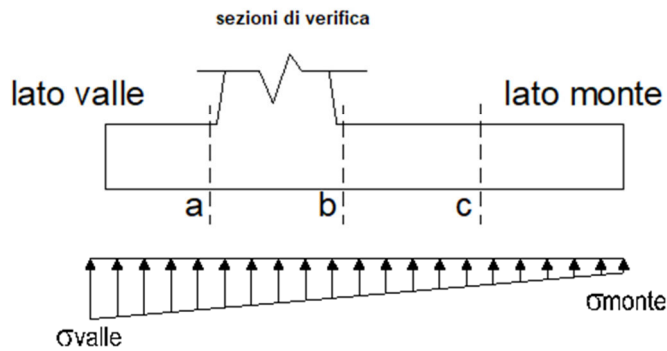


Condizione sismica



7.5.2 Verifiche strutturali

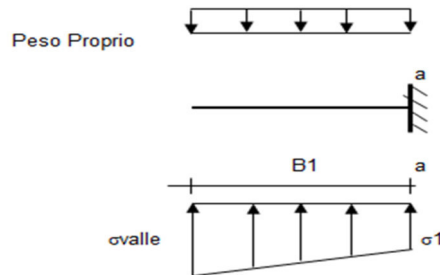
Reazioni del terreno



caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	1552,17	-30,80	191,13	196,91
	1552,17	-30,80	191,13	196,91
sisma+	1622,63	573,90	256,63	149,03
	1622,63	573,90	256,63	149,03
sisma-	1463,05	597,89	238,93	126,83
	1463,05	597,89	238,93	126,83

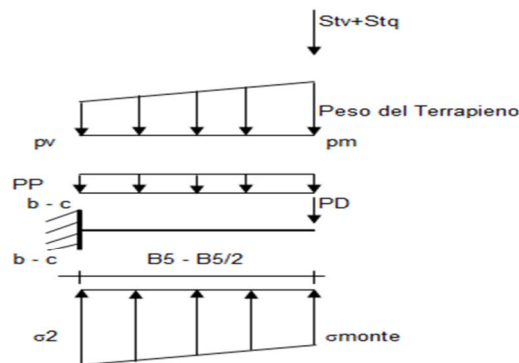
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	191,13	192,11	135,74	201,31
	191,13	192,11	135,74	201,31
sisma+	256,63	238,47	187,51	270,52
	256,63	238,47	189,61	270,52
sisma-	238,93	220,02	175,36	245,99
	238,93	220,02	173,25	245,99

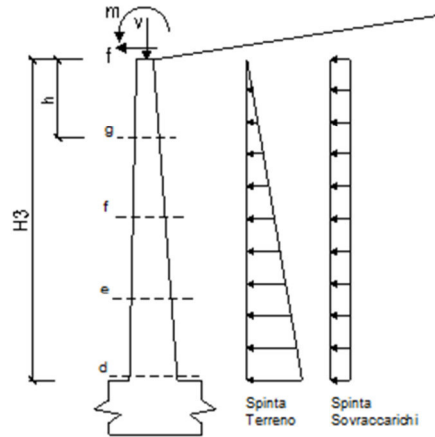


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	196,91	193,20	-995,99	-247,64	195,06	-395,90	-220,54
	196,91	193,20	-995,99	-247,64	195,06	-395,90	-220,54
sisma+	149,03	218,11	-1442,82	-360,63	183,57	-547,14	-321,77
	149,03	218,11	-1442,82	-360,63	183,57	-547,14	-321,77
sisma-	126,83	198,80	-1421,45	-426,52	162,81	-569,12	-307,49
	126,83	198,80	-1421,45	-426,52	162,81	-569,12	-307,49



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	606,19	337,81	0,00	944,00	0,00	192,74	192,74
e-e	6,38	255,74	190,02	0,00	445,76	0,00	120,37	120,37
f-f	4,25	75,77	84,45	0,00	160,23	0,00	64,12	64,12
g-g	2,13	9,47	21,11	0,00	30,59	0,00	24,00	24,00

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	213,95	79,49	0,00	293,44
e-e	6,38	120,35	59,61	0,00	179,96
f-f	4,25	53,49	39,74	0,00	93,23
g-g	2,13	13,37	19,87	0,00	33,24

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	449,03	157,86	315,22	0,00	69,23	991,34	0,00	203,22	203,22
e-e	6,38	189,43	66,60	177,31	0,00	33,35	466,69	0,00	126,91	126,91
f-f	4,25	56,13	19,73	78,80	0,00	12,34	167,00	0,00	67,61	67,61
g-g	2,13	7,02	2,47	19,70	0,00	2,46	31,65	0,00	25,30	25,30

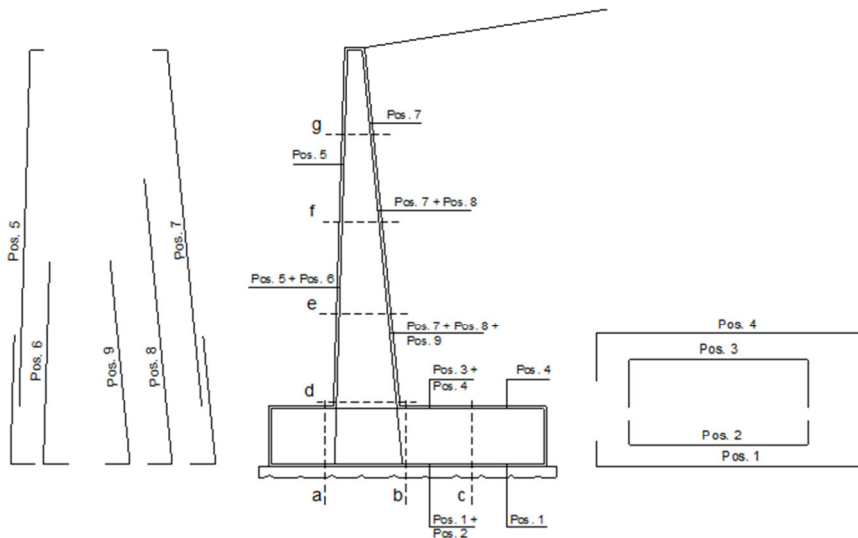
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	158,48	55,72	74,17	0,00	20,97	309,33
e-e	6,38	89,15	31,34	55,63	0,00	13,09	189,21
f-f	4,25	39,62	13,93	37,08	0,00	6,98	97,61
g-g	2,13	9,91	3,48	18,54	0,00	2,61	34,54

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	449,03	107,43	323,73	0,00	69,23	949,41	0,00	182,25	182,25
e-e	6,38	189,43	45,32	182,10	0,00	33,35	450,20	0,00	113,82	113,82
f-f	4,25	56,13	13,43	80,93	0,00	12,34	162,83	0,00	60,63	60,63
g-g	2,13	7,02	1,68	20,23	0,00	2,46	31,39	0,00	22,69	22,69

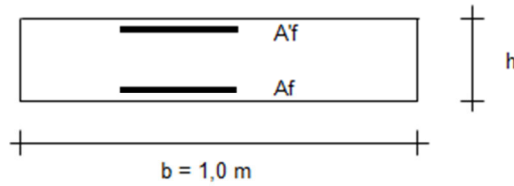
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	158,48	37,92	76,17	0,00	20,97	293,53
e-e	6,38	89,15	21,33	57,13	0,00	13,09	180,70
f-f	4,25	39,62	9,48	38,09	0,00	6,98	94,16
g-g	2,13	9,91	2,37	19,04	0,00	2,61	33,93

SCHEMA DELLE ARMATURE



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	5,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	7,0	16		8	2,0	16	<input type="checkbox"/>
				9	5,0	16	<input type="checkbox"/>

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	189,61	0,00	1,70	10,05	24,13	646,53
b - b	-1442,82	0,00	1,70	24,13	10,05	1516,62
c - c	-569,12	0,00	1,70	14,07	10,05	894,49
d - d	991,34	203,22	1,51	24,13	10,05	1482,28
e - e	466,69	126,91	1,21	24,13	10,05	1123,55
f - f	167,00	67,61	0,91	14,07	10,05	484,73
g - g	31,65	25,30	0,60	10,05	10,05	220,17

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

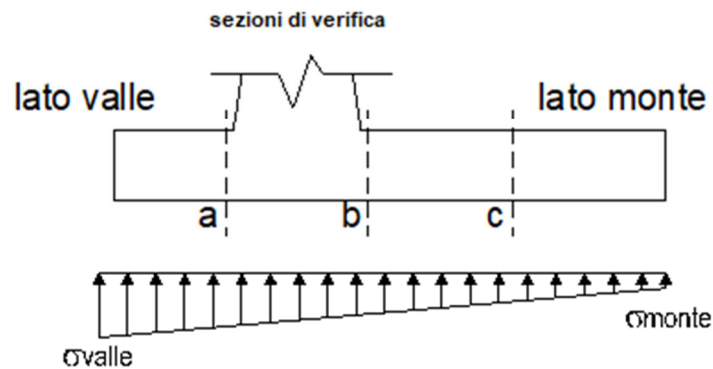
VERIFICA A TAGLIO

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	270,52	1,70	508,37
b - b	426,52	1,70	508,37
c - c	321,77	1,70	508,37
d - d	309,33	1,51	490,80
e - e	189,21	1,21	401,74
f - f	97,61	0,91	312,66
g - g	34,54	0,60	221,96

VERIFICA A FESSURAZIONE

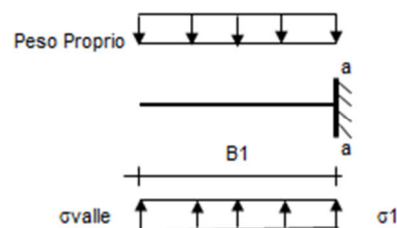
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	1508,03	-198,50	169,89	207,11
	1508,03	-198,50	169,89	207,11
Q.P.	1508,03	-198,50	169,89	207,11
	1508,03	-198,50	169,89	207,11



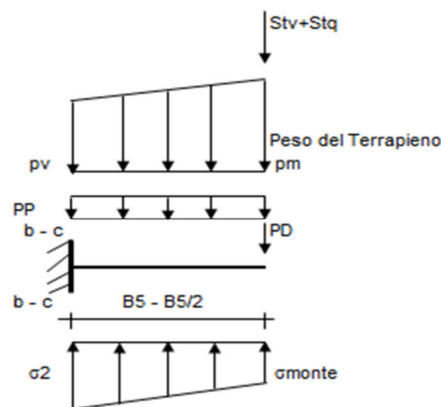
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	169,89	176,18	118,00
	169,89	176,18	118,00
Q.P.	169,89	176,18	118,00
	169,89	176,18	118,00



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	207,11	183,22	-723,45	195,17	-259,99
	207,11	183,22	-723,45	195,17	-259,99
Q.P.	207,11	183,22	-723,45	195,17	-259,99
	207,11	183,22	-723,45	195,17	-259,99



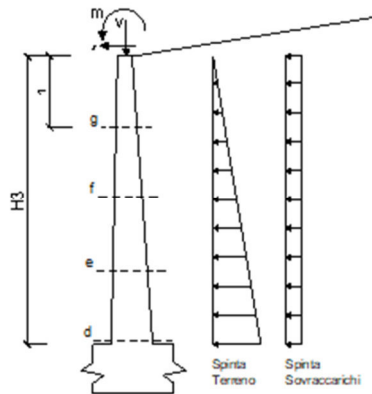
Azioni sul parameno verticale

condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	449,03	250,23	0,00	699,26	0,00	192,74	192,74
e-e	6,38	189,43	140,76	0,00	330,19	0,00	120,37	120,37
f-f	4,25	56,13	62,56	0,00	118,69	0,00	64,12	64,12
g-g	2,13	7,02	15,64	0,00	22,66	0,00	24,00	24,00

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,50	449,03	250,23	0,00	699,26	0,00	192,74	192,74
e-e	6,38	189,43	140,76	0,00	330,19	0,00	120,37	120,37
f-f	4,25	56,13	62,56	0,00	118,69	0,00	64,12	64,12
g-g	2,13	7,02	15,64	0,00	22,66	0,00	24,00	24,00



Verifica

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	118,00	0,00	1,70	10,05	24,13	0,64	74,48	0,128	0,200
b - b	-723,45	0,00	1,70	24,13	10,05	2,90	194,59	0,199	0,200
c - c	-259,99	0,00	1,70	14,07	10,05	1,31	118,28	0,163	0,200
d - d	699,26	192,74	1,51	24,13	10,05	3,48	176,88	0,181	0,200
e - e	330,19	120,37	1,21	24,13	10,05	2,39	105,63	0,108	0,200
f - f	118,69	64,12	0,91	14,07	10,05	1,71	85,38	0,118	0,200
g - g	22,66	24,00	0,60	10,05	10,05	0,75	33,32	0,057	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	118,00	0,00	1,70	10,05	24,13	0,64	74,48	0,128	0,200
b - b	-723,45	0,00	1,70	24,13	10,05	2,90	194,59	0,199	0,200
c - c	-259,99	0,00	1,70	14,07	10,05	1,31	118,28	0,163	0,200
d - d	699,26	192,74	1,51	24,13	10,05	3,48	176,88	0,181	0,200
e - e	330,19	120,37	1,21	24,13	10,05	2,39	105,63	0,108	0,200
f - f	118,69	64,12	0,91	14,07	10,05	1,71	85,38	0,118	0,200
g - g	22,66	24,00	0,60	10,05	10,05	0,75	33,32	0,057	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

7.5.3 Verifiche tensionali

Condizione Statica							
Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	118,00	0,00	1,70	10,05	24,13	0,64	74,48
b - b	-723,45	0,00	1,70	24,13	10,05	2,90	194,59
c - c	-259,99	0,00	1,70	14,07	10,05	1,31	118,28
d - d	699,26	192,74	1,51	24,13	10,05	3,48	176,88
e - e	330,19	120,37	1,21	24,13	10,05	2,39	105,63
f - f	118,69	64,12	0,91	14,07	10,05	1,71	85,38
g - g	22,66	24,00	0,60	10,05	10,05	0,75	33,32

7.6 RISULTATI VERIFICHE MURO H=8.00M

7.6.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	60,00	54,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	114,30	102,87
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	230,00	207,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	25,00	22,50
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	429,30	386,37
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	791,46	712,32
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	6,69	6,02
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	86,87	78,18
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	885,02	796,52
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	90,00	81,00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	232,14	208,93
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	920,00	828,00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	187,50	168,75
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	1429,64	1286,68
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	4271,14	3844,02
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	39,34	35,40
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	209,53	188,57
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	4520,00	4068,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	46,70	
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	23,35	

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	96,27	
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	48,14	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	33,61	
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	47,45	
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	14,39	
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	-1,36	
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	94,09	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	4,90	
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	12,63	
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	50,04	
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	10,20	
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	77,76	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	443,39	
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	11,66	
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	61,26	
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	516,32	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	232,30	
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	2,28	
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	15,90	
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	250,48	

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	247,37	333,95	342,37
Sq perm =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	76,13	102,78	0,00
Sq acc =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	230,94	311,77	326,42
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	71,08	95,95	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	88,65	119,68	103,26
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	27,28	36,83	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	88,85	88,85	76,34
--	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	558,95	754,58	790,04
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	709,21	957,43	826,06
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	293,57	396,32	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	218,27	294,66	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	48,91	48,91	42,02

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1470,83	(kN/m)
-----	--	---------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	407,73	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,40	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,68	>	1
------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	6180,74	(kNm/m)
------	--------------------	---------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	832,06	(kNm/m)
------	-------------------------------------	--------	---------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	7,43	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr\ acc)$	1470,83	1470,83	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = St_h + Sq_h + f - Sp$	318,87	318,87	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	6001,92	6001,92	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	-118,60	-118,60	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B * N_{\gamma} * i_{\gamma}$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	29,45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,08	-0,08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7,84	7,84	(m)

I valori di N_c , N_q e N_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

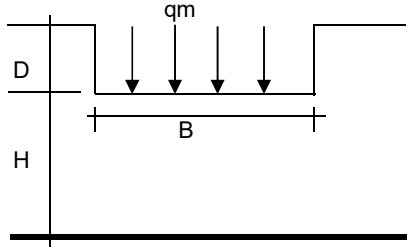
$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,61	0,61	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,56	0,56	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B * c' \cot(\phi')))^{m+1}$		0,48	0,48	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	470,11	470,11	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2,51	>	1
		Nmax	2,51	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	1430,25	(kN/m)
M	-254,67	(kNm/m)
e=M/N	-0,18	(m)
B*	7,64	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1,55	(m)
D/B*	0,20	(m)
Hs/B*	2,09	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 192,42 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,953 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,68 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 0,24 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 * \gamma' * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kN/m)	247,37	247,37	311,24

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 * \gamma' * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat}$$

(kN/m)	81,19	81,19	94,13
--------	-------	-------	-------

$$Ssq1 \text{ perm} = qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$$

(kN/m)	95,90	95,90	118,32
--------	-------	-------	--------

$$Ssq1 \text{ acc} = qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$$

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$$

(kN/m)	230,94	230,94	296,75
--------	--------	--------	--------

$$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$$

(kN/m)	75,80	75,80	89,74
--------	-------	-------	-------

$$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$$

(kN/m)	89,53	89,53	112,81
--------	-------	-------	--------

$$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta$$

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

- Componente verticale condizione sismica +

$$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} * \sin \delta$$

(kN/m)	88,65	88,65	93,87
--------	-------	-------	-------

$$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$$

(kN/m)	29,10	29,10	28,39
--------	-------	-------	-------

$$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$$

(kN/m)	34,37	34,37	35,69
--------	-------	-------	-------

$$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$$

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1' * (1+kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1' * (1+kv) * kps^+ * H2) * Hd$$

(kN/m)	86,82	86,82	74,00
--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

RELAZIONE DI CALCOLO

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	558,95	558,95	718,22
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	183,45	183,45	217,21
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	709,21	709,21	750,96
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	232,77	232,77	227,11
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	369,81	369,81	465,96
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	274,95	274,95	285,49
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H^2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	45,33	45,33	38,64

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs) * (H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		1537,92	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		539,25	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg\phi_1'$		0,40	(-)
Fs =	$(N * f + Sp) / T$		1,31	>
				1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		5949,64	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		458,64	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr		12,97	>
				1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr \text{ acc})$	1537,92	1537,92	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	452,43		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	5726,86	5726,86	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	424,82	424,82	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	29,45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,28	0,28	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7,45	7,45	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,50	0,50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,42	0,42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0,35	0,35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	343,41	343,41	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1,66	>	1
		N_{max}	1,66	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1_{stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	247,37	247,37	311,24
$Sst1_{sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1_{stat}$	(kN/m)	55,25	55,25	61,45
$Ssq1_{perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	98,49	98,49	121,30
$Ssq1_{acc} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h_{stat} = Sst1_{stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	230,94	230,94	296,75
$Sst1h_{sism} = Sst1_{sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	51,58	51,58	58,59
$Ssq1h_{perm} = Ssq1_{perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	91,95	91,95	115,65
$Ssq1h_{acc} = Ssq1_{acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	88,65	88,65	93,87
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	19,80	19,80	18,53
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	35,30	35,30	36,58
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \gamma_1 (1-kv) Hd^2 kps + (2 \cdot c_1 kps^{-0.5} + \gamma_1 (1-kv) kps \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	77,11	77,11	65,63
---	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	558,95	558,95	718,22
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	124,84	124,84	141,80
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kNm/m)	709,21	709,21	750,96
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kNm/m)	158,40	158,40	148,26
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	379,80	379,80	477,68
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	282,37	282,37	292,67
MSP = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		1386,58	(kN/m)	
--	--	---------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		517,45	(kN/m)	
--	--	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'		0,40	(-)	
-----------	--	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T		1,23	>	1
----------------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3		7141,53	(kNm/m)	
-----------------------	--	---------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts		2276,34	(kNm/m)	
---	--	---------	-----------	--

Fr = Ms / Mr		3,14	>	1
---------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1386,58	1386,58	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	440,34		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	5097,39	5097,39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	448,93	448,93	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	29,45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,32	0,32	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7,35	7,35	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,47	0,47	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,39	0,39	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,32	0,32	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	311,30	311,30	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1,65	>	1
		Nmax	1,65	>	

RELAZIONE DI CALCOLO

Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	95
n1	10

Xc	135
Xd	155
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	1331
------------------------	------

RISULTATO VERIFICA

Nel seguente tabulato si riportano le superfici più significative

N. superficie	Xc (m)	Yc (m)	R (m)	Xv (m)	Xm (m)	FS (statico)	FS (sismico)
1	85,099	157,577	63,360	77,000	137,000	1,422	1,125
2	87,484	152,177	58,389	77,000	137,000	1,456	1,157
3	89,527	147,550	54,279	77,000	137,000	1,496	1,193
4	91,306	143,522	50,839	77,000	137,000	1,542	1,235
5	92,877	139,964	47,933	77,000	137,000	1,595	1,285
6	94,282	136,783	45,460	77,000	137,000	1,655	1,339
7	84,090	164,058	69,682	77,000	139,000	1,475	1,157
8	86,794	157,712	63,732	77,000	139,000	1,507	1,185
9	89,078	152,352	58,867	77,000	139,000	1,544	1,219
10	91,043	147,740	54,832	77,000	139,000	1,587	1,258
11	92,761	143,709	51,446	77,000	139,000	1,637	1,303
12	94,282	140,138	48,580	77,000	139,000	1,694	1,355
13	95,647	136,936	46,135	77,000	139,000	1,759	1,412
14	82,731	171,731	77,207	77,000	141,000	1,532	1,187
15	85,842	164,173	69,996	77,000	141,000	1,559	1,214
16	88,428	157,890	64,179	77,000	141,000	1,593	1,245
17	90,623	152,558	59,404	77,000	141,000	1,634	1,282
18	92,518	147,952	55,432	77,000	141,000	1,680	1,323
19	94,180	143,914	52,092	77,000	141,000	1,734	1,371
20	95,657	140,325	49,258	77,000	141,000	1,796	1,426
21	96,985	137,098	46,839	77,000	141,000	1,865	1,486
22	84,559	171,802	77,435	77,000	143,000	1,614	1,244
23	87,529	164,339	70,394	77,000	143,000	1,643	1,272
24	90,010	158,104	64,689	77,000	143,000	1,682	1,305
25	92,124	152,791	59,992	77,000	143,000	1,725	1,344
26	93,957	148,185	56,074	77,000	143,000	1,776	1,388
27	95,569	144,134	52,772	77,000	143,000	1,834	1,439
28	97,006	140,523	49,966	77,000	143,000	1,900	1,497

RELAZIONE DI CALCOLO

30	81,330	187,994	93,358	77,000	145,000	1,710	1,295
31	85,197	177,468	83,136	77,000	145,000	1,729	1,316
32	88,308	168,998	75,117	77,000	145,000	1,755	1,342
33	90,879	162,001	68,681	77,000	145,000	1,790	1,373
34	93,049	156,093	63,421	77,000	145,000	1,832	1,410
35	94,915	151,013	59,059	77,000	145,000	1,880	1,453
36	96,545	146,576	55,401	77,000	145,000	1,937	1,502
40	81,608	196,365	101,733	77,000	147,000	1,845	1,378
41	85,757	184,109	89,800	77,000	147,000	1,859	1,394
42	89,042	174,402	80,571	77,000	147,000	1,882	1,418
43	91,722	166,485	73,243	77,000	147,000	1,913	1,447
44	93,961	159,872	67,307	77,000	147,000	1,952	1,482
45	95,869	154,235	62,419	77,000	147,000	1,999	1,524
51	86,222	191,966	97,666	77,000	149,000	2,008	1,481
52	89,724	180,716	86,916	77,000	149,000	2,027	1,502
53	92,538	171,674	78,491	77,000	149,000	2,054	1,529
95	85,791	157,092	62,515	79,000	137,000	1,419	1,123
96	88,230	151,710	57,508	79,000	137,000	1,454	1,154
97	90,313	147,114	53,379	79,000	137,000	1,493	1,190
98	92,122	143,124	49,931	79,000	137,000	1,539	1,231
99	93,715	139,609	47,023	79,000	137,000	1,591	1,280
100	95,137	136,472	44,550	79,000	137,000	1,651	1,333
101	84,766	163,529	68,823	79,000	139,000	1,476	1,156
102	87,534	157,194	62,829	79,000	139,000	1,508	1,184
103	89,863	151,861	57,941	79,000	139,000	1,544	1,218
104	91,862	147,286	53,896	79,000	139,000	1,587	1,256
105	93,604	143,298	50,508	79,000	139,000	1,637	1,301
106	95,144	139,773	47,644	79,000	139,000	1,694	1,353
107	96,522	136,618	45,204	79,000	139,000	1,758	1,409
108	83,384	171,163	76,342	79,000	141,000	1,534	1,187
109	86,570	163,604	69,072	79,000	141,000	1,561	1,215
110	89,209	157,343	63,225	79,000	141,000	1,596	1,246
111	91,441	152,046	58,438	79,000	141,000	1,636	1,282
112	93,364	147,483	54,464	79,000	141,000	1,683	1,323
113	95,047	143,491	51,127	79,000	141,000	1,737	1,370
114	96,539	139,951	48,301	79,000	141,000	1,798	1,425
115	97,878	136,773	45,889	79,000	141,000	1,868	1,485
116	85,268	171,185	76,495	79,000	143,000	1,617	1,246
117	88,301	163,736	69,414	79,000	143,000	1,647	1,274
118	90,826	157,533	63,693	79,000	143,000	1,686	1,307
119	92,972	152,261	58,992	79,000	143,000	1,730	1,346

RELAZIONE DI CALCOLO

120	94,828	147,702	55,078	79,000	143,000	1,781	1,390
121	96,456	143,701	51,784	79,000	143,000	1,839	1,440
122	97,905	140,142	48,989	79,000	143,000	1,905	1,499
124	81,996	187,280	92,381	79,000	145,000	1,714	1,298
125	85,952	176,738	82,086	79,000	145,000	1,735	1,317
126	89,123	168,290	74,038	79,000	145,000	1,762	1,345
127	91,734	161,333	67,596	79,000	145,000	1,798	1,377
128	93,932	155,475	62,342	79,000	145,000	1,840	1,414
129	95,819	150,449	57,994	79,000	145,000	1,889	1,457
130	97,463	146,067	54,351	79,000	145,000	1,947	1,506
134	82,322	195,513	100,621	79,000	147,000	1,852	1,381
135	86,558	183,250	88,625	79,000	147,000	1,868	1,398
136	89,899	173,575	79,379	79,000	147,000	1,892	1,424
137	92,616	165,708	72,059	79,000	147,000	1,924	1,453
138	94,880	159,154	66,141	79,000	147,000	1,965	1,489
139	96,805	153,580	61,277	79,000	147,000	2,013	1,531
145	87,069	190,957	96,348	79,000	149,000	2,020	1,488
146	90,623	179,752	85,597	79,000	149,000	2,040	1,510
147	93,470	170,774	77,195	79,000	149,000	2,069	1,538
189	86,444	156,635	61,718	81,000	137,000	1,420	1,123
190	88,945	151,263	56,665	81,000	137,000	1,455	1,153
191	91,074	146,693	52,510	81,000	137,000	1,494	1,189
192	92,916	142,737	49,048	81,000	137,000	1,540	1,230
193	94,534	139,261	46,133	81,000	137,000	1,592	1,279
194	95,975	136,167	43,658	81,000	137,000	1,652	1,331
195	85,402	163,032	68,017	81,000	139,000	1,478	1,157
196	88,241	156,699	61,965	81,000	139,000	1,508	1,185
197	90,622	151,387	57,046	81,000	139,000	1,547	1,218
198	92,658	146,845	52,985	81,000	139,000	1,590	1,257
199	94,428	142,896	49,591	81,000	139,000	1,640	1,301
200	95,989	139,414	46,725	81,000	139,000	1,697	1,353
201	97,383	136,304	44,288	81,000	139,000	1,762	1,409
202	87,264	163,062	68,192	81,000	141,000	1,565	1,217
203	89,962	156,815	62,305	81,000	141,000	1,601	1,248
204	92,238	151,548	57,499	81,000	141,000	1,641	1,284
205	94,192	147,024	53,518	81,000	141,000	1,689	1,325
206	95,898	143,076	50,181	81,000	141,000	1,743	1,373
207	97,407	139,583	47,358	81,000	141,000	1,805	1,428
208	98,759	136,453	44,952	81,000	141,000	1,875	1,488
209	85,940	170,601	75,605	81,000	143,000	1,622	1,248
210	89,044	163,155	68,471	81,000	143,000	1,654	1,277

RELAZIONE DI CALCOLO

211	91,619	156,978	62,725	81,000	143,000	1,693	1,310
212	93,800	151,743	58,015	81,000	143,000	1,738	1,350
213	95,682	147,229	54,101	81,000	143,000	1,790	1,394
214	97,330	143,275	50,812	81,000	143,000	1,849	1,445
215	98,793	139,765	48,025	81,000	143,000	1,916	1,504
217	82,618	186,614	91,470	81,000	145,000	1,720	1,301
218	86,675	176,041	81,082	81,000	145,000	1,742	1,321
219	89,912	167,604	72,992	81,000	145,000	1,771	1,350
220	92,569	160,680	66,536	81,000	145,000	1,807	1,382
221	94,800	154,867	61,283	81,000	145,000	1,852	1,420
222	96,709	149,892	56,944	81,000	145,000	1,903	1,464
223	98,369	145,564	53,315	81,000	145,000	1,961	1,514
227	82,996	194,710	99,572	81,000	147,000	1,859	1,386
228	87,330	182,422	87,493	81,000	147,000	1,878	1,404
229	90,734	172,769	78,219	81,000	147,000	1,905	1,430
230	93,493	164,947	70,898	81,000	147,000	1,938	1,461
231	95,785	158,447	64,993	81,000	147,000	1,981	1,498
232	97,729	152,933	60,148	81,000	147,000	2,031	1,541
238	87,890	189,978	95,070	81,000	149,000	2,033	1,495
239	91,503	178,808	84,307	81,000	149,000	2,057	1,519
240	94,387	169,889	75,921	81,000	149,000	2,088	1,548
282	87,051	156,210	60,976	83,000	137,000	1,423	1,124
283	89,624	150,839	55,865	83,000	137,000	1,459	1,155
284	91,804	146,288	51,675	83,000	137,000	1,499	1,191
285	93,685	142,361	48,192	83,000	137,000	1,545	1,232
286	95,332	138,922	45,266	83,000	137,000	1,597	1,280
287	96,795	135,869	42,785	83,000	137,000	1,657	1,333
288	88,911	156,230	61,148	83,000	139,000	1,514	1,188
289	91,351	150,931	56,187	83,000	139,000	1,553	1,221
290	93,430	146,417	52,103	83,000	139,000	1,597	1,260
291	95,231	142,504	48,697	83,000	139,000	1,648	1,305
292	96,816	139,063	45,827	83,000	139,000	1,706	1,357
293	98,228	135,997	43,388	83,000	139,000	1,771	1,414
294	87,918	162,551	67,362	83,000	141,000	1,571	1,220
295	90,684	156,310	61,424	83,000	141,000	1,608	1,252
296	93,009	151,067	56,590	83,000	141,000	1,650	1,288
297	94,999	146,577	52,596	83,000	141,000	1,699	1,331
298	96,731	142,670	49,254	83,000	141,000	1,754	1,379
299	98,260	139,221	46,431	83,000	141,000	1,817	1,434
300	99,627	136,137	44,029	83,000	141,000	1,889	1,495
301	86,570	170,054	74,771	83,000	143,000	1,629	1,250

RELAZIONE DI CALCOLO

302	89,754	162,601	67,570	83,000	143,000	1,662	1,281
303	92,385	156,441	61,789	83,000	143,000	1,703	1,316
304	94,607	151,239	57,064	83,000	143,000	1,749	1,356
305	96,519	146,765	53,145	83,000	143,000	1,803	1,401
306	98,188	142,856	49,857	83,000	143,000	1,864	1,453
307	99,668	139,394	47,075	83,000	143,000	1,933	1,513
309	83,188	186,002	90,634	83,000	145,000	1,727	1,305
310	87,360	175,379	80,130	83,000	145,000	1,751	1,327
311	90,673	166,943	71,984	83,000	145,000	1,783	1,356
312	93,381	160,046	65,505	83,000	145,000	1,821	1,390
313	95,648	154,273	60,247	83,000	145,000	1,868	1,429
314	97,583	149,346	55,913	83,000	145,000	1,921	1,474
315	99,263	145,069	52,294	83,000	145,000	1,981	1,525
319	83,624	193,962	98,595	83,000	147,000	1,868	1,391
320	88,069	181,630	86,410	83,000	147,000	1,890	1,411
321	91,544	171,987	77,093	83,000	147,000	1,919	1,439
322	94,349	164,202	69,763	83,000	147,000	1,956	1,471
323	96,674	157,753	63,865	83,000	147,000	2,002	1,510
330	88,682	189,034	93,837	83,000	149,000	2,048	1,503
331	92,361	177,888	83,049	83,000	149,000	2,075	1,529
374	90,261	150,441	55,114	85,000	137,000	1,465	1,158
375	92,500	145,902	50,879	85,000	137,000	1,506	1,195
376	94,425	142,000	47,369	85,000	137,000	1,553	1,236
377	96,106	138,594	44,425	85,000	137,000	1,607	1,283
378	97,594	135,578	41,935	85,000	137,000	1,668	1,339
379	89,537	155,791	60,383	85,000	139,000	1,521	1,192
380	92,044	150,498	55,369	85,000	139,000	1,562	1,226
381	94,173	146,005	51,254	85,000	139,000	1,608	1,266
382	96,011	142,124	47,830	85,000	139,000	1,660	1,311
383	97,623	138,720	44,950	85,000	139,000	1,719	1,363
384	99,056	135,695	42,508	85,000	139,000	1,786	1,422
385	88,527	162,075	66,590	85,000	141,000	1,579	1,225
386	91,371	155,829	60,586	85,000	141,000	1,618	1,257
387	93,750	150,603	55,716	85,000	141,000	1,662	1,295
388	95,781	146,144	51,701	85,000	141,000	1,713	1,339
389	97,543	142,274	48,350	85,000	141,000	1,770	1,388
390	99,095	138,866	45,524	85,000	141,000	1,836	1,443
391	100,479	135,827	43,122	85,000	141,000	1,909	1,506
392	87,150	169,550	74,002	85,000	143,000	1,637	1,255
393	90,426	162,075	66,717	85,000	143,000	1,672	1,287
394	93,122	155,925	60,890	85,000	143,000	1,716	1,323

RELAZIONE DI CALCOLO

395	95,390	150,750	56,141	85,000	143,000	1,765	1,365
396	97,335	146,313	52,212	85,000	143,000	1,820	1,412
397	99,029	142,446	48,922	85,000	143,000	1,884	1,464
398	100,527	139,029	46,141	85,000	143,000	1,955	1,525
400	83,699	185,454	89,884	85,000	145,000	1,734	1,309
401	88,001	174,760	79,238	85,000	145,000	1,762	1,333
402	91,400	166,310	71,020	85,000	145,000	1,796	1,364
403	94,168	159,431	64,507	85,000	145,000	1,837	1,400
404	96,476	153,694	59,237	85,000	145,000	1,887	1,440
405	98,441	148,810	54,902	85,000	145,000	1,943	1,487
406	100,141	144,582	51,289	85,000	145,000	2,007	1,540
410	84,199	193,277	97,701	85,000	147,000	1,877	1,396
411	88,769	180,878	85,382	85,000	147,000	1,903	1,419
412	92,325	171,232	76,007	85,000	147,000	1,937	1,449
413	95,184	163,476	68,657	85,000	147,000	1,977	1,483
414	97,545	157,072	62,760	85,000	147,000	2,026	1,524
421	89,441	188,129	92,657	85,000	149,000	2,065	1,513
422	93,194	176,994	81,827	85,000	149,000	2,096	1,541
465	90,849	150,074	54,421	87,000	137,000	1,473	1,163
466	93,157	145,538	50,128	87,000	137,000	1,516	1,201
467	95,133	141,655	46,581	87,000	137,000	1,566	1,244
468	96,852	138,277	43,615	87,000	137,000	1,622	1,292
469	98,370	135,296	41,110	87,000	137,000	1,685	1,348
470	90,114	155,388	59,679	87,000	139,000	1,530	1,197
471	92,698	150,089	54,598	87,000	139,000	1,573	1,233
472	94,883	145,612	50,442	87,000	139,000	1,621	1,274
473	96,763	141,757	46,993	87,000	139,000	1,676	1,321
474	98,407	138,388	44,099	87,000	139,000	1,738	1,374
475	99,863	135,401	41,648	87,000	139,000	1,808	1,435
476	89,082	161,641	65,884	87,000	141,000	1,588	1,230
477	92,016	155,378	59,799	87,000	141,000	1,630	1,264
478	94,459	150,161	54,880	87,000	141,000	1,677	1,304
479	96,536	145,725	50,838	87,000	141,000	1,730	1,349
480	98,333	141,889	47,472	87,000	141,000	1,791	1,400
481	99,910	138,520	44,638	87,000	141,000	1,859	1,457
482	101,314	135,523	42,233	87,000	141,000	1,936	1,522
483	87,674	169,094	73,308	87,000	143,000	1,646	1,262
484	91,055	161,584	65,919	87,000	143,000	1,685	1,295
485	93,824	155,434	60,033	87,000	143,000	1,731	1,333
486	96,144	150,279	55,251	87,000	143,000	1,784	1,376
487	98,128	145,873	51,305	87,000	143,000	1,843	1,425

RELAZIONE DI CALCOLO

488	99,851	142,045	48,008	87,000	143,000	1,910	1,480
489	101,370	138,671	45,225	87,000	143,000	1,985	1,541
491	84,141	184,980	89,236	87,000	145,000	1,741	1,313
492	88,593	174,188	78,415	87,000	145,000	1,773	1,339
493	92,090	165,710	70,106	87,000	145,000	1,811	1,373
494	94,925	158,840	63,546	87,000	145,000	1,857	1,411
495	97,280	153,131	58,255	87,000	145,000	1,910	1,454
496	99,278	148,287	53,914	87,000	145,000	1,970	1,503
501	84,712	192,665	96,902	87,000	147,000	1,887	1,402
502	89,427	180,173	84,419	87,000	147,000	1,918	1,427
503	93,074	170,509	74,966	87,000	147,000	1,956	1,460
504	95,994	162,772	67,584	87,000	147,000	2,001	1,497
505	98,396	156,407	61,679	87,000	147,000	2,055	1,540
512	90,162	187,270	91,535	87,000	149,000	2,083	1,523
556	91,379	149,742	53,795	89,000	137,000	1,483	1,169
557	93,768	145,199	49,430	89,000	137,000	1,529	1,209
558	95,803	141,329	45,836	89,000	137,000	1,581	1,254
559	97,566	137,974	42,839	89,000	137,000	1,640	1,304
560	99,118	135,023	40,314	89,000	137,000	1,707	1,362
561	90,631	155,025	59,048	89,000	139,000	1,540	1,203
562	93,305	149,710	53,882	89,000	139,000	1,587	1,242
563	95,555	145,239	49,673	89,000	139,000	1,639	1,285
564	97,483	141,406	46,192	89,000	139,000	1,697	1,334
565	99,163	138,066	43,277	89,000	139,000	1,763	1,389
566	100,648	135,116	40,813	89,000	139,000	1,836	1,452
567	89,576	161,255	65,258	89,000	141,000	1,598	1,236
568	92,612	154,960	59,070	89,000	141,000	1,644	1,273
569	95,129	149,742	54,090	89,000	141,000	1,694	1,315
570	97,259	145,324	50,011	89,000	141,000	1,752	1,362
571	99,096	141,516	46,623	89,000	141,000	1,817	1,416
572	100,703	138,183	43,777	89,000	141,000	1,889	1,475
573	102,129	135,226	41,365	89,000	141,000	1,971	1,543
574	88,131	168,697	72,702	89,000	143,000	1,655	1,267
575	91,633	161,132	65,185	89,000	143,000	1,698	1,303
576	94,486	154,970	59,224	89,000	143,000	1,749	1,343
577	96,867	149,827	54,399	89,000	143,000	1,806	1,389
578	98,894	145,448	50,428	89,000	143,000	1,869	1,441
579	100,650	141,655	47,118	89,000	143,000	1,941	1,499
582	89,127	173,673	77,673	89,000	145,000	1,785	1,347
583	92,737	165,148	69,249	89,000	145,000	1,828	1,384
584	95,648	158,275	62,628	89,000	145,000	1,879	1,424

RELAZIONE DI CALCOLO

585	98,057	152,586	57,307	89,000	145,000	1,938	1,471
586	100,094	147,777	52,952	89,000	145,000	2,003	1,523
591	85,154	192,139	96,216	89,000	147,000	1,896	1,407
592	90,033	179,522	83,529	89,000	147,000	1,933	1,436
593	93,785	169,822	73,977	89,000	147,000	1,977	1,472
594	96,775	162,094	66,549	89,000	147,000	2,028	1,513
602	90,839	186,463	90,482	89,000	149,000	2,102	1,534
646	95,286	144,357	47,693	91,000	137,000	1,569	1,234
647	97,271	140,612	44,202	91,000	137,000	1,625	1,282
648	98,990	137,370	41,293	91,000	137,000	1,689	1,334
649	100,500	134,520	38,843	91,000	137,000	1,760	1,396
650	94,898	148,715	52,004	91,000	139,000	1,630	1,269
651	97,088	144,389	47,920	91,000	139,000	1,686	1,315
652	98,964	140,684	44,544	91,000	139,000	1,749	1,367
653	100,597	137,458	41,720	91,000	139,000	1,820	1,425
654	102,039	134,610	39,333	91,000	139,000	1,899	1,491
655	94,289	153,786	57,024	91,000	141,000	1,690	1,302
656	96,734	148,739	52,198	91,000	141,000	1,745	1,347
657	98,802	144,469	48,247	91,000	141,000	1,808	1,397
658	100,584	140,791	44,967	91,000	141,000	1,879	1,454
659	102,143	137,572	42,212	91,000	141,000	1,958	1,517
661	93,406	159,747	62,936	91,000	143,000	1,746	1,333
662	96,172	153,790	57,167	91,000	143,000	1,803	1,376
663	98,479	148,820	52,498	91,000	143,000	1,865	1,426
664	100,443	144,590	48,658	91,000	143,000	1,935	1,481
665	102,144	140,927	45,457	91,000	143,000	2,013	1,542
668	91,146	171,723	74,866	91,000	145,000	1,836	1,378
669	94,623	163,508	66,750	91,000	145,000	1,886	1,418
670	97,427	156,884	60,370	91,000	145,000	1,943	1,463
671	99,748	151,402	55,242	91,000	145,000	2,008	1,513
677	92,203	177,196	80,348	91,000	147,000	1,995	1,472
678	95,790	167,887	71,191	91,000	147,000	2,046	1,513
731	96,802	143,517	45,961	93,000	137,000	1,618	1,265
732	98,737	139,897	42,571	93,000	137,000	1,680	1,316
733	100,411	136,767	39,749	93,000	137,000	1,749	1,373
734	101,880	134,018	37,374	93,000	137,000	1,827	1,438
735	96,489	147,721	50,128	93,000	139,000	1,682	1,302
736	98,620	143,540	46,169	93,000	139,000	1,745	1,352
737	100,443	139,962	42,899	93,000	139,000	1,815	1,408
738	102,029	136,850	40,164	93,000	139,000	1,893	1,470
739	103,429	134,104	37,854	93,000	139,000	1,980	1,541

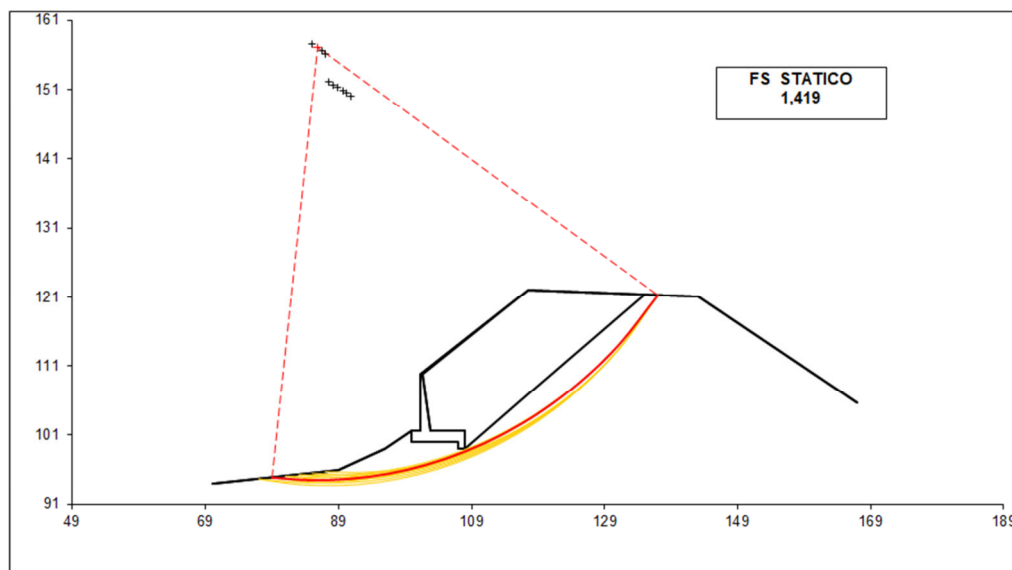
RELAZIONE DI CALCOLO

740	95,964	152,613	54,978	93,000	141,000	1,745	1,336
741	98,338	147,737	50,307	93,000	141,000	1,808	1,385
742	100,344	143,614	46,484	93,000	141,000	1,878	1,440
743	102,072	140,065	43,311	93,000	141,000	1,956	1,501
746	97,857	152,610	55,110	93,000	143,000	1,868	1,416
747	100,091	147,813	50,598	93,000	143,000	1,938	1,469
748	101,991	143,731	46,887	93,000	143,000	2,016	1,529
752	96,510	161,869	64,250	93,000	145,000	1,956	1,459
753	99,207	155,494	58,112	93,000	145,000	2,021	1,508
760	94,371	174,871	77,169	93,000	147,000	2,069	1,515
814	100,200	139,184	40,944	95,000	137,000	1,748	1,359
815	101,829	136,164	38,208	95,000	137,000	1,826	1,421
816	103,258	133,516	35,907	95,000	137,000	1,913	1,491
817	100,149	142,692	44,420	95,000	139,000	1,817	1,397
818	101,920	139,242	41,255	95,000	139,000	1,896	1,458
819	103,460	136,243	38,610	95,000	139,000	1,984	1,526
821	99,940	146,735	48,417	95,000	141,000	1,884	1,431
822	101,885	142,760	44,722	95,000	141,000	1,963	1,492
826	101,702	146,806	48,698	95,000	143,000	2,027	1,523

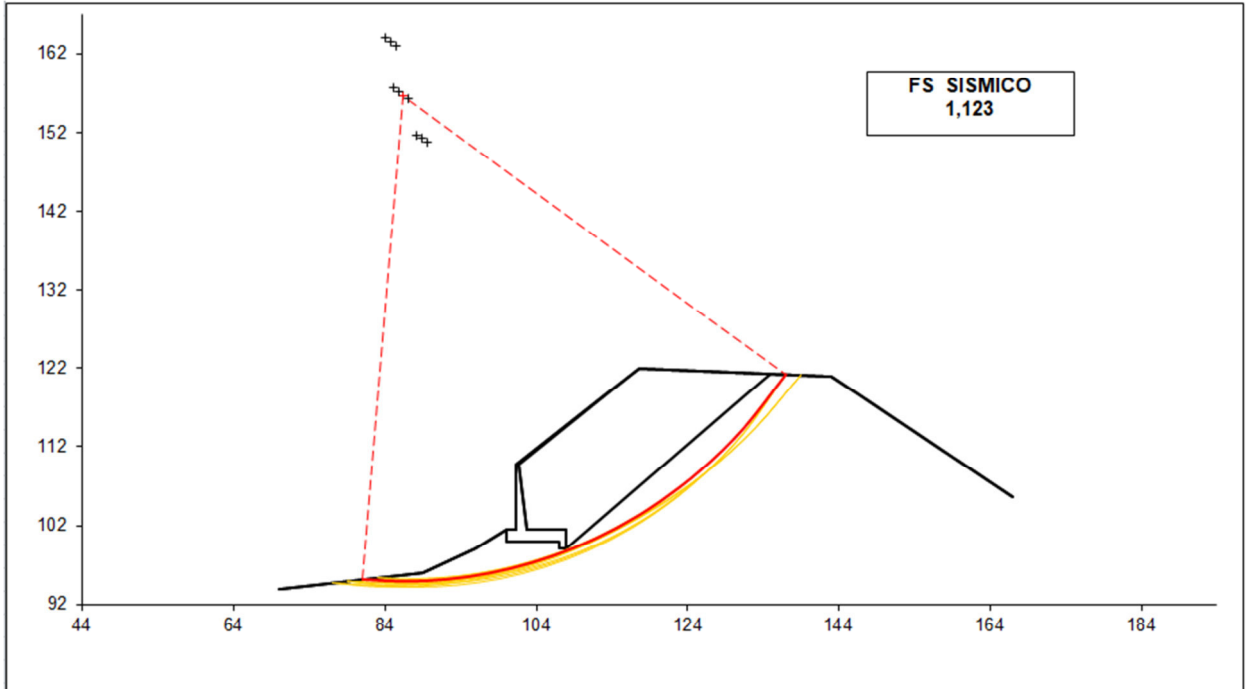
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
889	STATICO 1,419
	SISMICO 1,123

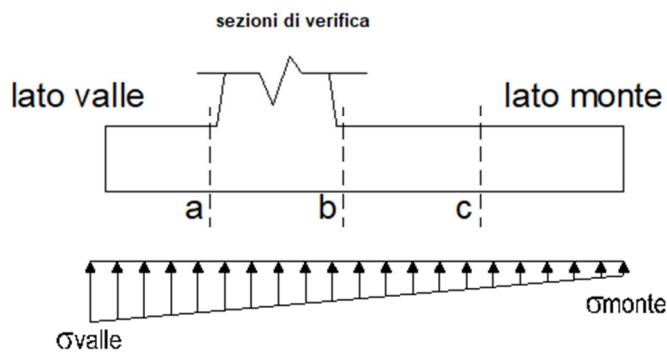
Condizione statica



Condizione sismica



7.6.2 Verifiche strutturali



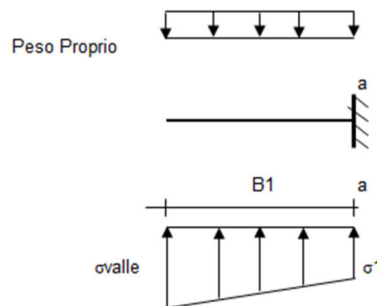
RELAZIONE DI CALCOLO

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	1470,83	-118,60	172,74	194,97
	1470,83	-118,60	172,74	194,97
sisma+	1537,92	424,82	232,07	152,41
	1537,92	424,82	232,07	152,41
sisma-	1386,58	448,93	215,41	131,24
	1386,58	448,93	215,41	131,24

Reazioni del terreno

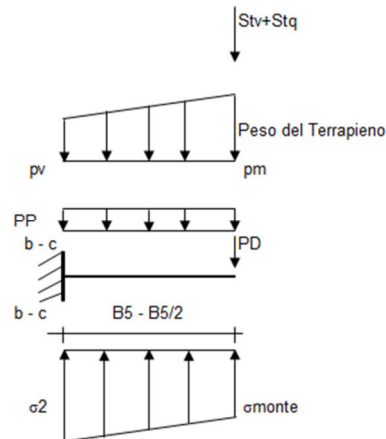
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	172,74	176,49	123,23	183,41
	172,74	176,49	123,23	183,41
sisma+	232,07	218,63	170,16	246,71
	232,07	218,63	172,08	246,71
sisma-	215,41	201,21	158,59	223,57
	215,41	201,21	156,67	223,57

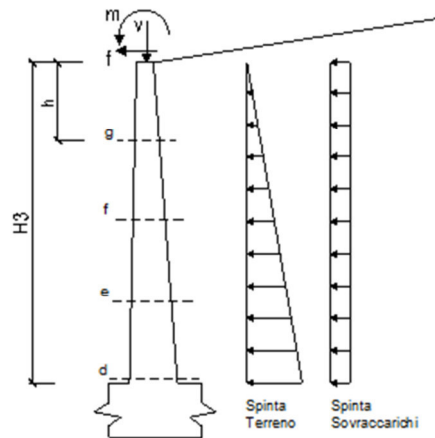


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	194,97	180,50	-843,76	-203,68	187,74	-342,32	-184,69
	194,97	180,50	-843,76	-203,68	187,74	-342,32	-184,69
sisma+	152,41	204,26	-1252,10	-303,96	178,34	-481,78	-276,15
	152,41	204,26	-1252,10	-303,96	178,34	-481,78	-276,15
sisma-	131,24	186,02	-1238,83	-374,37	158,63	-506,25	-263,79
	131,24	186,02	-1238,83	-374,37	158,63	-506,25	-263,79



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,00	505,38	299,24	0,00	804,63	0,00	174,30	174,30
e-e	6,00	213,21	168,32	0,00	381,53	0,00	109,29	109,29
f-f	4,00	63,17	74,81	0,00	137,98	0,00	58,58	58,58
g-g	2,00	7,90	18,70	0,00	26,60	0,00	22,14	22,14

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]

RELAZIONE DI CALCOLO

d-d	8,00	189,52	74,81	0,00	264,33
e-e	6,00	106,60	56,11	0,00	162,71
f-f	4,00	47,38	37,41	0,00	84,78
g-g	2,00	11,84	18,70	0,00	30,55

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,00	374,36	131,61	279,22	0,00	59,26	844,46	0,00	183,78	183,78
e-e	6,00	157,93	55,52	157,06	0,00	28,67	399,19	0,00	115,24	115,24
f-f	4,00	46,79	16,45	69,81	0,00	10,67	143,72	0,00	61,76	61,76
g-g	2,00	5,85	2,06	17,45	0,00	2,15	27,51	0,00	23,35	23,35

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,00	140,38	49,35	69,81	0,00	18,96	278,50
e-e	6,00	78,97	27,76	52,35	0,00	11,89	170,97
f-f	4,00	35,10	12,34	34,90	0,00	6,37	88,71
g-g	2,00	8,77	3,08	17,45	0,00	2,41	31,72

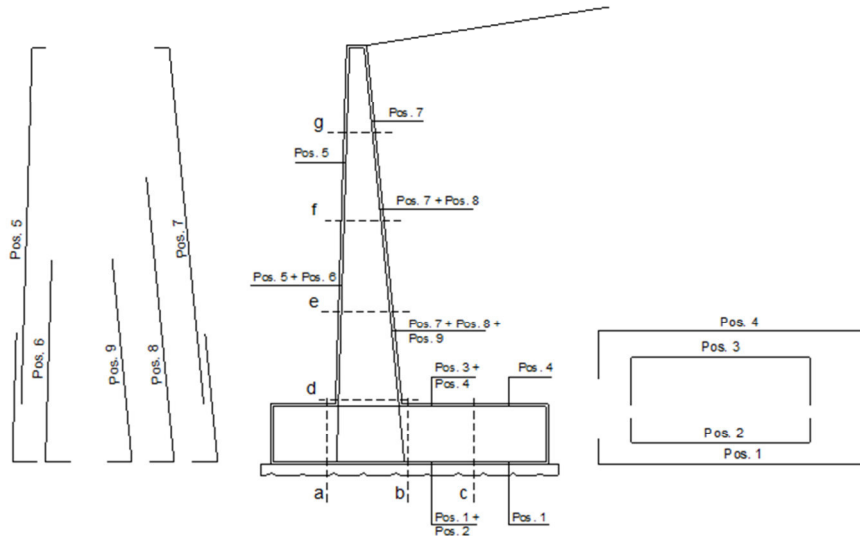
condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,00	374,36	89,56	286,76	0,00	59,26	809,95	0,00	164,82	164,82
e-e	6,00	157,93	37,78	161,31	0,00	28,67	385,69	0,00	103,35	103,35
f-f	4,00	46,79	11,20	71,69	0,00	10,67	140,35	0,00	55,39	55,39
g-g	2,00	5,85	1,40	17,92	0,00	2,15	27,32	0,00	20,94	20,94

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,00	140,38	33,59	71,69	0,00	18,96	264,62
e-e	6,00	78,97	18,89	53,77	0,00	11,89	163,52
f-f	4,00	35,10	8,40	35,85	0,00	6,37	85,71
g-g	2,00	8,77	2,10	17,92	0,00	2,41	31,20

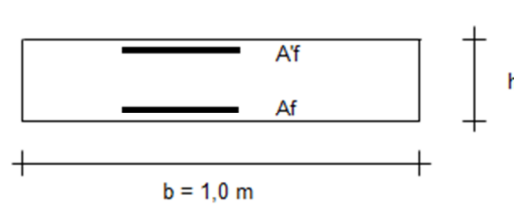
SCHEMA DELLE ARMATURE

RELAZIONE DI CALCOLO



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	☐	6	0,0	0	☐
3	6,0	16	☐	7	5,0	16	
4	6,0	16		8	0,0	0	☐
				9	6,0	16	☐

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	172,08	0,00	1,55	10,05	24,13	587,53
b - b	-1252,10	0,00	1,55	24,13	10,05	1375,00
c - c	-506,25	0,00	1,55	12,06	10,05	699,07
d - d	844,46	183,78	1,44	22,12	10,05	1291,55
e - e	399,19	115,24	1,16	22,12	10,05	982,52
f - f	143,72	61,76	0,87	10,05	10,05	342,91
g - g	27,51	23,35	0,59	10,05	10,05	212,49

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A TAGLIO

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

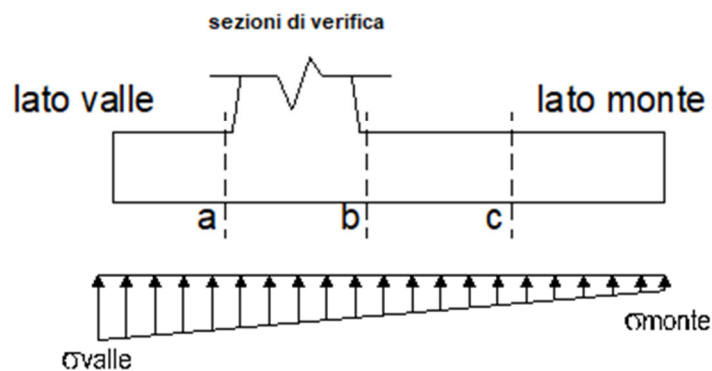
Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	246,71	1,55	470,67
b - b	374,37	1,55	470,67
c - c	276,15	1,55	470,67
d - d	278,50	1,44	469,91
e - e	170,97	1,16	386,14
f - f	88,71	0,87	302,18
g - g	31,72	0,59	216,54

Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

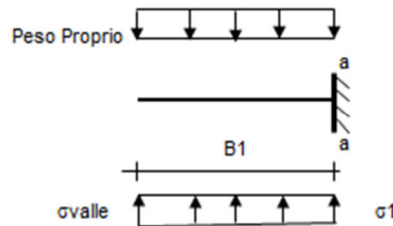
caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	1430,25	-254,67	154,91	202,66
	1430,25	-254,67	154,91	202,66
Q.P.	1430,25	-254,67	154,91	202,66
	1430,25	-254,67	154,91	202,66



Mensola lato valle

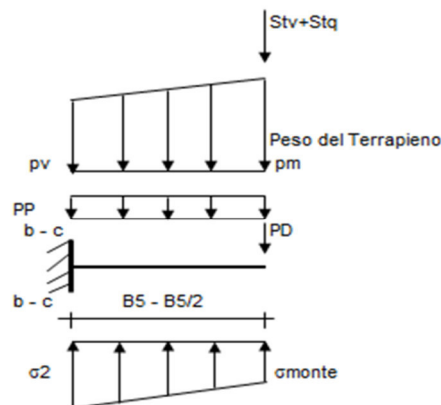
RELAZIONE DI CALCOLO

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	154,91	162,96	108,29
	154,91	162,96	108,29
Q.P.	154,91	162,96	108,29
	154,91	162,96	108,29



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	202,66	171,58	-603,34	187,12	-220,01
	202,66	171,58	-603,34	187,12	-220,01
Q.P.	202,66	171,58	-603,34	187,12	-220,01
	202,66	171,58	-603,34	187,12	-220,01



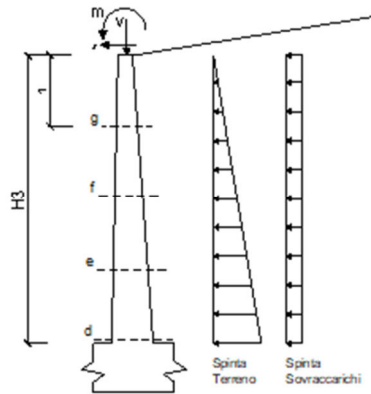
Azioni sul parameno verticale

condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,00	374,36	221,66	0,00	596,02	0,00	174,30	174,30
e-e	6,00	157,93	124,68	0,00	282,62	0,00	109,29	109,29
f-f	4,00	46,79	55,41	0,00	102,21	0,00	58,58	58,58
g-g	2,00	5,85	13,85	0,00	19,70	0,00	22,14	22,14

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8,00	374,36	221,66	0,00	596,02	0,00	174,30	174,30
e-e	6,00	157,93	124,68	0,00	282,62	0,00	109,29	109,29
f-f	4,00	46,79	55,41	0,00	102,21	0,00	58,58	58,58
g-g	2,00	5,85	13,85	0,00	19,70	0,00	22,14	22,14



Verifica

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	108,29	0,00	1,55	10,05	24,13	0,68	75,41	0,130	0,200
b - b	-603,34	0,00	1,55	24,13	10,05	2,81	179,14	0,183	0,200
c - c	-220,01	0,00	1,55	12,06	10,05	1,37	128,41	0,196	0,200
d - d	596,02	174,30	1,44	22,12	10,05	3,32	172,21	0,184	0,200
e - e	282,62	109,29	1,16	22,12	10,05	2,28	102,89	0,110	0,200
f - f	102,21	58,58	0,87	10,05	10,05	1,79	105,48	0,182	0,200
g - g	19,70	22,14	0,59	10,05	10,05	0,69	29,73	0,050	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	108,29	0,00	1,55	10,05	24,13	0,68	75,41	0,130	0,200
b - b	-603,34	0,00	1,55	24,13	10,05	2,81	179,14	0,183	0,200
c - c	-220,01	0,00	1,55	12,06	10,05	1,37	128,41	0,196	0,200
d - d	596,02	174,30	1,44	22,12	10,05	3,32	172,21	0,184	0,200
e - e	282,62	109,29	1,16	22,12	10,05	2,28	102,89	0,110	0,200
f - f	102,21	58,58	0,87	10,05	10,05	1,79	105,48	0,182	0,200
g - g	19,70	22,14	0,59	10,05	10,05	0,69	29,73	0,050	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

7.6.3 Verifiche tensionali

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	108,29	0,00	1,55	10,05	24,13	0,68	75,41
b - b	-603,34	0,00	1,55	24,13	10,05	2,81	179,14
c - c	-220,01	0,00	1,55	12,06	10,05	1,37	128,41
d - d	596,02	174,30	1,44	22,12	10,05	3,32	172,21
e - e	282,62	109,29	1,16	22,12	10,05	2,28	102,89
f - f	102,21	58,58	0,87	10,05	10,05	1,79	105,48
g - g	19,70	22,14	0,59	10,05	10,05	0,69	29,73

7.7 RISULTATI VERIFICHE MURO H=6.20M

7.7.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	46,50	41,85
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	68,67	61,80
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	172,50	155,25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	25,00	22,50
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	312,67	281,40
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	431,62	388,46
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	3,43	3,09
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	52,19	46,97
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	487,24	438,51
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	60,45	54,41
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	119,84	107,86
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	517,50	465,75
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	137,50	123,75
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	835,29	751,76
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	1798,99	1619,09
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	15,39	13,85
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	106,49	95,84
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	1920,87	1728,79
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	34,01	

RELAZIONE DI CALCOLO

Ps v=	Pm*kv	(kN/m)	17,01
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	53,00
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	26,50
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	21,50
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	24,03
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	10,79
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	-1,36
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	54,95
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)			
MPs1 v=	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	3,29
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	6,52
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	28,15
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	7,48
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	45,43
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	199,54
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	4,57
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	29,99
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	234,10
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v=	kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	97,85
MPts2 v=	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0,89
MPts3 v=	kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	7,89
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	106,63

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	166,95	225,38	231,06
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	62,54	84,43	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	155,86	210,41	220,30
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	58,39	78,83	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	155,86	210,41	220,30
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	58,39	78,83	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	59,83	80,77	69,69
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22,41	30,26	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd \right]$	(kN/m)	88,85	88,85	76,34
------	---	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	282,08	380,80	398,70
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	358,97	484,62	418,12
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	187,71	253,40	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	134,48	181,55	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	48,91	48,91	42,02

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	910,93	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	289,24	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \varphi_1'$	0,40	(-)
-----	-----------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,58	>	1
------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	2898,67	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp	440,72	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	6,58	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	910,93	910,93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	200,38	200,38	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2739,21	2739,21	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	-6,42	-6,42	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	-0,01	-0,01	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5,99	5,99	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ'/2)*e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	16,88		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'*cotg(φ'))) ^m	(1 in cond. nd)	0,61	0,61	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,55	0,55	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'*cotg(φ'))) ^{m+1}		0,47	0,47	(-)

RELAZIONE DI CALCOLO

(fondazione nastriforme m = 2)

q_{lim} (carico limite unitario) 361,08 361,08 (kN/m²)

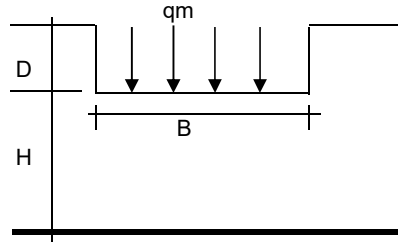
FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

N_{min} **2,37** >

N_{max} **2,37** > 1

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N 882,15 (kN/m)
M -84,49 (kNm/m)
e=M/N -0,10 (m)
B* 5,81 (m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D = 1,25 (m)
D/B* = 0,22 (m)
Hs/B* = 2,75 (m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 156,83 \text{ (kN/mq)}$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$\mu_0 = 0,952$ (-)

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$\mu_1 = 0,81$ (-)

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 0,18 \text{ (mm)}$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$ (kN/m)	166,95	166,95	210,05
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)	54,79	54,79	63,53
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$ (kN/m)	78,79	78,79	97,20
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$ (kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	155,86	155,86	200,27
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	51,16	51,16	60,57
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	73,55	73,55	92,68
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	59,83	59,83	63,35
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	19,64	19,64	19,16
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	28,23	28,23	29,32
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0,5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$ (kN/m)	86,82	86,82	74,00
--	-------	-------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	282,08	282,08	362,45
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	92,58	92,58	109,62
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	358,97	358,97	380,11
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	117,82	117,82	114,95
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	236,45	236,45	297,93
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	169,41	169,41	175,90
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^{+} * H2') * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	45,33	45,33	38,64

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 951,11 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 367,58 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0,40 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + Sp) / T \quad \mathbf{1,28} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 2756,17 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 274,67 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{10,03} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr \text{ acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 280,76 \quad (\text{kN/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2608,93	2608,93	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	244,39	244,39	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,26	0,26	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,49	5,49	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0,50	0,50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,42	0,42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0,35	0,35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	259,99	259,99	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1,50	>	
		N_{max}	1,50	>	1

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	166,95	166,95	210,05
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	37,29	37,29	41,47
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	80,91	80,91	99,65
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	155,86	155,86	200,27
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	34,81	34,81	39,54
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	75,54	75,54	95,01
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	59,83	59,83	63,35
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	13,36	13,36	12,51
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	29,00	29,00	30,05
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot kps \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	77,11	77,11	65,63
--	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	282,08	282,08	362,45
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	63,00	63,00	71,56
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kNm/m)	358,97	358,97	380,11
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kNm/m)	80,18	80,18	75,05
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	242,84	242,84	305,42
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	173,98	173,98	180,32
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)		0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	858,59	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	353,22	(kN/m)
--	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'	0,40	(-)
-----------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	1,20	>	1
----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	3391,64	(kNm/m)
-----------------------	---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	1180,55	(kNm/m)
---	---------	-----------

$$Fr = Ms / Mr \quad 2,87 > 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	858,59	858,59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	276,12		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2340,27	2340,27	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	235,48	235,48	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$qlim = c'Nc'ic + q_0 * Nq'iq + 0,5 * \gamma_1 * B * N\gamma'iy$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,27	0,27	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5,45	5,45	(m)

I valori di Nc, Nq e N γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2 + π in cond. nd)	16,88		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di ic, iq e iy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,46	0,46	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,38	0,38	(-)
$iy = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0,31	0,31	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

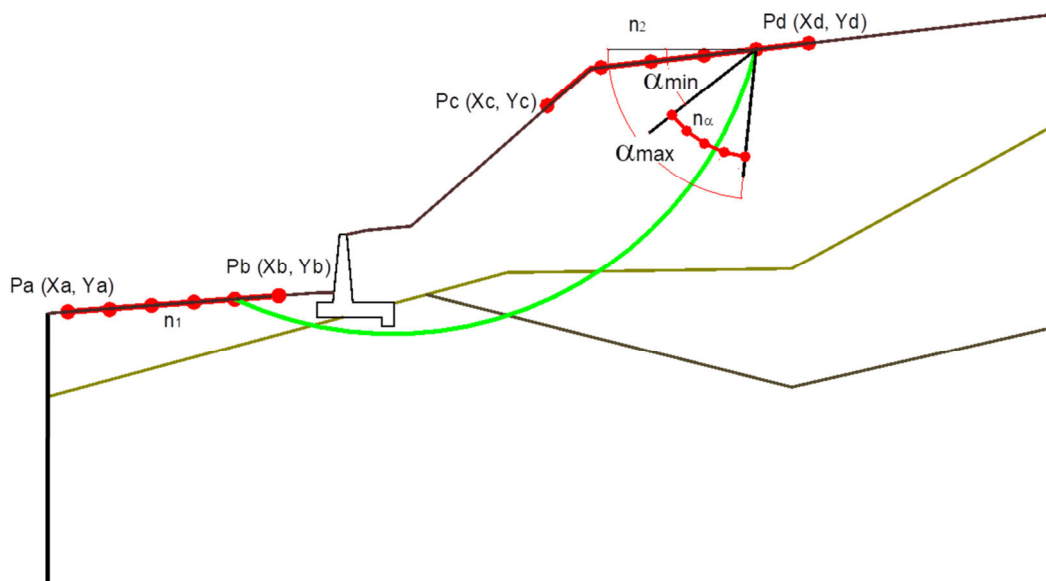
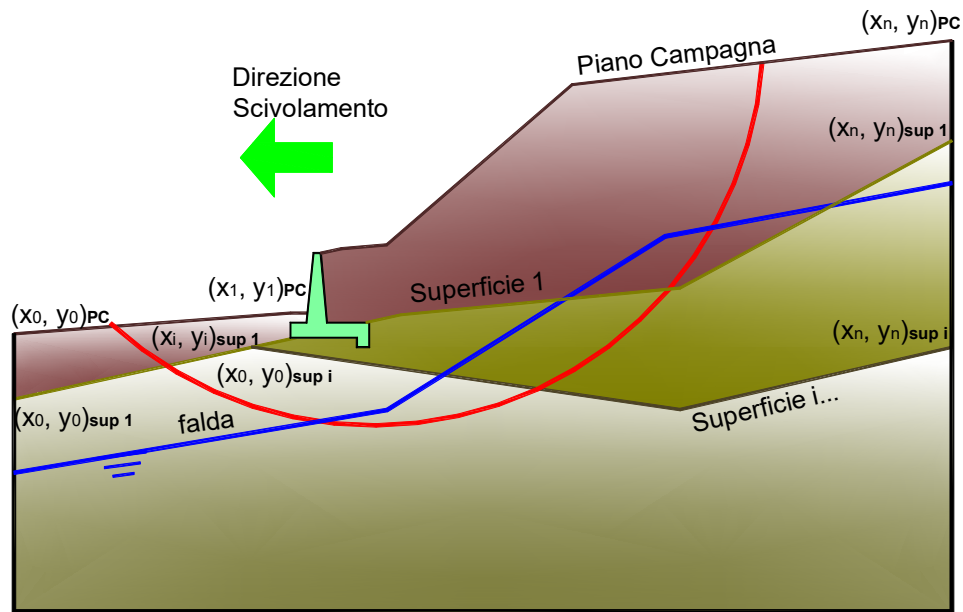
qlim	(carico limite unitario)	234,11	234,11	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim * B * / N	Nmin	1,49	>	1
		Nmax	1,49	>	

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

La verifica di stabilità globale si effettua alla progressiva 7+165 in corrispondenza della sezione n. 25

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	24,5	22,00	170	fondazione
materiale 2	19	35,00	0	terrapieno



RELAZIONE DI CALCOLO

Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	85
n1	10

Xc	140
Xd	160
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	1331
---------------------	------

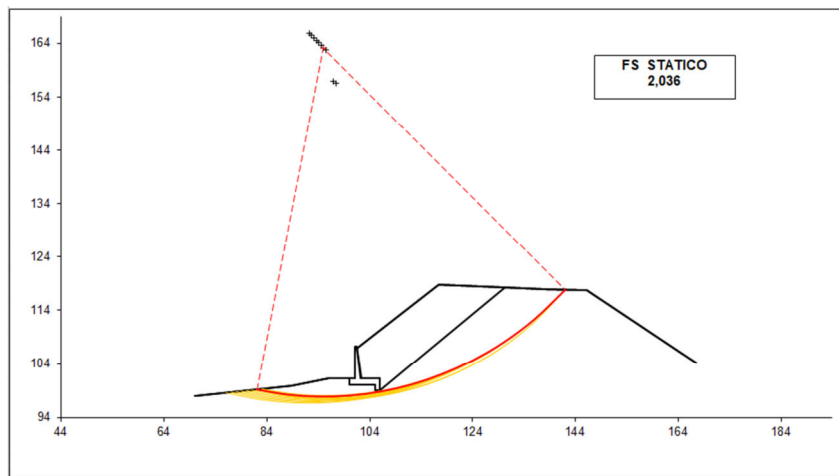
Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	85
n1	10

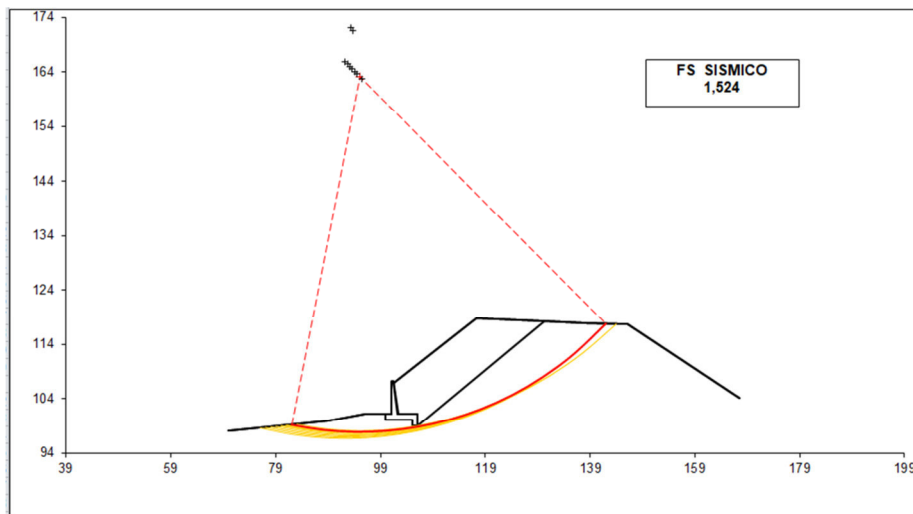
Xc	140
Xd	160
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

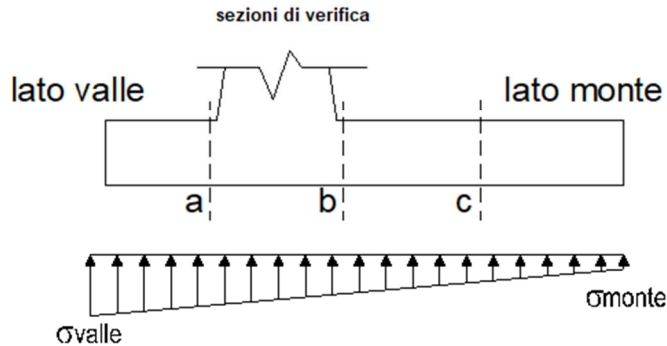
Condizione statica



Condizione sismica



7.7.2 Verifiche strutturali

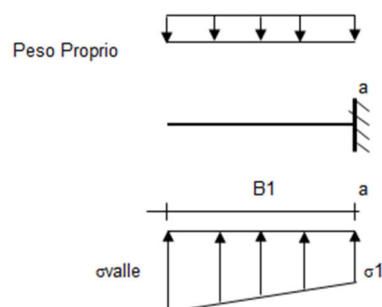


Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	910,93	-6,42	150,75	152,89
	910,93	-6,42	150,75	152,89
sisma+	951,11	244,39	199,25	117,79
	951,11	244,39	199,25	117,79
sisma-	858,59	235,48	182,34	103,85
	858,59	235,48	182,34	103,85

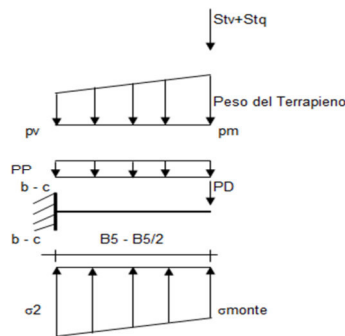
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	150,75	151,16	79,11	137,66
	150,75	151,16	79,11	137,66
sisma+	199,25	183,64	106,52	181,10
	199,25	183,64	107,65	181,10
sisma-	182,34	167,30	97,72	162,03
	182,34	167,30	96,60	162,03

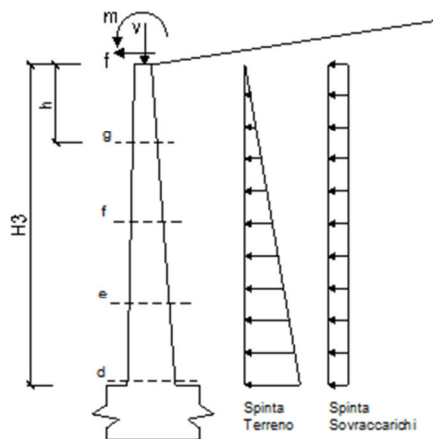


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	152,89	151,58	-366,00	-127,65	152,24	-128,37	-131,99
	152,89	151,58	-366,00	-127,65	152,24	-128,37	-131,99
sisma+	117,79	167,53	-540,22	-190,66	142,66	-188,31	-185,73
	117,79	167,53	-540,22	-190,66	142,66	-188,31	-185,73
sisma-	103,85	151,78	-550,79	-228,20	127,82	-222,44	-173,92
	103,85	151,78	-550,79	-228,20	127,82	-222,44	-173,92



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	235,25	179,73	0,00	414,98	0,00	115,17	115,17
e-e	4,65	99,25	101,10	0,00	200,34	0,00	73,50	73,50
f-f	3,10	29,41	44,93	0,00	74,34	0,00	40,42	40,42
g-g	1,55	3,68	11,23	0,00	14,91	0,00	15,92	15,92

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	113,83	57,98	0,00	171,81
e-e	4,65	64,03	43,48	0,00	107,51
f-f	3,10	28,46	28,99	0,00	57,45
g-g	1,55	7,11	14,49	0,00	21,61

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	174,26	61,26	167,71	0,00	31,12	434,35	0,00	121,43	121,43
e-e	4,65	73,52	25,85	94,34	0,00	15,33	209,03	0,00	77,50	77,50
f-f	3,10	21,78	7,66	41,93	0,00	5,85	77,22	0,00	42,61	42,61
g-g	1,55	2,72	0,96	10,48	0,00	1,22	15,38	0,00	16,78	16,78

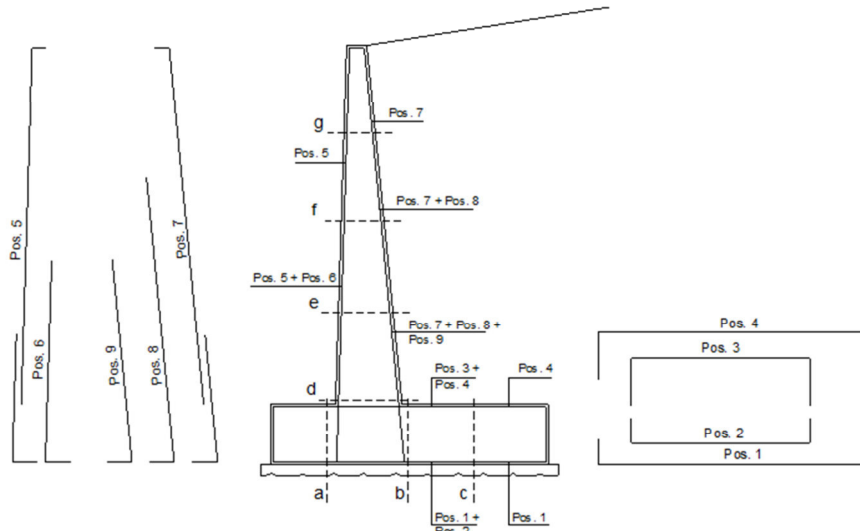
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	84,32	29,64	54,10	0,00	12,53	180,59
e-e	4,65	47,43	16,67	40,57	0,00	8,00	112,67
f-f	3,10	21,08	7,41	27,05	0,00	4,40	59,94
g-g	1,55	5,27	1,85	13,52	0,00	1,73	22,38

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	174,26	41,69	172,24	0,00	31,12	419,30	0,00	108,90	108,90
e-e	4,65	73,52	17,59	96,88	0,00	15,33	203,32	0,00	69,50	69,50
f-f	3,10	21,78	5,21	43,06	0,00	5,85	75,90	0,00	38,22	38,22
g-g	1,55	2,72	0,65	10,76	0,00	1,22	15,36	0,00	15,05	15,05

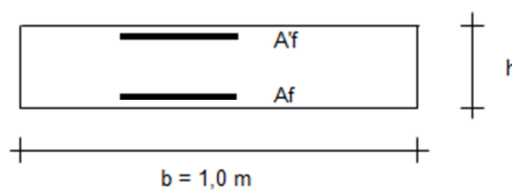
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	84,32	20,17	55,56	0,00	12,53	172,58
e-e	4,65	47,43	11,35	41,67	0,00	8,00	108,44
f-f	3,10	21,08	5,04	27,78	0,00	4,40	58,30
g-g	1,55	5,27	1,26	13,89	0,00	1,73	22,15

SCHEMA DELLE ARMATURE



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	☐	6	0,0	0	☐
3	3,0	16	☐	7	5,0	16	
4	5,0	16		8	0,0	16	☐
				9	3,0	16	☐

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	107,65	0,00	1,25	10,05	16,08	468,97
b - b	-550,79	0,00	1,25	16,08	10,05	735,83
c - c	-222,44	0,00	1,25	10,05	10,05	468,21
d - d	434,35	121,43	1,19	16,08	10,05	760,80
e - e	209,03	77,50	0,96	16,08	10,05	589,22
f - f	77,22	42,61	0,74	10,05	10,05	282,31
g - g	15,38	16,78	0,52	10,05	10,05	185,11

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A TAGLIO

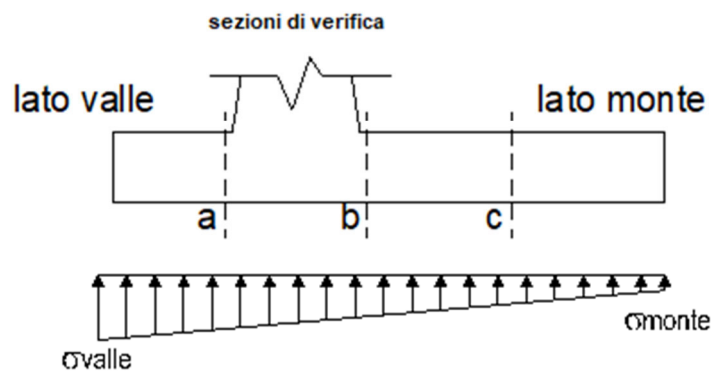
Sez. (-)	V_{Ed} (kN)	h (m)	V_{rd} (kN)
a - a	181,10	1,25	393,94
b - b	228,20	1,25	393,94
c - c	185,73	1,25	393,94
d - d	180,59	1,19	394,55
e - e	112,67	0,96	329,59
f - f	59,94	0,74	264,02
g - g	22,38	0,52	196,75

Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

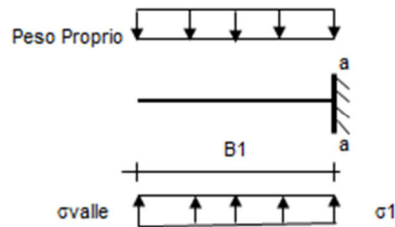
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	882,15	-84,49	132,94	161,11
	882,15	-84,49	132,94	161,11
Q.P.	882,15	-84,49	132,94	161,11
	882,15	-84,49	132,94	161,11



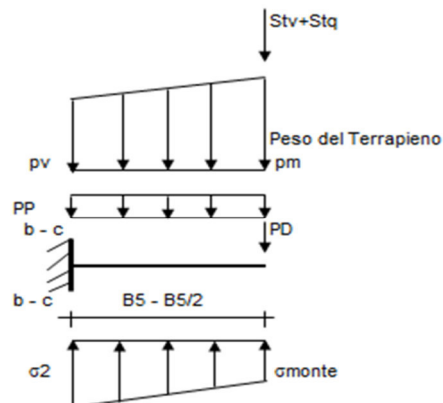
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	132,94	138,34	68,43
	132,94	138,34	68,43
Q.P.	132,94	138,34	68,43
	132,94	138,34	68,43



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	161,11	143,91	-240,96	152,51	-66,29
	161,11	143,91	-240,96	152,51	-66,29
Q.P.	161,11	143,91	-240,96	152,51	-66,29
	161,11	143,91	-240,96	152,51	-66,29



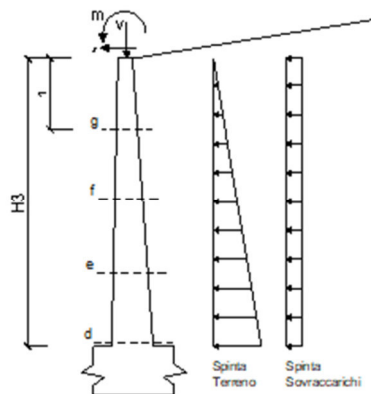
Azioni sul parameno verticale

condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	174,26	133,13	0,00	307,39	0,00	115,17	115,17
e-e	4,65	73,52	74,89	0,00	148,40	0,00	73,50	73,50
f-f	3,10	21,78	33,28	0,00	55,07	0,00	40,42	40,42
g-g	1,55	2,72	8,32	0,00	11,04	0,00	15,92	15,92

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,20	174,26	133,13	0,00	307,39	0,00	115,17	115,17
e-e	4,65	73,52	74,89	0,00	148,40	0,00	73,50	73,50
f-f	3,10	21,78	33,28	0,00	55,07	0,00	40,42	40,42
g-g	1,55	2,72	8,32	0,00	11,04	0,00	15,92	15,92



Verifica

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	68,43	0,00	1,25	10,05	16,08	0,63	60,09	0,104	0,200
b - b	-240,96	0,00	1,25	16,08	10,05	1,88	133,80	0,170	0,200
c - c	-66,29	0,00	1,25	10,05	10,05	0,63	58,26	0,100	0,200
d - d	307,39	115,17	1,19	16,08	10,05	2,68	147,59	0,188	0,200
e - e	148,40	73,50	0,96	16,08	10,05	1,83	88,28	0,112	0,200
f - f	55,07	40,42	0,74	10,05	10,05	1,27	66,61	0,115	0,200
g - g	11,04	15,92	0,52	10,05	10,05	0,47	18,26	0,028	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	68,43	0,00	1,25	10,05	16,08	0,63	60,09	0,104	0,200
b - b	-240,96	0,00	1,25	16,08	10,05	1,88	133,80	0,170	0,200
c - c	-66,29	0,00	1,25	10,05	10,05	0,63	58,26	0,100	0,200
d - d	307,39	115,17	1,19	16,08	10,05	2,68	147,59	0,188	0,200
e - e	148,40	73,50	0,96	16,08	10,05	1,83	88,28	0,112	0,200
f - f	55,07	40,42	0,74	10,05	10,05	1,27	66,61	0,115	0,200
g - g	11,04	15,92	0,52	10,05	10,05	0,47	18,26	0,028	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

7.7.3 Verifiche tensionali

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	68,43	0,00	1,25	10,05	16,08	0,63	60,09
b - b	-240,96	0,00	1,25	16,08	10,05	1,88	133,80
c - c	-66,29	0,00	1,25	10,05	10,05	0,63	58,26
d - d	307,39	115,17	1,19	16,08	10,05	2,68	147,59
e - e	148,40	73,50	0,96	16,08	10,05	1,83	88,28
f - f	55,07	40,42	0,74	10,05	10,05	1,27	66,61
g - g	11,04	15,92	0,52	10,05	10,05	0,47	18,26

7.8 RISULTATI VERIFICHE MURO H=3.80M

7.8.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	28,50	25,65
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	25,79	23,21
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	103,50	93,15
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	8,75	7,88
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	166,54	149,89
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	148,52	133,66
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	1,12	1,01
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	19,60	17,64
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	169,24	152,31
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	24,23	21,80
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	30,46	27,41
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	186,30	167,67
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	28,44	25,59
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	269,42	242,48
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	381,91	343,72
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	3,06	2,76
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	26,70	24,03
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	411,67	370,50

RELAZIONE DI CALCOLO

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat $\ast(B1+B2+B3+1/2\ast(B4+B5))$	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism $\ast(B1+B2+B3+1/2\ast(B4+B5))$	(kNm/m)	0		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h = Pm*kh	(kN/m)		18,12	
Ps v = Pm*kv	(kN/m)		9,06	

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh = Pt*kh	(kN/m)		18,41	
Ptsv = Pt*kv	(kN/m)		9,20	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h = kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)		0,00	
MPs2 h = kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)		9,46	
MPs3 h = kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)		6,78	
MPs4 h = kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)		6,47	
MPs5 h = -kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)		-0,24	
MPs h = MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		22,47	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v = kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)		0,00	
MPs2 v = kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)		1,32	
MPs3 v = kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)		1,66	
MPs4 v = kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)		10,13	
MPs5 v = kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)		1,55	
MPs v = MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		14,65	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h = kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)		49,27	
MPts2 h = kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)		0,90	
MPts3 h = kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)		7,85	
MPts h = MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		58,03	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v = kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)		20,77	
MPts2 v = kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)		0,18	
MPts3 v = kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)		1,93	
MPts v = MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		22,88	

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica				
St = $0,5\ast\gamma\ast(H2+H3+H4+Hd)^2\ast ka$	(kN/m)	70,96	95,79	98,20
Sq perm = $q\ast(H2+H3+H4+Hd)\ast ka$	(kN/m)	13,59	18,35	0,00
Sq acc = $q\ast(H2+H3+H4+Hd)\ast ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	66,24	89,43	93,63
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12,69	17,13	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	25,43	34,33	29,62
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4,87	6,58	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	37,70	37,70	32,38
--	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	88,22	119,10	124,70
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	91,54	123,58	106,62
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	28,52	38,50	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	17,53	23,67	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	9,98	9,98	8,58

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	376,68	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	106,56	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,40	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,78	>	1
------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	719,61	(kNm/m)
------	--------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	133,27	(kNm/m)
------	-------------------------------------	--------	---------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	5,40	>	1
------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr\ acc)$	376,68	376,68	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	68,86	68,86	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	660,76	660,76	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	17,27	17,27	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,05	0,05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,51	3,51	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

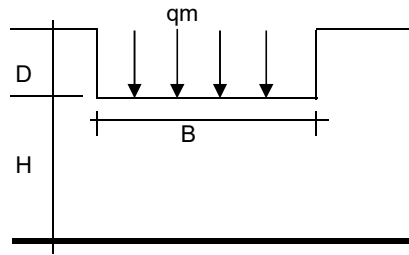
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,67	0,67	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,62	0,62	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi')))^{m+1}$		0,55	0,55	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	261,45	261,45	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2,44	>	1
		Nmax	2,44	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	366,08	(kN/m)
M	-4,50	(kNm/m)
e=M/N	-0,01	(m)
B*	3,58	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,95	(m)
D/B*	0,27	(m)
Hs/B*	4,47	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 105,35 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,949 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 1,03 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 0,09 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma' * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$	(kN/m)	70,96	70,96	89,27
Sst1 sism = $0,5 * \gamma' * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	23,29	23,29	27,00
Ssq1 perm = $qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	17,12	17,12	21,12
Ssq1 acc = $qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$	(kN/m)	66,24	66,24	85,12
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$	(kN/m)	21,74	21,74	25,74
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$	(kN/m)	15,98	15,98	20,14
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} * \sin \delta$	(kN/m)	25,43	25,43	26,93
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$	(kN/m)	8,35	8,35	8,14
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$	(kN/m)	6,14	6,14	6,37
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1' * (1+kv) Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1' * (1+kv) kps^+ * H2) * Hd$	(kN/m)	36,83	36,83	31,39
--	--------	-------	-------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	88,22	88,22	113,36
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	28,96	28,96	34,28
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	91,54	91,54	96,93
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	30,04	30,04	29,31
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	35,93	35,93	45,27
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	22,09	22,09	22,93
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2') * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	9,25	9,25	7,89

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		393,95	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$		140,49	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg\phi_1'$		0,40	(-)
Fs =	$(N*f + Sp) / T$		1,40	>
				1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		681,09	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		94,58	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr		7,20	>
				1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr \text{ acc})$	393,95	393,95	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp$	103,66		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	619,45	619,45	(kNm/m)

RELAZIONE DI CALCOLO

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)
 $M = X_c \cdot N - MM$ 89,67 89,67 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0 \cdot N_q'iq + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B'N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0,23	0,23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,14	3,14	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,54	0,54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,48	0,48	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0,40	0,40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario) 186,52 186,52 (kN/m²)

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B' / N$$

N_{min} **1,49** >
 N_{max} **1,49** > 1

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	70,96	70,96	89,27
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	15,85	15,85	17,63
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	17,58	17,58	21,65
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * $\cos \delta$	(kN/m)	66,24	66,24	85,12
Sst1h sism = Sst1 sism * $\cos \delta$	(kN/m)	14,80	14,80	16,81
Ssq1h perm = Ssq1 perm * $\cos \delta$	(kN/m)	16,42	16,42	20,65
Ssq1h acc = Ssq1 acc * $\cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*sen δ	(kN/m)	25,43	25,43	26,93
Sst1v sism = Sst1 sism*sen δ	(kN/m)	5,68	5,68	5,32
Ssq1v perm= Ssq1 perm*sen δ	(kN/m)	6,30	6,30	6,53
Ssq1v acc= Ssq1 acc*sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot kps \cdot H_2') \cdot Hd$	(kN/m)	32,71	32,71	27,84
---	--------	-------	-------	-------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	88,22	88,22	113,36
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	19,70	19,70	22,38
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kNm/m)	91,54	91,54	96,93
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kNm/m)	20,45	20,45	19,14
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	36,90	36,90	46,41
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	22,68	22,68	23,51
MSP = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H_2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)		0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		354,93	(kN/m)	
--	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh		133,98	(kN/m)	
---	--	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg ϕ_1'		0,40	(-)	
------------------	--	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T		1,31	>	1
----------------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3		820,67 ⁺	(kNm/m)	
-----------------------	--	---------------------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts		300,19 ⁺	(kNm/m)	
---	--	---------------------	-----------	--

Fr = Ms / Mr		2,73	>	1
---------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + \varphi_p + \varphi_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	354,93	354,93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + \varphi_p + \varphi_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	101,27		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	552,90	552,90	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	85,97	85,97	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0 \cdot N_q'iq + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B'N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,24	0,24	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,12	3,12	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	7,82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	16,88		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	7,13		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,51	0,51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,44	0,44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0,37	0,37	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	171,41	171,41	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1,50	>	
		Nmax	1,50	>	1

RELAZIONE DI CALCOLO

Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	90
n1	10

Xc	140
Xd	155
n2	10

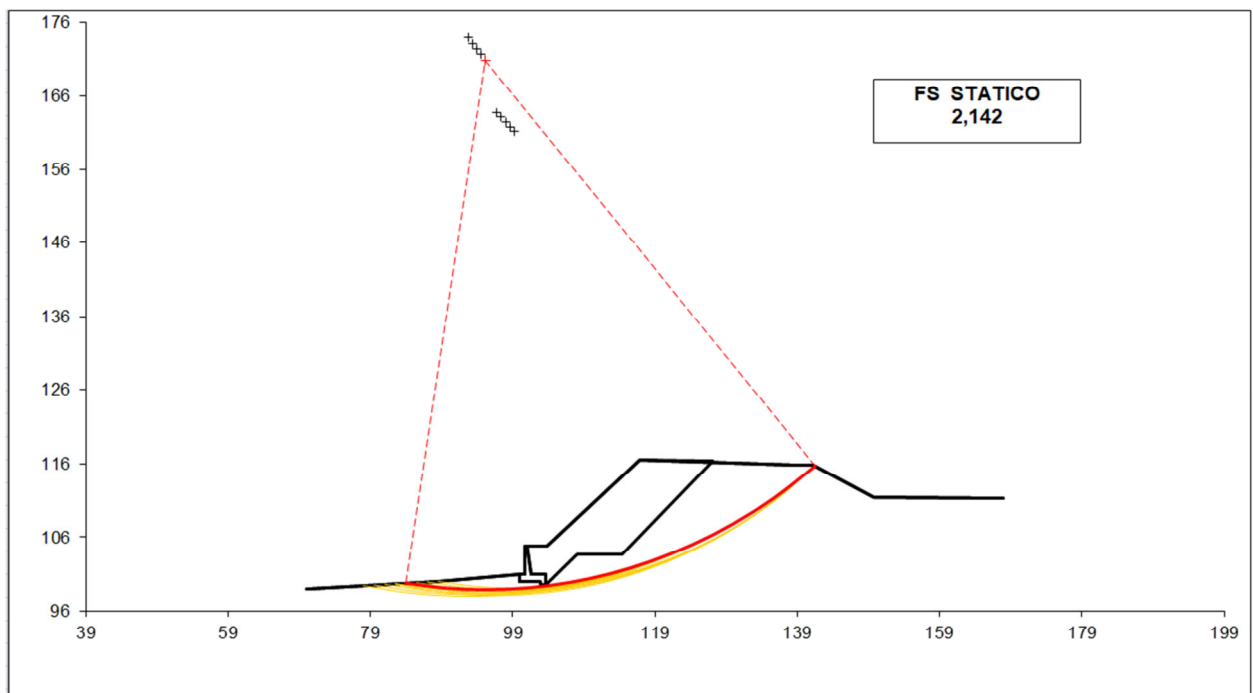
alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	1331
---------------------	------

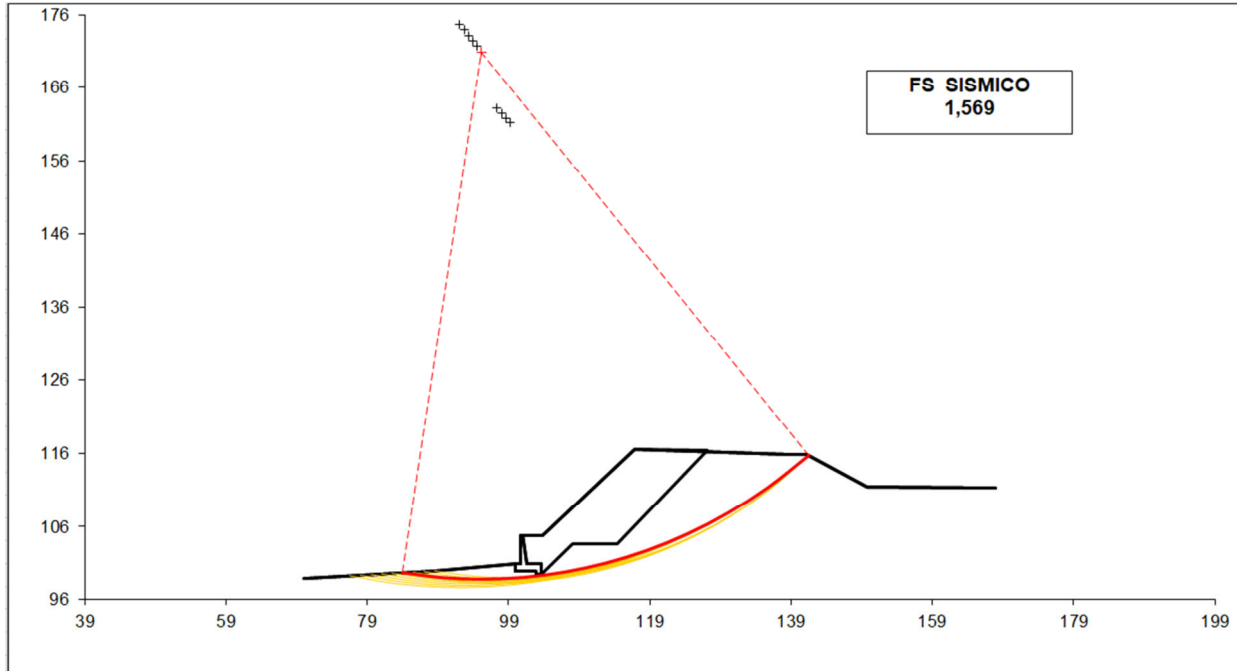
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
1096	STATICO 2,142
	SISMICO 1,569

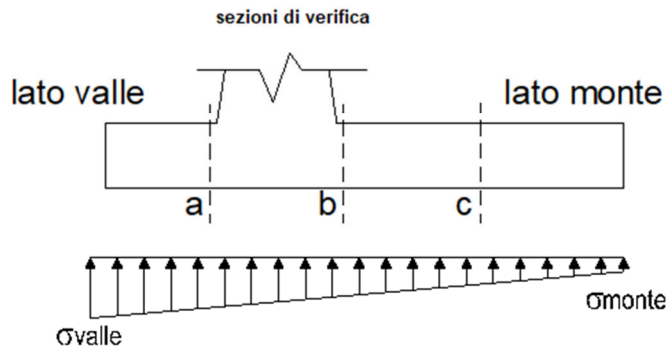
Condizione statica



Condizione sismica



7.8.2 Verifiche strutturali

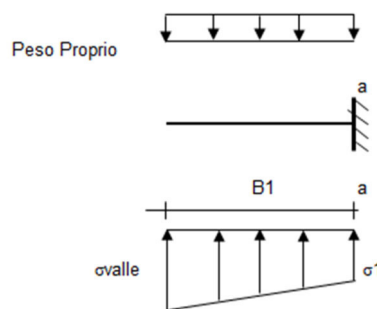


Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	376,68	17,27	112,63	96,64
	376,68	17,27	112,63	96,64
sisma+	393,95	89,67	150,95	67,92
	393,95	89,67	150,95	67,92
sisma-	354,93	85,97	138,39	58,79
	354,93	85,97	138,39	58,79

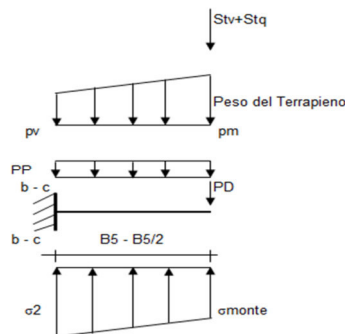
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	112,63	109,52	21,52	61,13
	112,63	109,52	21,52	61,13
sisma+	150,95	134,80	29,53	84,90
	150,95	134,80	29,84	84,90
sisma-	138,39	122,91	27,14	76,25
	138,39	122,91	26,82	76,25

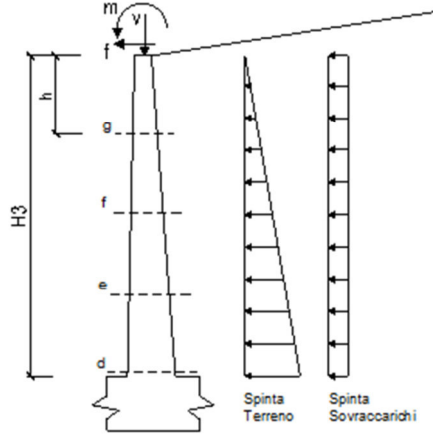


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	96,64	105,78	-64,63	-39,91	101,21	-19,34	-47,37
	96,64	105,78	-64,63	-39,91	101,21	-19,34	-47,37
sisma+	67,92	115,36	-109,43	-69,87	91,64	-34,40	-71,89
	67,92	115,36	-109,43	-69,87	91,64	-34,40	-71,89
sisma-	58,79	104,27	-112,33	-71,47	81,53	-41,83	-67,51
	58,79	104,27	-112,33	-71,47	81,53	-41,83	-67,51



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	54,16	22,51	0,00	76,67	0,00	54,29	54,29
e-e	2,85	22,85	12,66	0,00	35,51	0,00	35,88	35,88
f-f	1,90	6,77	5,63	0,00	12,40	0,00	20,70	20,70
g-g	0,95	0,85	1,41	0,00	2,25	0,00	8,74	8,74

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	42,76	11,84	0,00	54,61
e-e	2,85	24,05	8,88	0,00	32,94
f-f	1,90	10,69	5,92	0,00	16,61
g-g	0,95	2,67	2,96	0,00	5,63

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	40,12	14,10	21,00	0,00	9,44	84,67	0,00	57,25	57,25
e-e	2,85	16,93	5,95	11,81	0,00	4,81	39,50	0,00	37,83	37,83
f-f	1,90	5,02	1,76	5,25	0,00	1,92	13,95	0,00	21,82	21,82
g-g	0,95	0,63	0,22	1,31	0,00	0,42	2,58	0,00	9,21	9,21

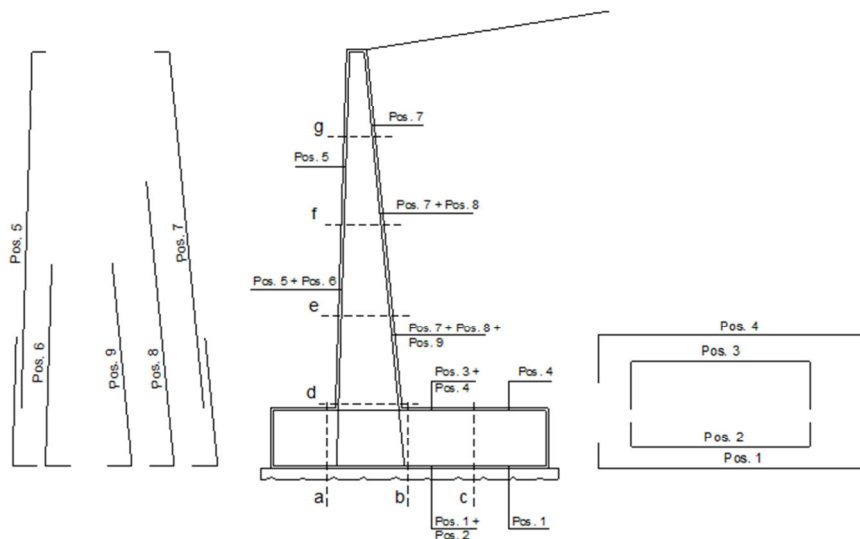
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	31,67	11,14	11,05	0,00	5,91	59,77
e-e	2,85	17,82	6,26	8,29	0,00	3,90	36,27
f-f	1,90	7,92	2,78	5,53	0,00	2,25	18,48
g-g	0,95	1,98	0,70	2,76	0,00	0,95	6,39

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	40,12	9,60	21,57	0,00	9,44	80,73	0,00	51,34	51,34
e-e	2,85	16,93	4,05	12,13	0,00	4,81	37,92	0,00	33,93	33,93
f-f	1,90	5,02	1,20	5,39	0,00	1,92	13,52	0,00	19,57	19,57
g-g	0,95	0,63	0,15	1,35	0,00	0,42	2,55	0,00	8,26	8,26

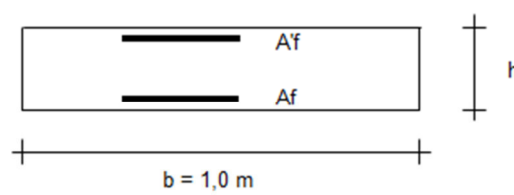
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	31,67	7,58	11,35	0,00	5,91	56,51
e-e	2,85	17,82	4,26	8,51	0,00	3,90	34,50
f-f	1,90	7,92	1,89	5,68	0,00	2,25	17,74
g-g	0,95	1,98	0,47	2,84	0,00	0,95	6,24

SCHEMA DELLE ARMATURE



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	16	<input type="checkbox"/>
3	0,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	5,0	16		8	0,0	16	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	16	<input type="checkbox"/>

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	29,84	0,00	0,95	10,05	10,05	350,19
b - b	-112,33	0,00	0,95	10,05	10,05	350,19
c - c	-41,83	0,00	0,95	10,05	10,05	350,19
d - d	84,67	57,25	0,84	10,05	10,05	329,16
e - e	39,50	37,83	0,71	10,05	10,05	266,05
f - f	13,95	21,82	0,57	10,05	10,05	206,37
g - g	2,58	9,21	0,44	10,05	10,05	149,41

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A TAGLIO

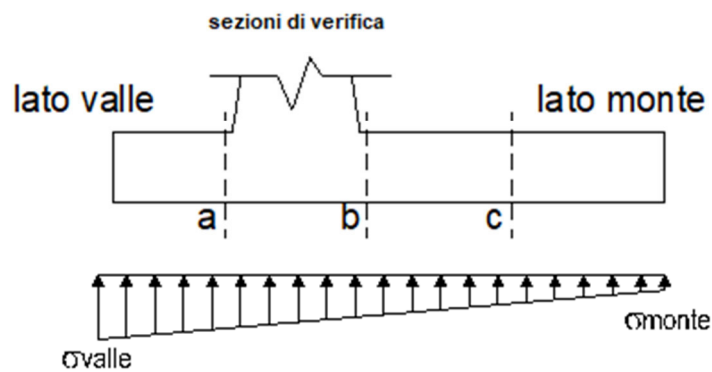
Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	84,90	0,95	314,82
b - b	71,47	0,95	314,82
c - c	71,89	0,95	314,82
d - d	59,77	0,84	293,75
e - e	36,27	0,71	253,32
f - f	18,48	0,57	212,18
g - g	6,39	0,44	169,79

Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

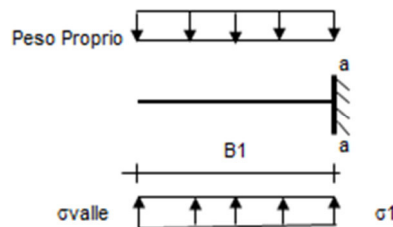
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	366,08	-4,50	99,61	103,77
	366,08	-4,50	99,61	103,77
Q.P.	366,08	-4,50	99,61	103,77
	366,08	-4,50	99,61	103,77



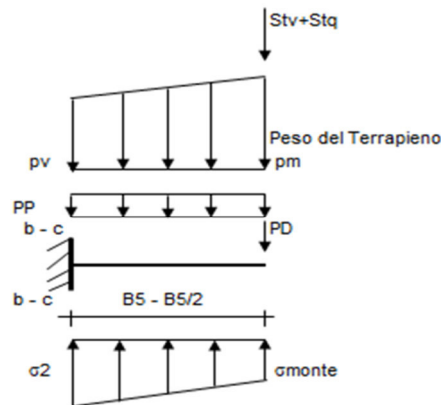
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	99,61	100,42	18,65
	99,61	100,42	18,65
Q.P.	99,61	100,42	18,65
	99,61	100,42	18,65



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	103,77	101,39	-35,84	102,58	-5,68
	103,77	101,39	-35,84	102,58	-5,68
Q.P.	103,77	101,39	-35,84	102,58	-5,68
	103,77	101,39	-35,84	102,58	-5,68



Azioni sul parameno verticale

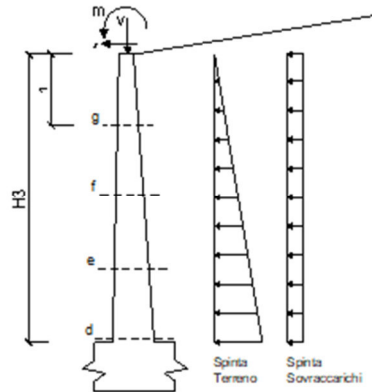
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	40,12	16,67	0,00	56,79	0,00	54,29	54,29
e-e	2,85	16,93	9,38	0,00	26,30	0,00	35,88	35,88
f-f	1,90	5,02	4,17	0,00	9,18	0,00	20,70	20,70
g-g	0,95	0,63	1,04	0,00	1,67	0,00	8,74	8,74

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,80	40,12	16,67	0,00	56,79	0,00	54,29	54,29
e-e	2,85	16,93	9,38	0,00	26,30	0,00	35,88	35,88
f-f	1,90	5,02	4,17	0,00	9,18	0,00	20,70	20,70
g-g	0,95	0,63	1,04	0,00	1,67	0,00	8,74	8,74

RELAZIONE DI CALCOLO



Verifica

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	18,65	0,00	0,95	10,05	10,05	0,28	22,11	0,038	0,200
b - b	-35,84	0,00	0,95	10,05	10,05	0,54	42,49	0,073	0,200
c - c	-5,68	0,00	0,95	10,05	10,05	0,09	6,73	0,012	0,200
d - d	56,79	54,29	0,84	10,05	10,05	1,05	51,42	0,089	0,200
e - e	26,30	35,88	0,71	10,05	10,05	0,65	26,60	0,046	0,200
f - f	9,18	20,70	0,57	10,05	10,05	0,32	9,78	0,015	0,200
g - g	1,67	8,74	0,44	10,05	10,05	0,09	1,13	0,001	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	18,65	0,00	0,95	10,05	10,05	0,28	22,11	0,038	0,200
b - b	-35,84	0,00	0,95	10,05	10,05	0,54	42,49	0,073	0,200
c - c	-5,68	0,00	0,95	10,05	10,05	0,09	6,73	0,012	0,200
d - d	56,79	54,29	0,84	10,05	10,05	1,05	51,42	0,089	0,200
e - e	26,30	35,88	0,71	10,05	10,05	0,65	26,60	0,046	0,200
f - f	9,18	20,70	0,57	10,05	10,05	0,32	9,78	0,015	0,200
g - g	1,67	8,74	0,44	10,05	10,05	0,09	1,13	0,001	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

7.8.3 Verifiche tensionali

Condizione Statica							
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	18,65	0,00	0,95	10,05	10,05	0,28	22,11
b - b	-35,84	0,00	0,95	10,05	10,05	0,54	42,49
c - c	-5,68	0,00	0,95	10,05	10,05	0,09	6,73
d - d	56,79	54,29	0,84	10,05	10,05	1,05	51,42
e - e	26,30	35,88	0,71	10,05	10,05	0,65	26,60
f - f	9,18	20,70	0,57	10,05	10,05	0,32	9,78
g - g	1,67	8,74	0,44	10,05	10,05	0,09	1,13