

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:

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

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci	Dott. Ing. G. Lucibello
	Dott. Ing. A. Signorelli	Dott. Arch. G. Guastella
	Dott. Ing. E. Moscatelli	Dott. Geol. M. Leonardi
	Dott. Ing. A. Belà	Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi	Dott. Ing. L. Ragnacci
	Dott. Ing. M. Panfilì	Dott. Arch. A. Strati
	Dott. Arch. P. Ghirelli	Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Pelle	
	Dott. Ing. D. Carlacchini	Dott. Ing. F. Aloe
	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. C. Consorti	
	Dott. Ing. V. Rotisciani	Dott. Ing. G. Verini Supplizi
	Dott. Ing. G. Pulli	Dott. Ing. V. Piunno
	Dott. Ing. F. Macchioni	Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

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 sottoscampa dal km 7+986 al km 8+023 - Carr. SX
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01OS11STRRE01B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 O S 1 1 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	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
2.3	SOFTWARE UTILIZZATI	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	CALCESTRUZZO	5
3.2	ACCIAIO	6
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	7
5	OPERE DI SOSTEGNO - MURI	8
5.1	COMBINAZIONI DI CARICO	8
5.2	AZIONI DI CALCOLO	9
5.2.1	Peso proprio della struttura	9
5.2.2	Peso del terreno a monte dell'opera	10
5.2.3	Spinta del carico variabile stradale	10
5.2.4	Spinta statica del terreno a monte del muro	10
5.2.5	Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma	11
5.2.6	Azione dei veicoli in svio	13
6	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	14
6.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	14
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	15
6.3	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	15
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	17
6.5	VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO	20

7	DATI GENERALI DI CALCOLO	21
7.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	21
7.2	INPUT DI CALCOLO	23
7.2.1	DATI DI CALCOLO	23
7.2.2	COEFFICIENTI PARZIALI	24
7.2.3	DATI GEOMETRICI MURO H=5.00m	25
7.2.4	DATI GEOMETRICI MURO H=4.00m	26
7.3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO	27
7.4	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	27
7.5	CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA	28
7.6	RISULTATI VERIFICHE MURO H=5M	37
7.6.1	Verifiche geotecniche	37
7.6.2	Verifiche strutturali	50
7.6.3	Verifiche tensionali	57
7.7	RISULTATI VERIFICHE MURO H=4.00M	58
7.7.1	Verifiche geotecniche	58
7.7.2	Verifiche strutturali	73
7.7.3	Verifiche tensionali	80

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento del muro dal km 9+025 al km 9+089 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
- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- Classe di esposizione XA2

RELAZIONE DI CALCOLO

- 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 $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- 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):

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

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	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:

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

Valori limite di K_a :

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

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

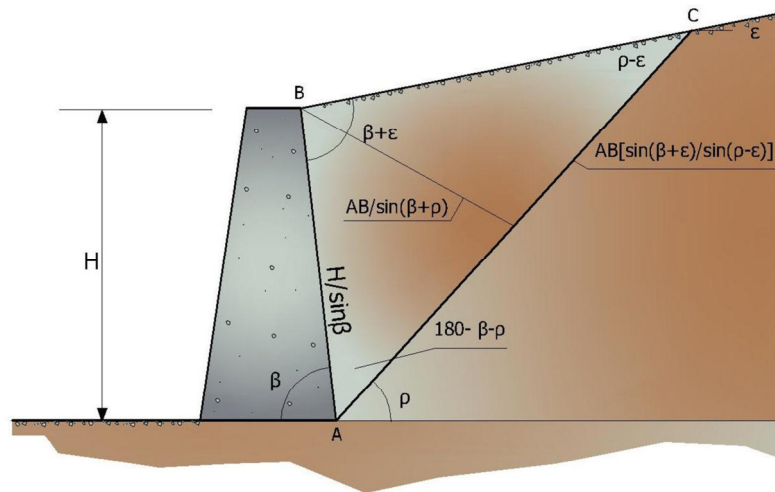
β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

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 $H=100/4 = 25 \text{ kN}$ e un momento di trasporto pari a $M=25\text{kN} \times 1\text{m}=25 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

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

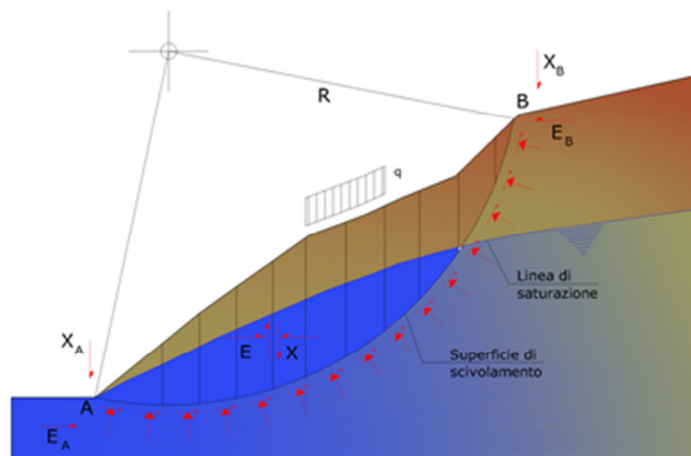
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la

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.

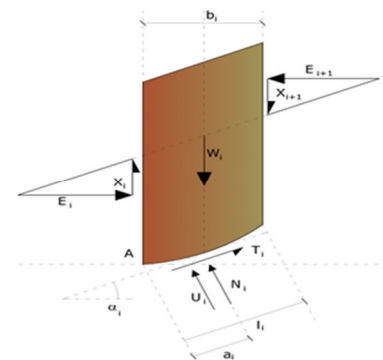
L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo Slope 2021 (Geostru).

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.

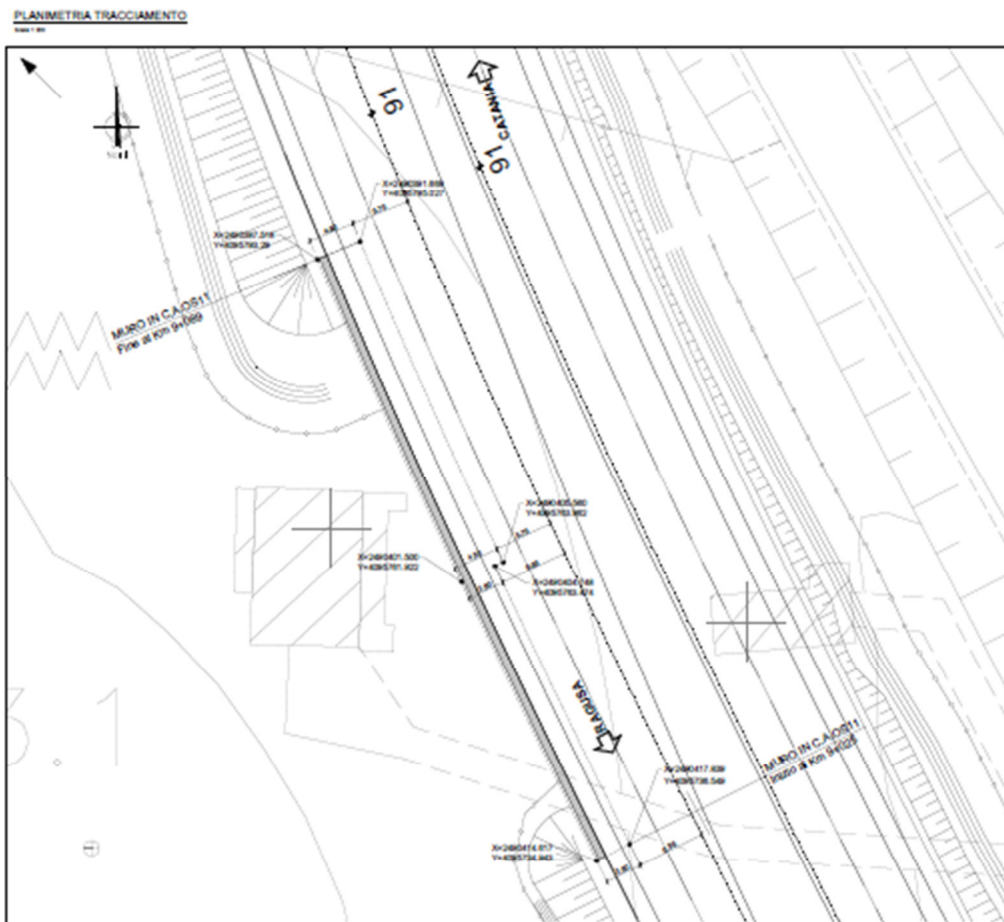
Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti il muro:

- Paramento verticale;
- Zattera di fondazione.

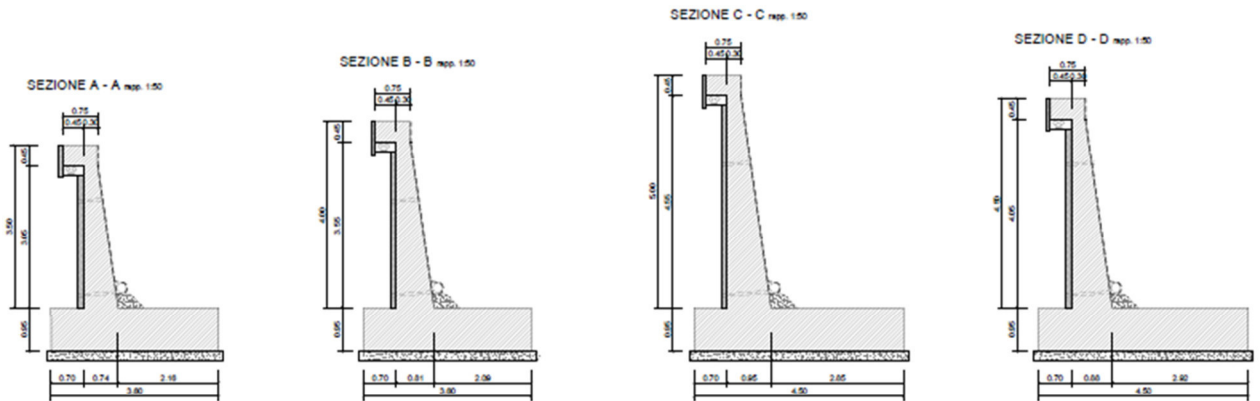
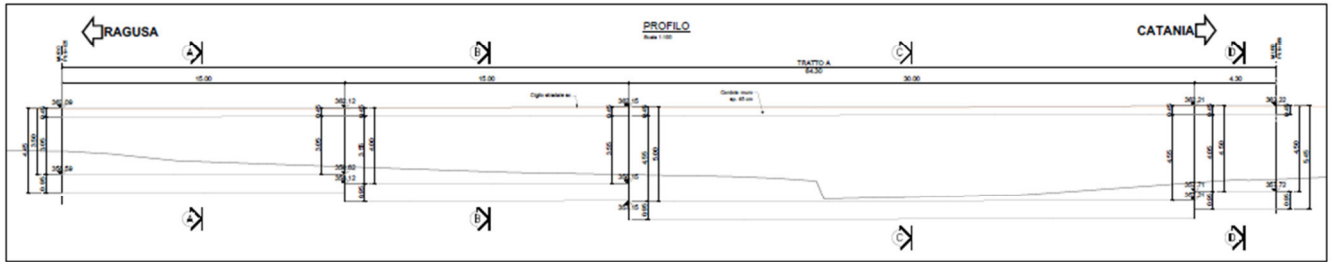
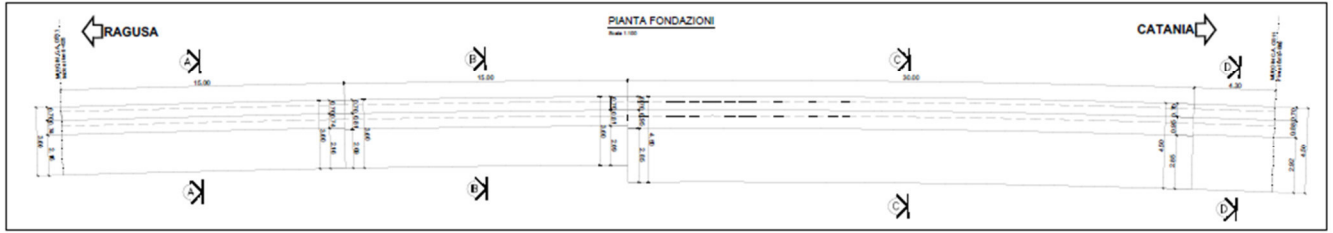
7 DATI GENERALI DI CALCOLO

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 75.00 m. Il muro presenta una fondazione diretta gettata in opera di spessore costante di 0.95 m, larghezza variabile tra 3.60÷4.50 m e paramento di altezza variabile tra 3.50÷5.00 m.



RELAZIONE DI CALCOLO



7.2 INPUT DI CALCOLO

7.2.1 DATI DI CALCOLO

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
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		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	27,00	27,00	22,18
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	17,50	17,50	17,50
	Peso Unità di Volume del Rintero della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19,00	19,00	19,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	9,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	20000		

		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	2,663	2,663	2,213
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,488	2,488	2,051
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,467	2,467	2,031

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0,00	0,00	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	20,00	27,00	30,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	12,50	12,50	18,75
	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	12,50	12,50	18,75
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione rara $\psi1$		1,00	condizione quasi permanente $\psi2$		0,00
	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		

q: carico variabile stradale (cap. 5.2.3)

f: forza orizzontale applicata in testa al muro dovuta all'azione di svio dei veicoli (cap.5.2.3)

m: momento applicato in testa al muro dovuto all'azione di svio dei veicoli (cap.5.2.3)

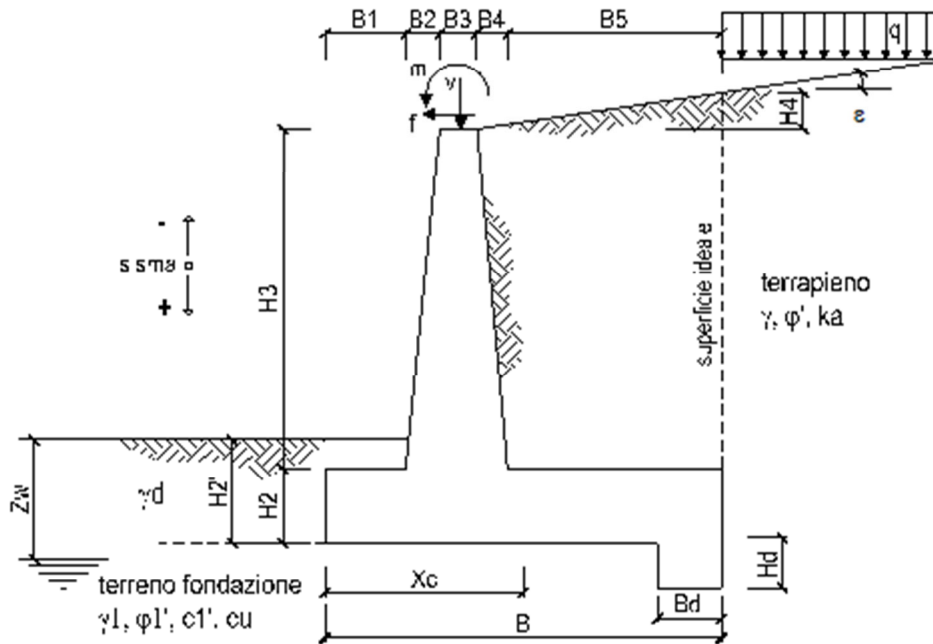
7.2.2 COEFFICIENTI PARZIALI

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=5.00m



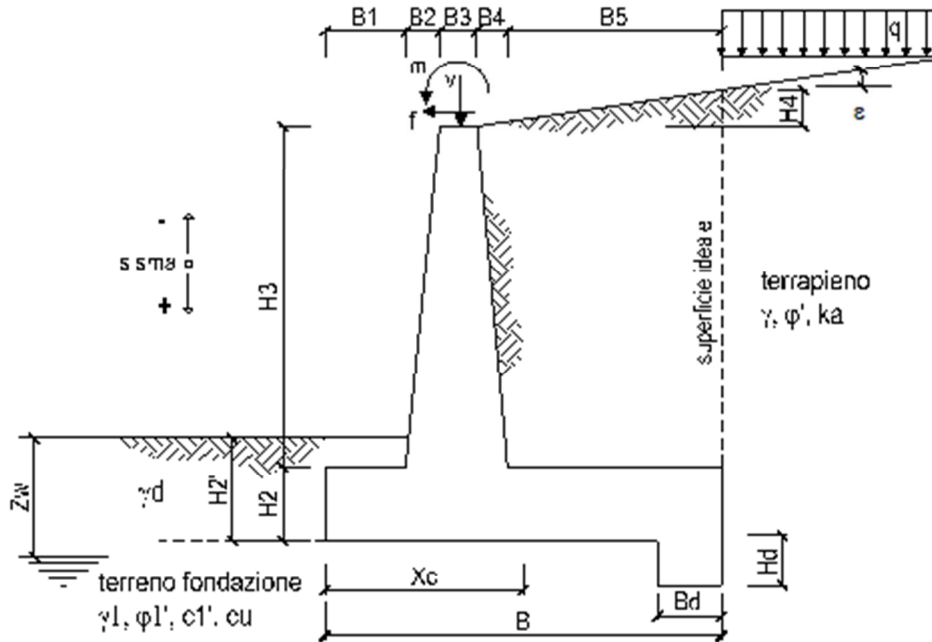
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,65	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4,50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,85	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,25	(m)

7.2.4 DATI GEOMETRICI MURO H=4.00m



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,51	(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 =	2,09	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,80	(m)

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			
Qm	17.5	27	6
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	36.975768
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	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

7.5 CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA

Con riferimento al paragrafo 5.2.6 relativo all'urto dei veicoli in svio sugli elementi di sicurezza bordoponte si osserva il seguente stato di sollecitazione relativo al cordolo in analisi:

- $V_{ed} = 100 \text{ kN}$;
- $M_{t-ed} = 100 \text{ kNm}$;

Il modello del traliccio di Morh è di riferimento per la determinazione della resistenza a torsione e a taglio dell'elemento in analisi, cui si ipotizza per semplicità essere sottoposto a momento costante.

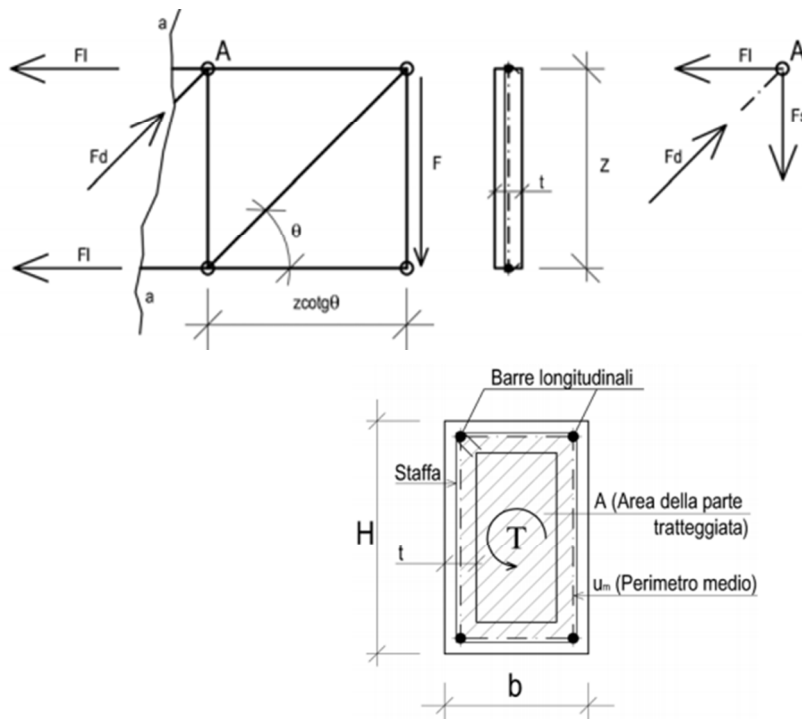
I valori della torsione di calcolo interna TR_d sono dunque tre:

- a) quella dovuta all'armatura longitudinale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- b) quella dovuta all'armatura trasversale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- c) quella dovuta alle bielle oblique di calcestruzzo compresso, considerato alla soglia dello stato limite ultimo.

Utilizzando la simbologia della Normativa Italiana, la torsione di calcolo esterna TE_d deve essere confrontata separatamente con ognuno dei valori di calcolo interni TR_{sd} , TR_{ld} e TR_{cd} , rispettivamente corrispondenti all'armatura trasversale, all'armatura longitudinale ed alle bielle di calcestruzzo:

- $TE_d \leq TR_{sd}$ (armatura trasversale);
- $TE_d \leq TR_{ld}$ (armatura longitudinale);
- $TE_d \leq TR_{cd}$ (calcestruzzo delle bielle);

La trattazione teorica di tale modellazione è rimandata alla relativa trattazione, mentre si esplicitano in seguito i valori di resistenza precedentemente illustrati.



$$T_{Rld} = 2A \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} \cdot \cot g \theta \quad T_{Rsd} = 2 \cdot A \frac{A_s}{s} f_{yd} \cdot \cot g \theta$$

$$T_{Rcd} = A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \cot g \theta / (1 + \cot g^2 \theta)$$

A favore di sicurezza si è considerato reagente a torsione solamente la parte periferica della sezione di calcestruzzo di spessore $t=A/u$, con tali valori riferiti all'area e al perimetro della carpenteria.

Si riporta in seguito il calcolo della resistenza a torsione sotto l'ipotesi di staffe verticali ($\alpha = 90^\circ$) e angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo $\theta = 45^\circ$.

Mt ed	100	kNm	momento torcente agente
CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO			
Rck	40	N/mm ²	resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
fck	33,2	N/mm ²	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γc	1,5		coef parziale di sicurezza del calcestruzzo
fcd	18,8	N/mm ²	resistenza di progetto cilindrica del calcestruzzo
θ	45	°	angolo di inclinazione delle bielle compresse
	0,7854	rad	
CARATTERISTICHE ACCIAIO DA ARMATURA			
fyk	450	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio da armatura
γs	1,15		coef parziale di sicurezza acciaio da armatura
fyd	391,30	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto dell'acciaio da armatura
CARATTERISTICHE CARPENTERIA			
b	750	mm	larghezza della sezione
h	450	mm	altezza della sezione
CARATTERISTICHE ARMATURA LONGITUDINALE			
Correnti superiori			
0	Φ	12	
	0	mm ²	
5	Φ	16	
	1004,8	mm ²	
0	Φ	16	
	0	mm ²	
Al sup	1004,8	mm ²	
Correnti inferiori			
0	Φ	12	
	0	mm ²	
4	Φ	16	
	803,84	mm ²	

RELAZIONE DI CALCOLO

0	Φ	16
	0	mm ²
Al inf	803,84	mm ²

Correnti centrali		
0	Φ	10
	0	mm ²
0	Φ	14
	0	mm ²
0	Φ	16
	0	mm ²
Al centr	0	mm ²

Σ Al 1808,64 mm² armatura longitudinale totale

CARATTERISTICHE STAFFE

2	Φ	10	diametro delle staffe
As	157	mm ²	area staffa
s	150	mm	passo staffe

PARAMETRI DI CALCOLO

A	188525,4	mm ²	area della sezione racchiusa dal perimetro medio
um	1837,5	mm	perimetro medio
Ac	337500	mm ²	area della sezione di carpenteria
u	2400	mm	perimetro esterno della sezione
t	140,625	mm	spessore della crosta reagente

RISULTATI DI CALCOLO

Trsd	1,54E+08	Nmm	momento torcente resistente delle staffe
	154,4269	kNm	
Trld	1,45E+08	Nmm	momento torcente resistente delle armature longitudinali
	145,2243	kNm	
Trcd	2,49E+08	Nmm	momento torcente resistente del calcestruzzo
	249,3837	kNm	
Trd	145,2243	kNm	momento torcente resistente
Tasso di lavoro	0,69		

Per quanto detto i tagli di calcolo interni VRd sono dunque due:

- quello dovuto alla resistenza dell'armatura trasversale tesa che ha raggiunto lo snervamento, VRsd;
- quello dovuto alla resistenza delle bielle compresse oblique di calcestruzzo, considerata alla soglia dello stato limite ultimo, VRcd.

Il taglio di calcolo esterno VEd deve essere confrontato separatamente con ognuno dei due tagli di calcolo interni VRsd e VRcd, rispettivamente corrispondenti all'armatura trasversale ed al calcestruzzo delle bielle: $V_{Ed} \leq V_{Rsd}$ (armatura trasversale) $V_{Ed} \leq V_{Rcd}$ (calcestruzzo delle bielle).

Si riportano rispettivamente i due valori di resistenza rimandando in letteratura la trattazione teorica di tali resistenze nel caso di staffe disposte verticalmente.

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} \cotg \theta \sin^2 \theta = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} \sin \theta \cos \theta$$

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0 KN
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	100 KN
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm²
	f_{ck}	33 N/mm²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,50
	f_{cd}	18,81 N/mm²
resistenza calcestruzzo ridotta	f'_{cd}=v/f_{cd}	9,41 N/mm²
resistenza acciaio	f_{yd}	391,30 N/mm²
sezione calcestruzzo	A_c	375000 mm²
larghezza minima sezione	b_w	750 mm
altezza utile	d	444 mm
	n°braccia	2
area armatura trasversale	φ	10 mm
	A_{sw}	157,08 mm²
interasse fra armature trasversali	s	150 mm
	σ_{cp}	0,00
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	α	90 °
inclin. puntoni cls	θ	13,95 °
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00

1		membrature non compresse	
1	$1+\sigma_{cp}/f_{cd}$	$0<\sigma_{cp}<0.25f_{cd}$	4,7033333
1,25	1,25	$0.25<\sigma_{cp}<0.50f_{cd}$	9,4066667
2,5	$2.5(1-\sigma_{cp}/f_{cd})$	$0.50<\sigma_{cp}<f_{cd}$	
$\text{sen}^2 \vartheta =$	0,05808263		
$\text{sen} \vartheta =$	0,241003382		
$\vartheta =$	0,243399574	rad	
$\text{ctg} \vartheta =$	4,027015176		
$\text{ctg} \vartheta$ effettivo=	2,5		

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad 409,49 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad 972,44 \text{ KN}$$

Resistenza di taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad 409,49 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{VERIFICATA}$$

$$\text{Tasso di lavoro} \quad 0,244$$

Essendo l'elemento sottoposto al regime di **taglio-torsione** si verifica:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = 0.69 + 0.224 = 0.914 \leq 1$$

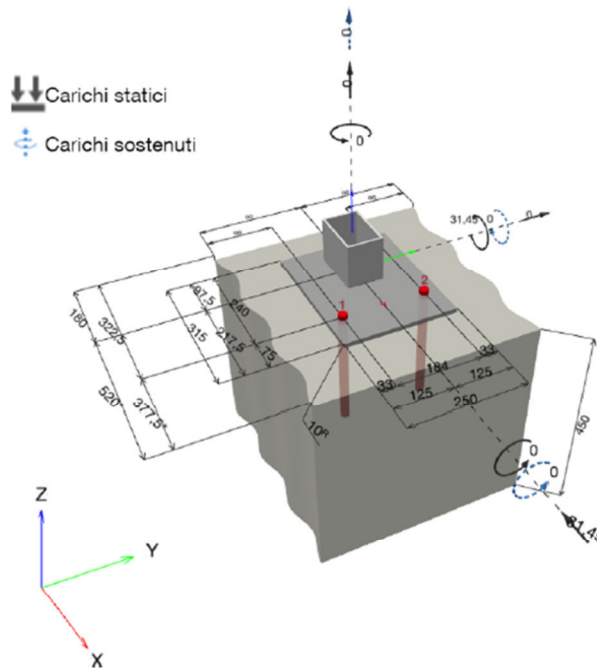
la verifica risulta essere dunque soddisfatta.

VERIFICA ANCORAGGIO BARRIERA STRADALE

Per la verifica dell'ancoraggio chimico della barriera al cordolo si procede con l'approccio del momento plastico, cioè si considera il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 19912 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

Considerando la barriera tipo H3 Bordo Ponte si è proceduto alla verifica di ancoraggi chimici costituiti da barre filettate M20 8.8, in acciaio zincato, ancorate al supporto con resina ad iniezione con profondità di posa 250 mm.

Le azioni sollecitanti sono il momento plastico del montante di una delle barriere commerciali di tipo H3 Bordo Ponte (montante 120x80x5) o equivalenti.



Considerando la sezione retta della piastra di base, sono stati consideranti i seguenti meccanismi di rottura, in relazione alle condizioni di carico.

Carico da trazione:

- Rottura a trazione dei tirafondi;
- Rottura conica a trazione del calcestruzzo;
- Rottura combinata conica a trazione del calcestruzzo e per sfilamento della barra;
- Flessione della piastra di base.

Carico da taglio:

- Rottura a taglio dei tirafondi in acciaio;
- Rottura per fenomeno del pry-out nel calcestruzzo.

Carichi combinati di trazione e di taglio

- Rottura per taglio-trazione dei tirafondi in acciaio.

La resistenza di progetto corrisponde a quella minima tra tutte le differenti modalità di rottura.

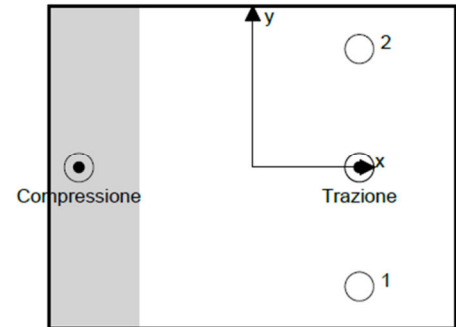
Schematizzazione e modellazione delle azioni

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	72,419	15,725	-15,725	0,000
2	72,419	15,725	-15,725	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,56 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 16,89 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(82,5/0,0): 144,838 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(-134,6/0,0): 144,838 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

Carico di trazione (EN 1992-4)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	72,419	130,667	56	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	144,838	230,855	63	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	144,838	181,581	80	OK
Fessurazione**	144,838	264,913	55	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196,000	1,500	130,667	72,419

Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
448,512	341,056	16,00	584,0	292,0	322,5	31,88
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,048	16,76	11,000	15,63	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
263,319	346,282	1,500	230,855	144,838		

ID gruppo ancoranti

1, 2

RELAZIONE DI CALCOLO

Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
651.465	562.500	375,0	750,0	31,88		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,958	1,000	
z [mm]	$\Psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
217,1	1,000	11,000	245,487	1,500	181,581	144,838
ID gruppo ancoranti						
1, 2						

Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\Psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
572.400	462.400	340,0	680,0	1,328	31,88	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	k_1
0,0	1,000	0,0	1,000	0,985	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
245,487	1,500	264,913	144,838			
ID gruppo ancoranti						
1, 2						

Carico di taglio (EN 1992-4, sez. 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	15,725	78,400	21	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	31,450	363,162	9	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-***	31,450	106,482	30	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
98,000	1,000	98,000	1,250	78,400	15,725

Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
651.465	562.500	375,0	750,0	2,000	31,88	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,958	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	245,487	1,500	363,162	31,450		
ID gruppo ancoranti						
1, 2						

Rottura del calcestruzzo in direzione x-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_g	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
240,0	20,00	2,400	0,086	0,057	31,88
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
322,5	518.175	468.028			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{rp,V}$
1,000	1,037	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
139,143	1,0	1,500	106,482	31,450	

Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sez. 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,554	0,201	2,000	35	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,798	0,295	1,500	88	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 53,644 [kN]	δ_N = 0,2049 [mm]
V_{Sk} = 11,648 [kN]	δ_V = 0,4659 [mm]
	δ_{NV} = 0,5090 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 53,644 [kN]	δ_N = 0,5123 [mm]
V_{Sk} = 11,648 [kN]	δ_V = 0,6989 [mm]
	δ_{NV} = 0,8665 [mm]

7.6 RISULTATI VERIFICHE MURO H=5M

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)	37,50	33,75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	40,81	36,73
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	129,38	116,44
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	207,69	186,92
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	270,47	243,42
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	2,03	1,83
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	31,02	27,92
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	303,51	273,16
- 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 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	31,88	28,69
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	49,70	44,73
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	291,09	261,98
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	372,66	335,40
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	832,09	748,88
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	6,77	6,09
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	44,52	40,07
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	883,38	795,04
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	22,59	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	11,30	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	33,02	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	16,51	

RELAZIONE DI CALCOLO

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	14,89
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	12,50
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	8,09
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	35,49

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1,73
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	2,70
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	15,83
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	20,27

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	107,39
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	2,10
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	15,13
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	124,62

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	45,26
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,39
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	3,34
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	48,99

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	90,64	122,37	125,45
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	30,72	41,48	57,98

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	84,62	114,24	119,61
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28,68	38,72	55,28

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	32,48	43,85	37,83
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11,01	14,86	17,49

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
------	---	--------	------	------	------

RELAZIONE DI CALCOLO

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$S_{th} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	175,20	236,51	247,63
MSt2 =	$St_v \cdot B$	(kNm/m)	146,17	197,33	170,26
MSq1 perm =	$S_{qh} \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$S_{qh} \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	89,07	120,25	171,68
MSq2 perm =	$S_{qv} \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$S_{qv} \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	49,55	66,89	78,69
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m)	12,50	12,50	18,75
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	76,88	76,88	115,31
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc} \quad 569,92 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 165,46 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \varphi_1' \quad 0,51 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1,76 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1379,39 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 553,37 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 2,49 \quad > \quad 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{qv} (+ \text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad 569,92 \quad 569,92 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 165,46 \quad 165,46 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 1074,12 \quad 1074,12 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 208,19 \quad 208,19 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,37	0,37	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,77	3,77	(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)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

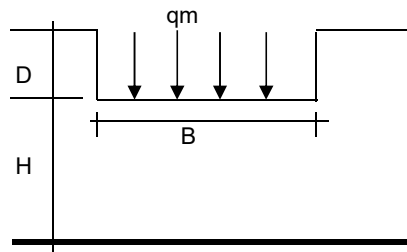
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0,50	0,50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,46	0,46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0,36	0,36	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 290,57 \quad 290,57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1,92	>	1
		N_{max}	1,92	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	554,69	(kN/m)
M	149,95	(kNm/m)
$e = M / N$	0,27	(m)
B^*	3,96	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,95	(m)
$D / B^* =$	0,24	(m)
$H_s / B^* =$	2,27	(m)

RELAZIONE DI CALCOLO

Carico unitario medio (qm)	$qm = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* =$	143,94	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,951	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0,72	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot qm \cdot B^* / E =$	19,49	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	90,64	90,64	114,04
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (1 + kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	29,75	29,75	34,49
Ssq1 perm = $qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	84,62	84,62	108,73
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27,77	27,77	32,88
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	32,48	32,48	34,40
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10,66	10,66	10,40
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot kps^+ \cdot H_2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	175,20	175,20	225,12
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	57,50	57,50	68,08
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	146,17	146,17	154,78
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	47,98	47,98	46,81
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
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 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		582,15	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		168,00	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \varphi_1'$		0,51	(-)	
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$		1,77	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		1256,04	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		182,46	(kNm/m)	
$F_r = M_s / M_r$		6,88	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max}	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$		582,15	582,15	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		168,00		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		1126,65	1126,65	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		183,19	183,19	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c_1' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,31	0,31	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,87	3,87	(m)

RELAZIONE DI CALCOLO

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$ (1 in cond. nd)	13,20	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$ (2+ π in cond. nd)	23,94	(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$ (0 in cond. nd)	14,47	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^m$ (1 in cond. nd)	0,51	0,51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$	0,47	0,47	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$	0,36	0,36	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim} (carico limite unitario)	297,02	297,02	(kN/m ²)
---	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/ N	N _{min}	1,97	>	1
		N _{max}	1,97	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	90,64	90,64	114,04
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1 - k_v) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_{as}^-$ - Sst1 stat	(kN/m)	20,24	20,24	22,52
Ssq1 perm = $q_p * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 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 * cos δ	(kN/m)	84,62	84,62	108,73
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	18,90	18,90	21,47
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
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)	32,48	32,48	34,40
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	7,26	7,26	6,79
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1 - k_v) * H_d^2 * k_{ps}^- + (2 * c_1 * k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 * (1 - k_v) * k_{ps} * H_2) * H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +h _d)/3-h _d)	(kNm/m)	175,20	175,20	225,12
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +h _d)/3-h _d)	(kNm/m)	39,13	39,13	44,45
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	146,17	146,17	154,78
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	32,65	32,65	30,56
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSP = $\gamma_1 * H_d^3 * k_{ps}^+ / 3 + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 * k_{ps} * H_2) * H_d^2 / 2$	(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)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 523,14 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 159,13 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0,51 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,68} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1441,38^* \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 498,92^* \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2,89} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 159,13 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 991,18 \quad 991,18 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 185,88 \quad 185,88 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

RELAZIONE DI CALCOLO

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,36	0,36	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,79	3,79	(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)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^n$	(1 in cond. nd)	0,48	0,48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,44	0,44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0,34	0,34	(-)

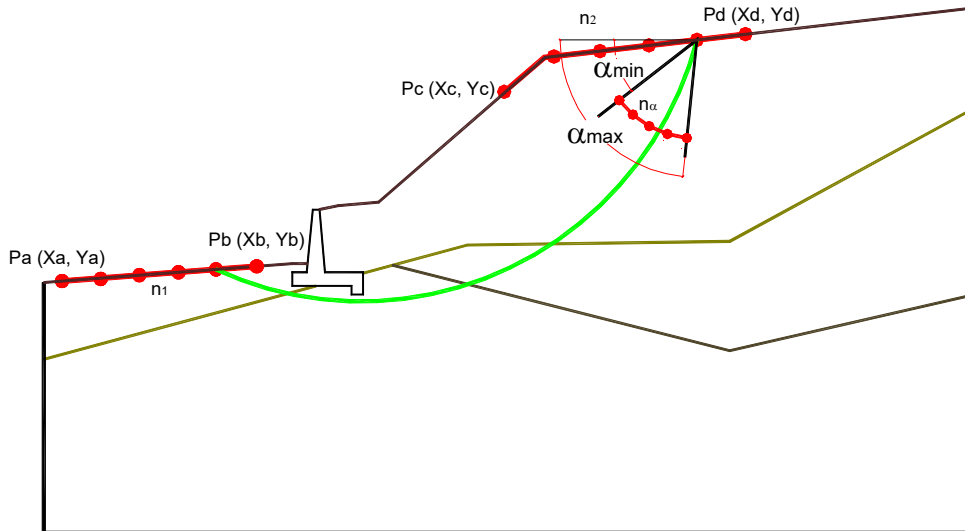
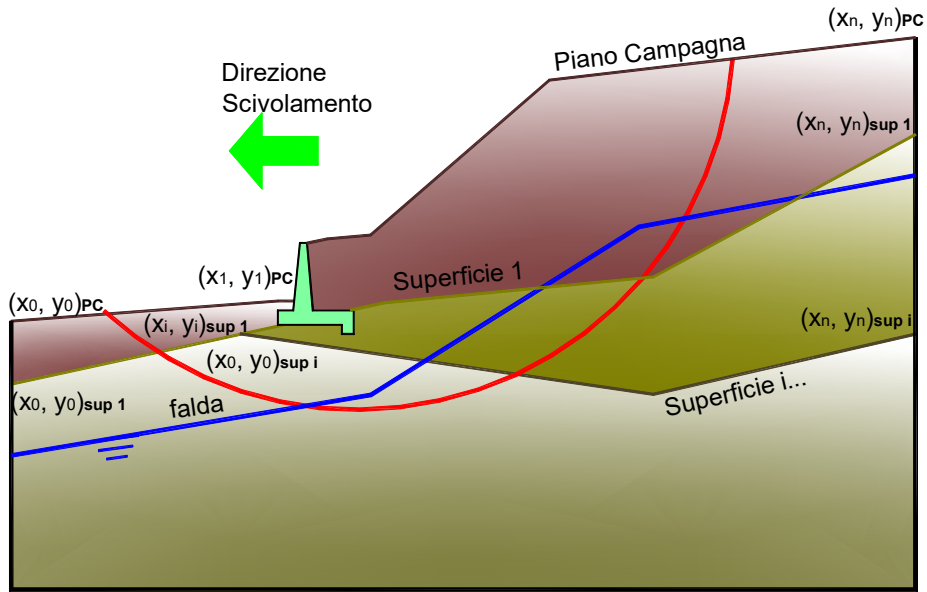
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	276,98	276,98	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	2,01	>	
		N_{max}	2,01	>	1

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	17,5	27,00	6	fondazione
materiale 2	19	35,00	0	terrapieno



RELAZIONE DI CALCOLO

Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	90
n1	10

Xc	115
Xd	130
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	92,102	134,047	37,956	76,500	116,500	3,918	2,474
2	92,575	130,627	35,081	76,500	116,500	4,008	2,537
111	93,100	132,858	36,404	78,000	116,500	3,835	2,439
112	93,545	129,587	33,658	78,000	116,500	3,922	2,501
122	93,991	133,489	37,352	78,000	118,000	4,045	2,531
221	94,097	131,669	34,853	79,500	116,500	3,739	2,399
222	94,515	128,547	32,236	79,500	116,500	3,823	2,459
223	94,875	125,854	30,062	79,500	116,500	3,921	2,529
232	94,985	132,304	35,805	79,500	118,000	3,962	2,497
331	95,093	130,482	33,303	81,000	116,500	3,624	2,349
332	95,484	127,508	30,815	81,000	116,500	3,704	2,407
333	95,821	124,940	28,747	81,000	116,500	3,798	2,475
342	95,978	131,120	34,260	81,000	118,000	3,866	2,457
343	96,352	128,090	31,742	81,000	118,000	3,949	2,518
441	96,008	129,393	31,881	82,500	116,500	3,505	2,295
442	96,381	126,546	29,501	82,500	116,500	3,580	2,351
443	96,703	124,089	27,522	82,500	116,500	3,668	2,416
444	96,985	121,935	25,858	82,500	116,500	3,770	2,490
452	96,892	130,032	32,838	82,500	118,000	3,760	2,412
453	97,248	127,129	30,428	82,500	118,000	3,838	2,470
454	97,557	124,617	28,419	82,500	118,000	3,931	2,537
463	97,768	130,681	33,809	82,500	119,500	4,032	2,530
551	96,758	128,499	30,714	84,000	116,500	3,412	2,252
552	97,132	125,740	28,399	84,000	116,500	3,480	2,305
553	97,455	123,363	26,476	84,000	116,500	3,561	2,367
554	97,737	121,281	24,861	84,000	116,500	3,657	2,437
555	97,988	119,434	23,492	84,000	116,500	3,767	2,517
562	97,647	129,132	31,664	84,000	118,000	3,680	2,377
563	98,004	126,319	29,320	84,000	118,000	3,752	2,432

RELAZIONE DI CALCOLO

564	98,313	123,888	27,369	84,000	118,000	3,838	2,497
573	98,527	129,776	32,628	84,000	119,500	3,967	2,503
661	97,504	127,609	29,552	85,500	116,500	3,334	2,216
662	97,881	124,938	27,301	85,500	116,500	3,396	2,266
663	98,204	122,639	25,434	85,500	116,500	3,471	2,324
664	98,487	120,629	23,867	85,500	116,500	3,561	2,392
665	98,738	118,848	22,540	85,500	116,500	3,664	2,469
672	98,400	128,235	30,493	85,500	118,000	3,617	2,349
673	98,757	125,511	28,215	85,500	118,000	3,683	2,401
674	99,066	123,160	26,321	85,500	118,000	3,764	2,464
675	99,337	121,099	24,728	85,500	118,000	3,861	2,535
683	99,284	128,873	31,450	85,500	119,500	3,917	2,482
684	99,626	126,094	29,141	85,500	119,500	3,989	2,539
771	98,247	126,723	28,396	87,000	116,500	3,272	2,187
772	98,626	124,138	26,208	87,000	116,500	3,328	2,234
773	98,951	121,917	24,396	87,000	116,500	3,398	2,289
774	99,235	119,979	22,876	87,000	116,500	3,481	2,354
775	99,487	118,263	21,590	87,000	116,500	3,578	2,428
776	99,712	116,726	20,495	87,000	116,500	3,691	2,512
782	99,149	127,341	29,327	87,000	118,000	3,570	2,328
783	99,509	124,706	27,114	87,000	118,000	3,631	2,378
784	99,818	122,434	25,276	87,000	118,000	3,708	2,438
785	100,089	120,445	23,732	87,000	118,000	3,799	2,507
793	100,039	127,974	30,276	87,000	119,500	3,887	2,470
794	100,381	125,284	28,034	87,000	119,500	3,955	2,525
881	98,986	125,843	27,247	88,500	116,500	3,230	2,167
882	99,368	123,343	25,121	88,500	116,500	3,281	2,212
883	99,695	121,199	23,361	88,500	116,500	3,346	2,264
884	99,980	119,331	21,889	88,500	116,500	3,424	2,326
885	100,233	117,680	20,644	88,500	116,500	3,516	2,398
886	100,458	116,203	19,584	88,500	116,500	3,623	2,479
892	99,895	126,452	28,166	88,500	118,000	3,545	2,317
893	100,257	123,903	26,017	88,500	118,000	3,603	2,366
894	100,568	121,710	24,234	88,500	118,000	3,675	2,424
895	100,839	119,794	22,738	88,500	118,000	3,762	2,491
903	100,792	127,077	29,105	88,500	119,500	3,883	2,469
904	101,134	124,476	26,929	88,500	119,500	3,948	2,522
991	99,719	124,969	26,106	90,000	116,500	3,212	2,159
992	100,105	122,552	24,040	90,000	116,500	3,259	2,202
993	100,435	120,484	22,333	90,000	116,500	3,320	2,253
994	100,722	118,686	20,906	90,000	116,500	3,394	2,313

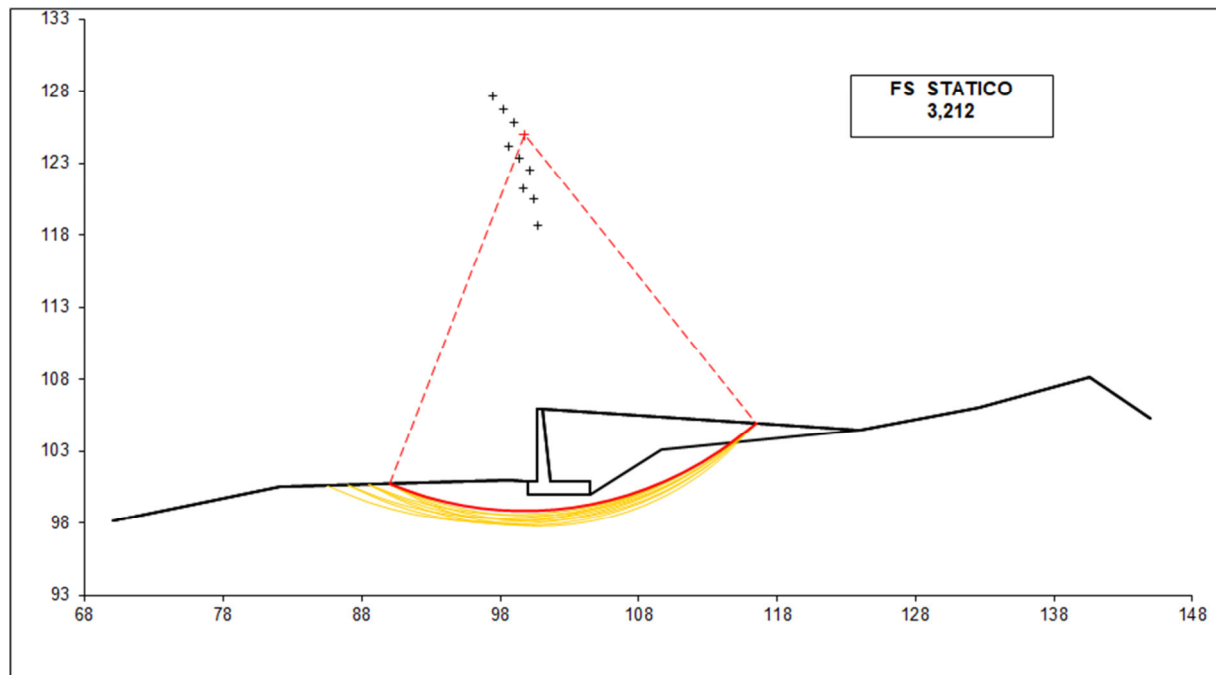
RELAZIONE DI CALCOLO

995	100,976	117,100	19,701	90,000	116,500	3,483	2,382
996	101,202	115,683	18,676	90,000	116,500	3,586	2,461
1002	100,638	125,567	27,011	90,000	118,000	3,548	2,319
1003	101,002	123,104	24,924	90,000	118,000	3,602	2,367
1004	101,314	120,989	23,196	90,000	118,000	3,672	2,423
1005	101,587	119,144	21,748	90,000	118,000	3,757	2,490
1013	101,541	126,184	27,939	90,000	119,500	3,908	2,481
1014	101,885	123,671	25,828	90,000	119,500	3,972	2,534

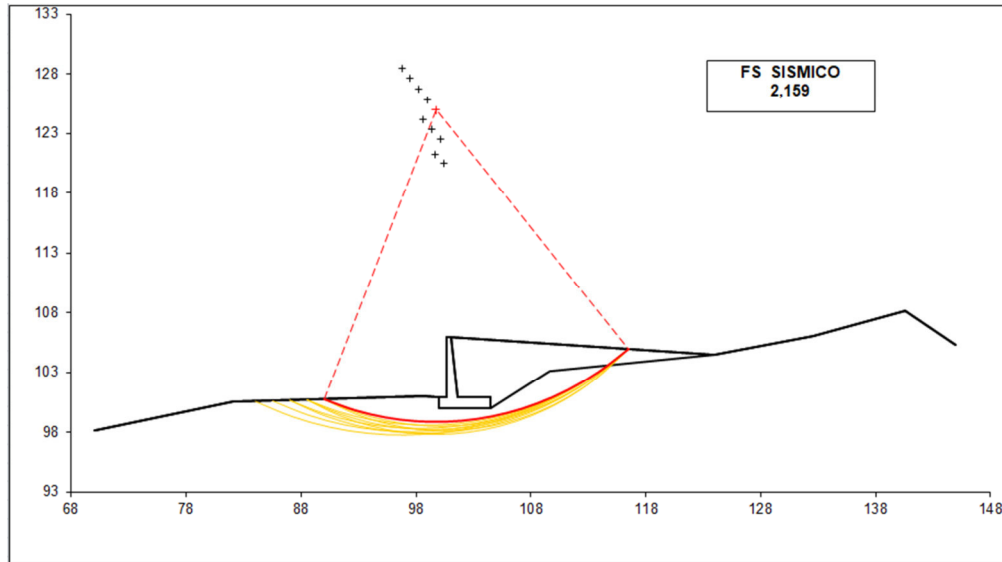
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	3,212
1100	SISMICO	2,159

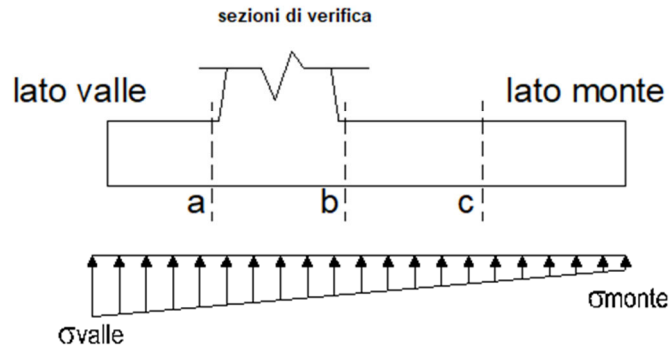
Condizione statica



Condizione sismica



7.6.2 Verifiche strutturali

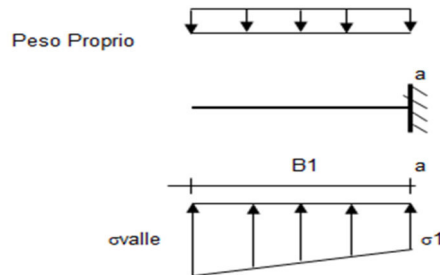


Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	569,92	208,19	188,33	64,96
	569,92	208,19	188,33	64,96
sisma+	582,15	183,19	183,64	75,09
	582,15	183,19	183,64	75,09
sisma-	523,14	185,88	171,33	61,18
	523,14	185,88	171,33	61,18

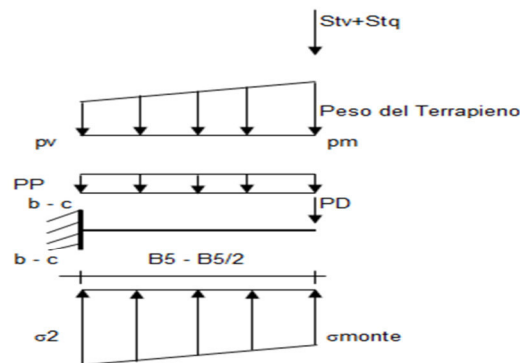
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	188,33	169,14	38,76	108,49
	188,33	169,14	38,76	108,49
sisma+	183,64	166,76	37,48	107,64
	183,64	166,76	37,80	107,64
sisma-	171,33	154,19	35,07	98,97
	171,33	154,19	34,76	98,97

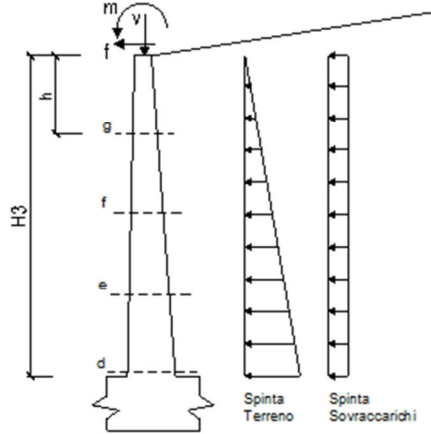


Mensola lato monte

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	64,96	143,02	-283,14	-102,70	103,99	-125,91	-108,94
	64,96	143,02	-392,56	-179,57	103,99	-153,27	-147,37
sisma+	75,09	143,77	-236,79	-90,14	109,43	-101,67	-91,44
	75,09	143,77	-236,79	-90,14	109,43	-101,67	-91,44
sisma-	61,18	130,87	-229,38	-87,91	96,02	-97,55	-88,94
	61,18	130,87	-229,38	-87,91	96,02	-97,55	-88,94



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	5,00	123,38	77,93	75,00	276,31	0,00	78,31	78,31
e-e	3,75	52,05	43,83	59,38	155,26	0,00	51,08	51,08
f-f	2,50	15,42	19,48	43,75	78,65	0,00	28,95	28,95
g-g	1,25	1,93	4,87	28,13	34,92	0,00	11,93	11,93

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,00	74,03	31,17	12,50	117,70
e-e	3,75	41,64	23,38	12,50	77,52
f-f	2,50	18,51	15,59	12,50	46,59
g-g	1,25	4,63	7,79	12,50	24,92

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	5,00	91,40	32,13	0,00	0,00	17,60	141,12	0,00	82,57	82,57
e-e	3,75	38,56	13,56	0,00	0,00	8,86	60,97	0,00	53,86	53,86
f-f	2,50	11,42	4,02	0,00	0,00	3,47	18,92	0,00	30,53	30,53
g-g	1,25	1,43	0,50	0,00	0,00	0,75	2,68	0,00	12,57	12,57

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	5,00	54,84	19,28	0,00	0,00	8,52	82,64
e-e	3,75	30,85	10,84	0,00	0,00	5,56	47,25
f-f	2,50	13,71	4,82	0,00	0,00	3,15	21,68
g-g	1,25	3,43	1,20	0,00	0,00	1,30	5,93

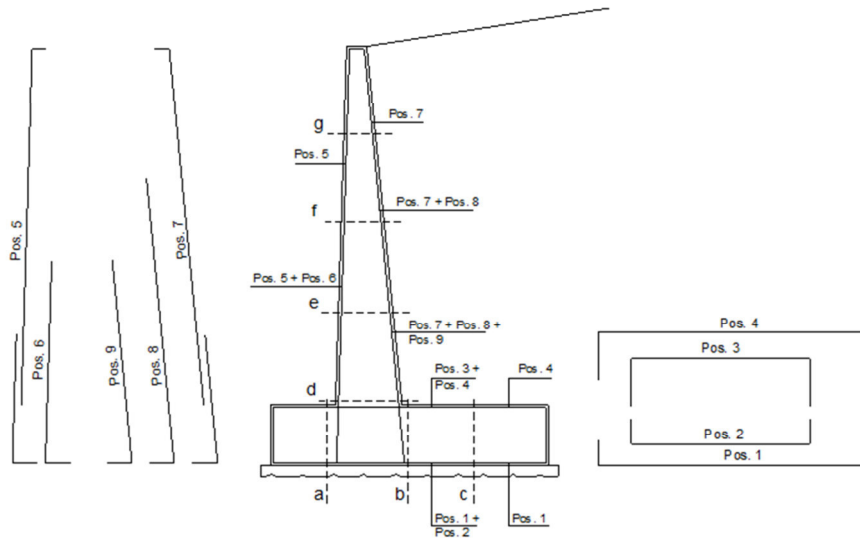
RELAZIONE DI CALCOLO

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	5,00	91,40	21,87	0,00	0,00	17,60	130,86	0,00	74,05	74,05
e-e	3,75	38,56	9,22	0,00	0,00	8,86	56,64	0,00	48,30	48,30
f-f	2,50	11,42	2,73	0,00	0,00	3,47	17,63	0,00	27,38	27,38
g-g	1,25	1,43	0,34	0,00	0,00	0,75	2,52	0,00	11,28	11,28

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	5,00	54,84	13,12	0,00	0,00	8,52	76,48
e-e	3,75	30,85	7,38	0,00	0,00	5,56	43,78
f-f	2,50	13,71	3,28	0,00	0,00	3,15	20,14
g-g	1,25	3,43	0,82	0,00	0,00	1,30	5,54

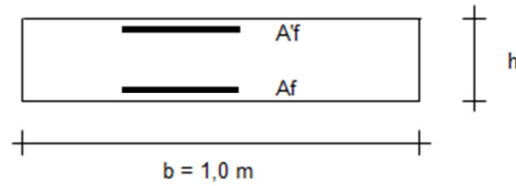
SCHEMA DELLE ARMATURE



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	5,0	16	□	7	6,0	16	
4	7,0	16		8	2,0	16	□
				9	2,0	16	□

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	38,76	0,00	0,95	10,05	24,13	351,50
b - b	-392,56	0,00	0,95	24,13	10,05	808,53
c - c	-153,27	0,00	0,95	14,07	10,05	481,44
d - d	276,31	78,31	0,95	20,11	10,05	713,12
e - e	155,26	51,08	0,79	20,11	10,05	569,12
f - f	78,65	28,95	0,63	16,08	10,05	350,87
g - g	34,92	11,93	0,46	12,06	10,05	188,18

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

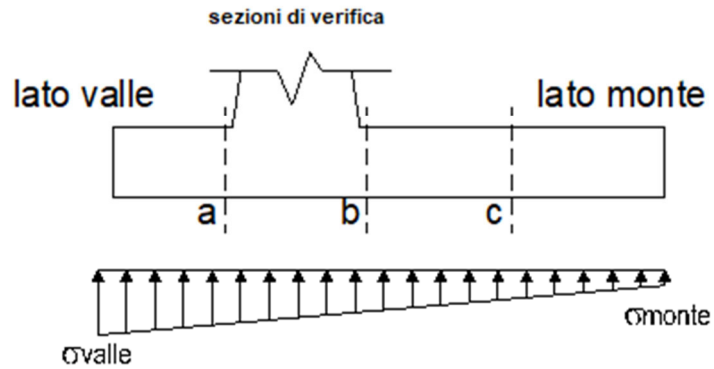
VERIFICA A TAGLIO

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	108,49	0,95	314,82
b - b	179,57	0,95	323,11
c - c	147,37	0,95	314,82
d - d	117,70	0,95	326,61
e - e	77,52	0,79	282,30
f - f	46,59	0,63	229,67
g - g	24,92	0,46	178,57

VERIFICA A FESSURAZIONE

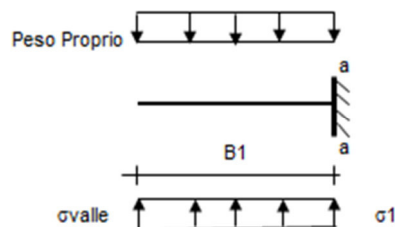
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ _{valle}	σ _{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	554,69	149,95	167,69	78,84
	554,69	149,95	167,69	78,84
Q.P.	543,68	85,65	146,20	95,44
	543,68	85,65	146,20	95,44



Mensola lato valle

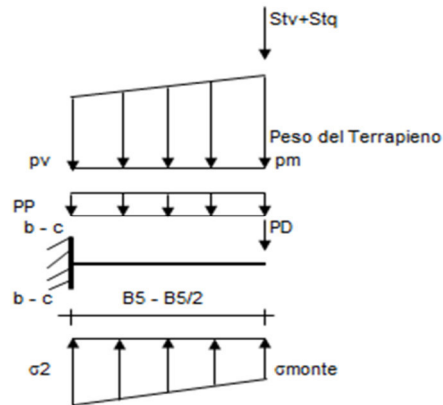
caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	167,69	153,87	34,14
	167,69	153,87	34,14
Q.P.	146,20	138,30	29,35
	146,20	138,30	29,35



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	78,84	135,05	-213,07	106,95	-93,87
	78,84	135,05	-294,12	106,95	-114,14
Q.P.	95,44	127,55	-146,99	111,50	-65,45
	95,44	127,55	-146,99	111,50	-65,45

RELAZIONE DI CALCOLO



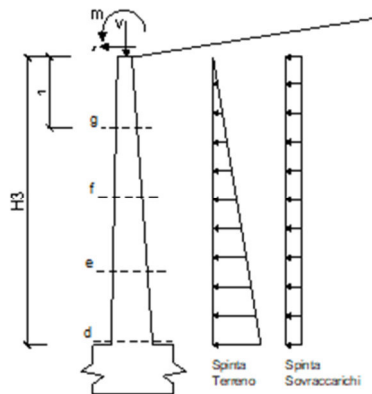
Azioni sul parameno verticale

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	5,00	91,40	57,72	75,00	224,12	0,00	78,31	78,31
e-e	3,75	38,56	32,47	59,38	130,40	0,00	51,08	51,08
f-f	2,50	11,42	14,43	43,75	69,61	0,00	28,95	28,95
g-g	1,25	1,43	3,61	28,13	33,16	0,00	11,93	11,93

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	5,00	91,40	0,00	0,00	91,40	0,00	78,31	78,31
e-e	3,75	38,56	0,00	0,00	38,56	0,00	51,08	51,08
f-f	2,50	11,42	0,00	0,00	11,42	0,00	28,95	28,95
g-g	1,25	1,43	0,00	0,00	1,43	0,00	11,93	11,93



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	34,14	0,00	0,95	10,05	24,13	0,47	40,44	0,070	0,200
b - b	-294,12	0,00	0,95	24,13	10,05	3,09	148,95	0,152	0,200
c - c	-114,14	0,00	0,95	14,07	10,05	1,49	97,46	0,135	0,200
d - d	224,12	78,31	0,95	20,11	10,05	2,58	117,01	0,131	0,200
e - e	130,40	51,08	0,79	20,11	10,05	2,07	85,13	0,096	0,200
f - f	69,61	28,95	0,63	16,08	10,05	1,80	75,08	0,096	0,200
g - g	33,16	11,93	0,46	12,06	10,05	1,65	70,34	0,091	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	29,35	0,00	0,95	10,05	24,13	0,41	34,77	0,060	0,200
b - b	-146,99	0,00	0,95	24,13	10,05	1,55	74,44	0,076	0,200
c - c	-65,45	0,00	0,95	14,07	10,05	0,85	55,88	0,077	0,200
d - d	91,40	78,31	0,95	20,11	10,05	1,07	37,62	0,042	0,200
e - e	38,56	51,08	0,79	20,11	10,05	0,62	17,44	0,020	0,200
f - f	11,42	28,95	0,63	16,08	10,05	0,29	5,92	0,007	0,200
g - g	1,43	11,93	0,46	12,06	10,05	0,06	0,12	0,000	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	34,14	0,00	0,95	10,05	24,13	0,47	40,44
b - b	-294,12	0,00	0,95	24,13	10,05	3,09	148,95
c - c	-114,14	0,00	0,95	14,07	10,05	1,49	97,46
d - d	224,12	78,31	0,95	20,11	10,05	2,58	117,01
e - e	130,40	51,08	0,79	20,11	10,05	2,07	85,13
f - f	69,61	28,95	0,63	16,08	10,05	1,80	75,08
g - g	33,16	11,93	0,46	12,06	10,05	1,65	70,34

7.7 RISULTATI VERIFICHE MURO H=4.00M

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)	30,00	27,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	25,50	22,95
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	103,50	93,15
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	159,00	143,10
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	158,84	142,96
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)	19,38	17,44
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	179,34	161,41
- 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)	25,50	22,95
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	29,84	26,85
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	186,30	167,67
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	241,64	217,47
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	405,84	365,25
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)	25,97	23,37
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	434,87	391,38
- 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)		17,30
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		8,65
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		19,51
Ptstv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		9,75

RELAZIONE DI CALCOLO

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	10,28
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	6,89
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	6,47
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	23,64

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1,39
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	1,62
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	10,13
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	13,14

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	54,43
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,93
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	8,05
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	63,40

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	22,07
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,18
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1,86
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	24,11

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	63,42	85,62	87,77
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	25,70	34,69	48,50

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	59,21	79,93	83,69
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23,99	32,39	46,24

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22,73	30,68	26,47
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9,21	12,43	14,63

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth * ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	102,53	138,42	144,93
MSt2 =	$Stv * B$	(kNm/m)	81,82	110,46	95,30
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} * ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} * ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	62,32	84,14	120,12
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} * B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} * B$	(kNm/m)	33,15	44,76	52,66
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kp / 3 + (2 * c_1 * kp^{0.5} + \gamma_1 * kp * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	12,50	12,50	18,75
Mfext2 =	$(fp + f) * (H3 + H2)$	(kNm/m)	64,38	64,38	96,56
Mfext3 =	$(vp + v) * (B1 + B2 + B3 / 2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$		381,46	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$		124,82	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$		0,51	(-)
Fs scorr.	$(N * f + Sp) / T$		1,56	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		756,81	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$		380,36	(kNm/m)
Fs ribaltamento	Ms / Mr		1,99	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr \text{ acc})$	381,46	381,46	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f - Sp$	124,82	124,82	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	532,29	532,29	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	154,34	154,34	(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.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2^*$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,40	0,40	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,79	2,79	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng 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)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

I valori di ic, iq 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)	0,45	0,45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,41	0,41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0,30	0,30	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

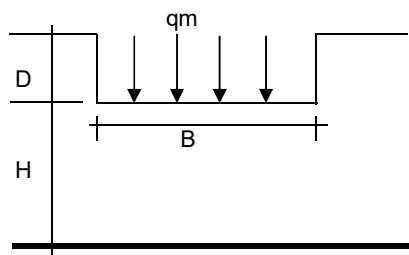
q _{lim}	(carico limite unitario)	215,44	215,44	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

N _{min}	1,58	>	1
N _{max}	1,58	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	370,28	(kN/m)
M	116,76	(kNm/m)
e=M/N	0,32	(m)
B*	2,97	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,95	(m)
D/B* =	0,32	(m)
Hs/B* =	2,42	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2^*e) = N / B^* = 128,46 \quad (\text{kN/mq})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,947	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0,75	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E =$	13,52	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma^* (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	63,42	63,42	79,79
Sst1 sism = $0,5 * \gamma^* (1 + k_v) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	20,82	20,82	24,13
Ssq1 perm = $q_p * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 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 = $Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$	(kN/m)	59,21	59,21	76,08
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$	(kN/m)	19,43	19,43	23,01
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
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)	22,73	22,73	24,07
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$	(kN/m)	7,46	7,46	7,28
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1 + k_v) * H_d^2 * k_{ps}^+ + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 * (1 + k_v) * k_{ps}^+ * H_2') * H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} * ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	102,53	102,53	131,75
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} * ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	33,65	33,65	39,85
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	81,82	81,82	86,64
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	26,85	26,85	26,20
MSsq1 = $Ssq1h * ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = $Ssq1v * B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1 * H_d^3 * k_{ps}^+ / 3 + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 * k_{ps}^+ * H_2') * H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = $(fp + fs) * (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = $(vp + vs) * (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0,00	

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	386,93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	115,44	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0,51	(-)
Fs	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	1,71	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	676,50	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	108,55	(kNm/m)
Fr	=	Ms / Mr	6,23	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	386,93	386,93 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	115,44	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	599,20	599,20 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	$X_c \cdot N - MM$	97,28	97,28 (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.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,50		(kN/m³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0,25	0,25	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,10	3,10	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	13,20	(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94	(-)
$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	14,47	(-)

RELAZIONE DI CALCOLO

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)	0,49	0,49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$	0,45	0,45	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cot \phi))^{m+1}$	0,35	0,35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario)	252,74	252,74	(kN/m ²)
------------------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B \cdot N$	N_{min}	2,02	>	1
		N_{max}	2,02	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1_{stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	63,42	63,42	79,79
$Sst1_{sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1_{stat}$	(kN/m)	14,16	14,16	15,75
$Ssq1_{perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1_{acc} = qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h_{stat} = Sst1_{stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	59,21	59,21	76,08
$Sst1h_{sism} = Sst1_{sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13,22	13,22	15,02
$Ssq1h_{perm} = Ssq1_{perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1h_{acc} = Ssq1_{acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

$Sst1v_{stat} = Sst1_{stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22,73	22,73	24,07
$Sst1v_{sism} = Sst1_{sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5,08	5,08	4,75
$Ssq1v_{perm} = Ssq1_{perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1v_{acc} = Ssq1_{acc} \cdot \sin \delta$	(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)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$MSst1_{stat} = Sst1h_{stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	102,53	102,53	131,75
$MSst1_{sism} = Sst1h_{sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	22,90	22,90	26,01
$MSst2_{stat} = Sst1v_{stat} \cdot B$	(kNm/m)	81,82	81,82	86,64
$MSst2_{sism} = Sst1v_{sism} \cdot B$	(kNm/m)	18,27	18,27	17,10
$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$MSsq2 = Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 347,74 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 109,24 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0,51 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1,62 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 780,25^* \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 282,06^* \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 2,77 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - S_p \quad 109,24 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 526,87 \quad 526,87 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 99,07 \quad 99,07 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$$c_1' \quad \text{coesione terreno di fondaz.} \quad 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi_1' \quad \text{angolo di attrito terreno di fondaz.} \quad 27,00 \quad (^{\circ})$$

$$\gamma_1 \quad \text{peso unità di volume terreno fondaz.} \quad 17,50 \quad (\text{kN/m}^3)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

$q_0 = \gamma_d \cdot H^2$ sovraccarico stabilizzante 18,05 (kN/m²)

$e = M / N$ eccentricità 0,28 0,28 (m)

$B^* = B - 2e$ larghezza equivalente 3,03 3,03 (m)

I valori di N_c , N_q e N_g 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) 13,20 (-)

$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$ ($2 + \pi$ in cond. nd) 23,94 (-)

$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$ (0 in cond. nd) 14,47 (-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^m$ (1 in cond. nd) 0,47 0,47 (-)

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$ 0,43 0,43 (-)

$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$ 0,32 0,32 (-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

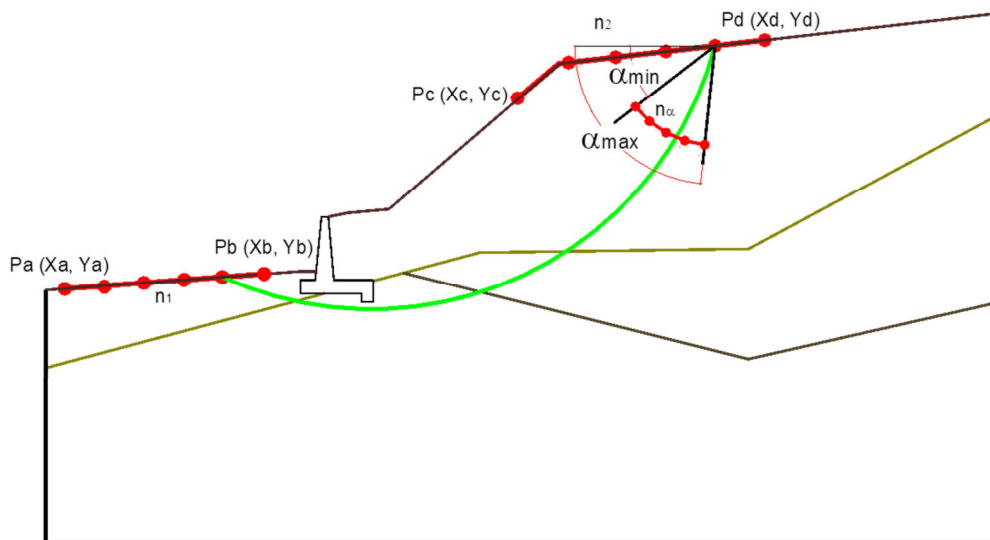
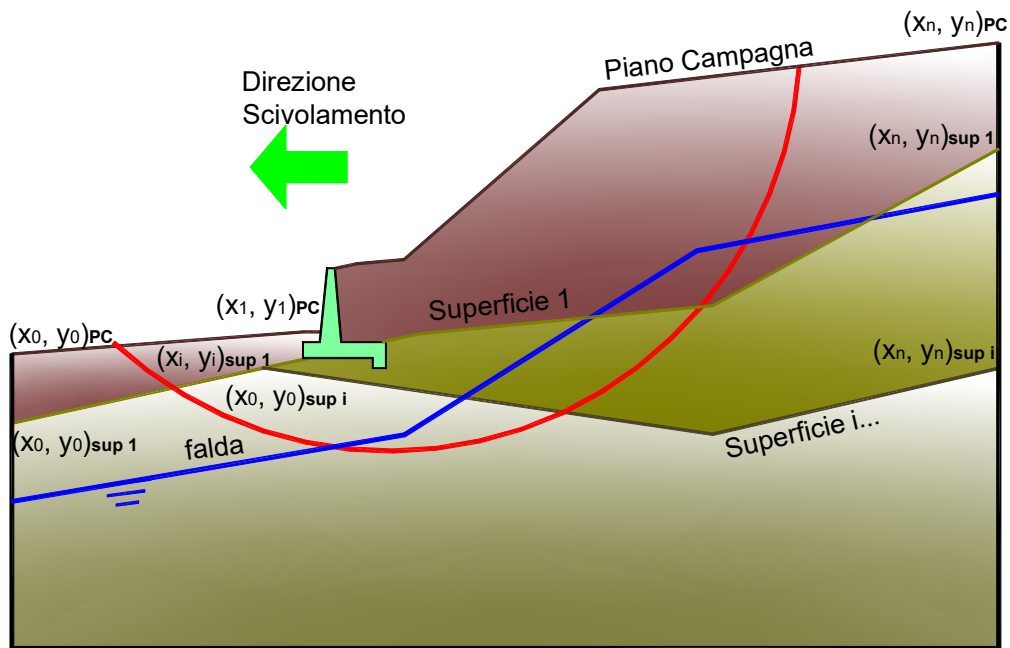
q_{lim} (carico limite unitario) 235,86 235,86 (kN/m²)

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

Nmin	2,06	>	
Nmax	2,06	>	1

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	17,5	27,00	6	fondazione
materiale 2	19	35,00	0	terrapieno



RELAZIONE DI CALCOLO

Limiti ricerca superfici

Xa	80
Xb	97
n1	10

Xc	110
Xd	130
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

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

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	97,212	122,052	23,006	90,200	112,000	1,920	1,627
2	96,051	123,435	24,812	88,500	112,000	1,915	1,635
3	98,777	118,607	19,388	91,900	112,000	1,940	1,647
4	94,891	124,818	26,617	86,800	112,000	1,925	1,650
5	97,652	119,814	21,038	90,200	112,000	1,927	1,651
6	96,527	121,021	22,688	88,500	112,000	1,927	1,662
7	93,730	126,201	28,423	85,100	112,000	1,938	1,666
8	99,119	116,867	17,906	91,900	112,000	1,951	1,674
9	100,215	115,809	16,383	93,600	112,000	1,984	1,680
10	95,401	122,228	24,338	86,800	112,000	1,953	1,689
11	98,024	117,925	19,429	90,200	112,000	1,954	1,690
12	92,690	127,440	30,041	83,400	112,000	1,965	1,694
13	96,928	118,983	20,952	88,500	112,000	1,959	1,706
14	94,276	123,435	25,988	85,100	112,000	1,972	1,709
15	100,483	114,439	15,260	93,600	112,000	1,998	1,712
16	91,656	128,673	31,649	81,700	112,000	1,986	1,715
17	99,413	115,369	16,678	91,900	112,000	1,980	1,718
18	95,832	120,041	22,476	86,800	112,000	1,981	1,728
19	98,343	116,299	18,095	90,200	112,000	1,980	1,730
20	93,256	124,529	27,484	83,400	112,000	1,995	1,731
21	101,386	113,654	14,064	95,300	112,000	2,058	1,735
22	97,273	117,230	19,513	88,500	112,000	1,991	1,748
23	94,737	121,099	23,999	85,100	112,000	2,006	1,751
24	92,241	125,617	28,972	81,700	112,000	2,023	1,756
25	100,718	113,242	14,317	93,600	112,000	2,033	1,760
26	99,670	114,061	15,647	91,900	112,000	2,010	1,760
27	101,616	112,541	13,177	95,300	112,000	2,080	1,771
28	96,203	118,160	20,931	86,800	112,000	2,018	1,773
29	93,734	122,067	25,393	83,400	112,000	2,035	1,776

RELAZIONE DI CALCOLO

30	98,623	114,879	16,976	90,200	112,000	2,016	1,776
31	97,575	115,698	18,306	88,500	112,000	2,032	1,798
32	95,133	119,090	22,349	85,100	112,000	2,049	1,800
33	96,153	125,602	27,765	86,800	114,000	2,147	1,801
34	97,312	124,221	25,962	88,500	114,000	2,162	1,802
35	92,736	123,031	26,780	81,700	112,000	2,069	1,804
36	94,994	126,983	29,568	85,100	114,000	2,144	1,805
37	100,926	112,182	13,519	93,600	112,000	2,067	1,807
38	98,470	122,841	24,160	90,200	114,000	2,182	1,808
39	99,898	112,902	14,774	91,900	112,000	2,050	1,811
40	93,948	128,230	31,195	83,400	114,000	2,144	1,812
41	96,527	116,517	19,635	86,800	112,000	2,064	1,826
42	101,820	111,556	12,428	95,300	112,000	2,122	1,827
43	99,628	121,461	22,359	91,900	114,000	2,231	1,827
44	94,145	119,949	23,658	83,400	112,000	2,084	1,828
45	98,870	113,622	16,029	90,200	112,000	2,061	1,831
46	92,909	129,468	32,812	81,700	114,000	2,161	1,831
47	97,749	121,760	23,828	88,500	114,000	2,174	1,832
48	98,873	120,555	22,181	90,200	114,000	2,190	1,835
49	96,626	122,965	25,476	86,800	114,000	2,169	1,839
50	95,502	124,170	27,124	85,100	114,000	2,171	1,846
51	99,996	119,350	20,534	91,900	114,000	2,234	1,852
52	94,477	125,269	28,627	83,400	114,000	2,177	1,855
53	97,842	114,341	17,284	88,500	112,000	2,083	1,855
54	95,480	117,335	20,965	85,100	112,000	2,101	1,856
55	93,162	120,803	24,961	81,700	112,000	2,123	1,859
56	101,112	111,231	12,839	93,600	112,000	2,112	1,863
57	100,786	120,081	20,558	93,600	114,000	2,310	1,863
58	99,215	118,610	20,553	90,200	114,000	2,209	1,870
59	100,102	111,863	14,030	91,900	112,000	2,099	1,870
60	93,457	126,362	30,122	81,700	114,000	2,196	1,872
61	98,121	119,667	22,074	88,500	114,000	2,202	1,875
62	102,002	110,675	11,790	95,300	112,000	2,163	1,880
63	97,027	120,723	23,595	86,800	114,000	2,198	1,880
64	100,309	117,554	19,032	91,900	114,000	2,248	1,884
65	101,119	118,146	18,887	93,600	114,000	2,309	1,886
66	96,814	115,061	18,539	86,800	112,000	2,120	1,886
67	94,505	118,096	22,201	83,400	112,000	2,141	1,887
68	102,664	110,965	11,397	97,000	112,000	2,232	1,888
69	95,933	121,780	25,116	85,100	114,000	2,206	1,890
70	99,092	112,494	15,221	90,200	112,000	2,116	1,894

RELAZIONE DI CALCOLO

71	94,926	122,753	26,516	83,400	114,000	2,216	1,902
72	101,722	118,966	19,102	95,300	114,000	2,418	1,913
73	101,403	116,498	17,512	93,600	114,000	2,318	1,916
74	99,512	116,927	19,197	90,200	114,000	2,243	1,919
75	95,786	115,781	19,793	85,100	112,000	2,162	1,920
76	93,535	118,854	23,433	81,700	112,000	2,187	1,922
77	98,443	117,856	20,613	88,500	114,000	2,237	1,922
78	98,082	113,125	16,412	88,500	112,000	2,143	1,922
79	93,924	123,720	27,909	81,700	114,000	2,241	1,922
80	101,281	110,369	12,255	93,600	112,000	2,166	1,927
81	97,374	118,785	22,029	86,800	114,000	2,238	1,929
82	100,580	115,998	17,781	91,900	114,000	2,278	1,931
83	95,173	129,059	32,401	83,400	116,000	2,336	1,938
84	100,287	110,920	13,392	91,900	112,000	2,159	1,938
85	96,222	127,808	30,769	85,100	116,000	2,346	1,939
86	102,048	117,150	17,525	95,300	114,000	2,416	1,940
87	96,305	119,715	23,446	85,100	114,000	2,250	1,942
88	102,167	109,879	11,243	95,300	112,000	2,215	1,942
89	94,130	130,301	34,023	81,700	116,000	2,337	1,943
90	97,378	126,431	28,971	86,800	116,000	2,370	1,949
91	102,847	110,147	10,793	97,000	112,000	2,287	1,953
92	101,649	115,070	16,366	93,600	114,000	2,339	1,955
93	95,314	120,576	24,759	83,400	114,000	2,265	1,956
94	97,071	113,756	17,604	86,800	112,000	2,186	1,956
95	98,532	125,055	27,175	88,500	116,000	2,405	1,963
96	94,824	116,454	20,968	83,400	112,000	2,218	1,964
97	99,293	111,472	14,529	90,200	112,000	2,181	1,965
98	102,325	115,608	16,231	95,300	114,000	2,426	1,971
99	99,772	115,449	18,055	90,200	114,000	2,284	1,971
100	98,726	116,266	19,383	88,500	114,000	2,282	1,976
101	96,698	124,937	28,302	85,100	116,000	2,371	1,977
102	95,670	126,039	29,809	83,400	116,000	2,365	1,979
103	94,327	121,434	26,067	81,700	114,000	2,295	1,979
104	100,819	114,631	16,727	91,900	114,000	2,314	1,981
105	97,819	123,735	26,659	86,800	116,000	2,390	1,984
106	97,679	117,084	20,712	86,800	114,000	2,288	1,986
107	94,648	127,135	31,308	81,700	116,000	2,371	1,986
108	99,687	123,680	25,379	90,200	116,000	2,459	1,988
109	98,299	112,023	15,665	88,500	112,000	2,214	1,996
110	98,939	122,533	25,016	88,500	116,000	2,420	1,997
111	101,436	109,580	11,754	93,600	112,000	2,231	2,001

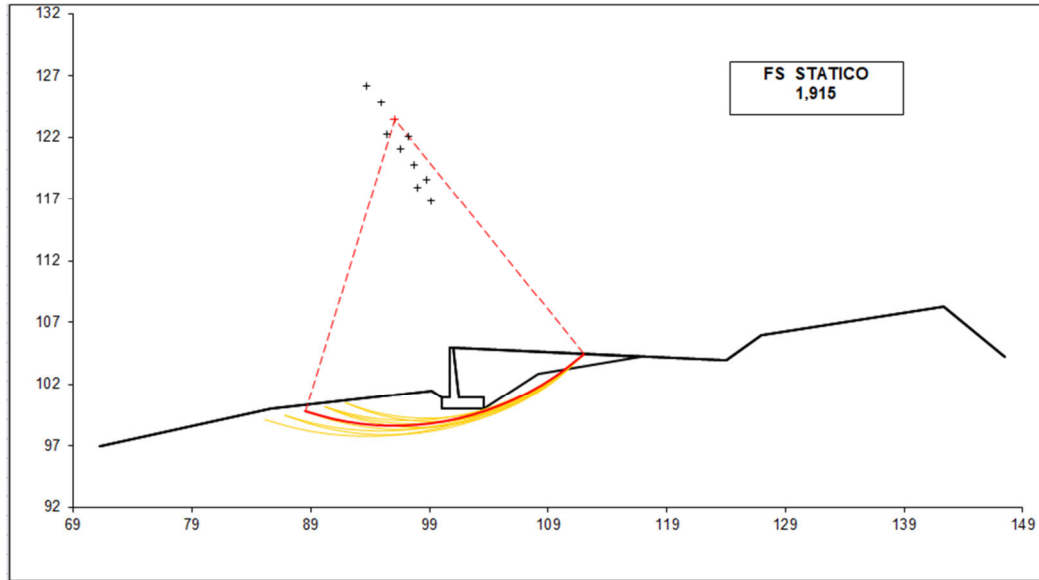
RELAZIONE DI CALCOLO

112	96,632	117,902	22,040	85,100	114,000	2,305	2,001
113	93,866	117,126	22,138	81,700	112,000	2,269	2,001
114	96,061	114,388	18,795	85,100	112,000	2,243	2,003
115	101,865	113,814	15,400	93,600	114,000	2,378	2,009
116	102,564	114,274	15,153	95,300	114,000	2,446	2,010
117	102,317	109,151	10,773	95,300	112,000	2,277	2,014
118	100,456	110,058	12,843	91,900	112,000	2,228	2,015
119	95,655	118,666	23,280	83,400	114,000	2,324	2,018
120	103,012	109,410	10,277	97,000	112,000	2,342	2,018
121	100,059	121,332	23,373	90,200	116,000	2,470	2,020
122	97,104	122,486	26,269	85,100	116,000	2,406	2,024
123	96,094	123,460	27,672	83,400	116,000	2,405	2,027
124	100,840	122,305	23,585	91,900	116,000	2,540	2,027
125	98,196	121,431	24,751	86,800	116,000	2,421	2,028
126	100,004	114,133	17,086	90,200	114,000	2,335	2,032
127	95,090	124,430	29,068	81,700	116,000	2,416	2,037
128	101,031	113,414	15,832	91,900	114,000	2,361	2,039
129	99,287	120,377	23,233	88,500	116,000	2,447	2,039
130	98,977	114,852	18,339	88,500	114,000	2,338	2,039
131	95,110	114,982	19,916	83,400	112,000	2,296	2,041
132	94,682	119,426	24,515	81,700	114,000	2,360	2,044
133	97,304	112,574	16,802	86,800	112,000	2,271	2,044

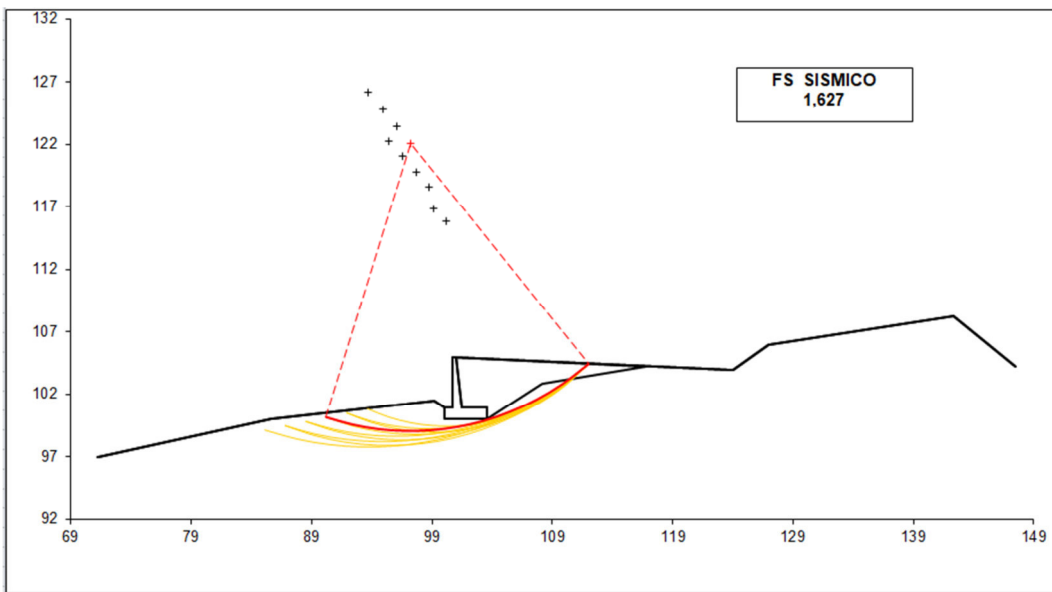
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	1081	STATICO
SISMICO		1,627

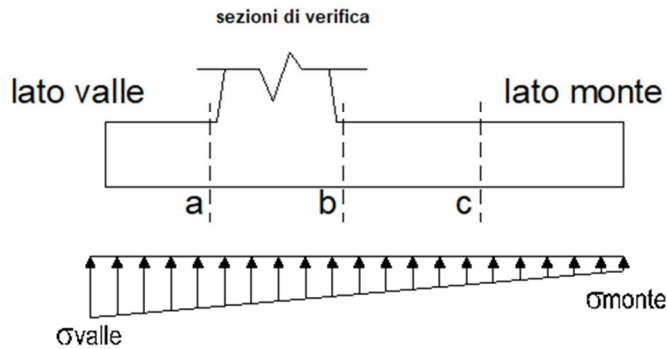
Condizione sismica



Condizione statica



7.7.2 Verifiche strutturali

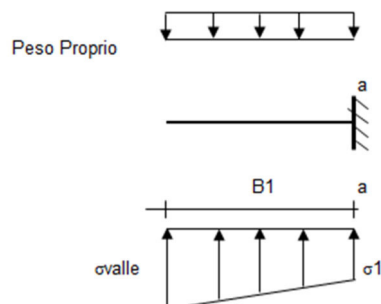


Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	381,46	154,34	177,41	34,51
	381,46	154,34	177,41	34,51
sisma+	386,93	97,28	152,52	62,45
	386,93	97,28	152,52	62,45
sisma-	347,74	99,07	142,46	50,73
	347,74	99,07	142,46	50,73

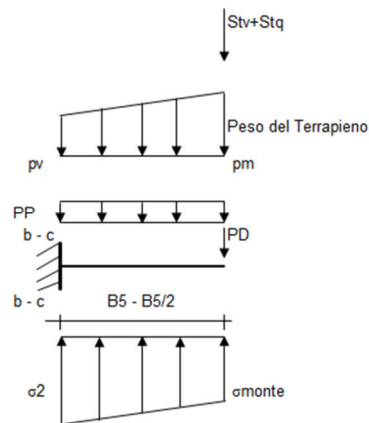
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	177,41	149,62	35,38	97,84
	177,41	149,62	35,38	97,84
sisma+	152,52	135,00	29,80	85,73
	152,52	135,00	30,12	85,73
sisma-	142,46	124,62	27,94	78,63
	142,46	124,62	27,63	78,63

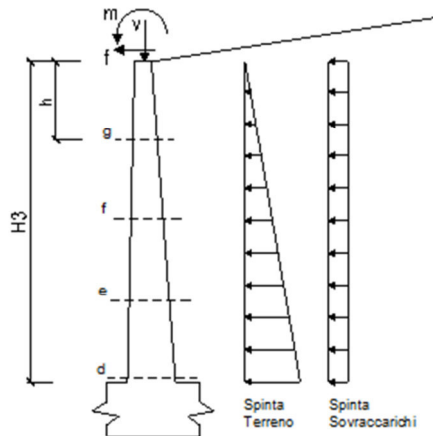


Mensola lato monte

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	34,51	117,47	-173,58	-93,85	75,99	-73,54	-90,40
	34,51	117,47	-232,55	-150,28	75,99	-88,28	-118,62
sisma+	62,45	114,74	-119,80	-65,98	88,59	-50,55	-61,94
	62,45	114,74	-119,80	-65,98	88,59	-50,55	-61,94
sisma-	50,73	103,98	-115,86	-64,29	77,36	-48,40	-60,13
	50,73	103,98	-115,86	-64,29	77,36	-48,40	-60,13



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	4,00	63,17	49,87	62,50	175,55	0,00	55,50	55,50
e-e	3,00	26,65	28,05	50,00	104,70	0,00	36,84	36,84
f-f	2,00	7,90	12,47	37,50	57,87	0,00	21,38	21,38
g-g	1,00	0,99	3,12	25,00	29,10	0,00	9,09	9,09

RELAZIONE DI CALCOLO

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,00	47,38	24,94	12,50	84,82
e-e	3,00	26,65	18,70	12,50	57,85
f-f	2,00	11,84	12,47	12,50	36,81
g-g	1,00	2,96	6,23	12,50	21,70

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	4,00	46,79	16,45	0,00	0,00	10,23	73,47	0,00	58,52	58,52
e-e	3,00	19,74	6,94	0,00	0,00	5,23	31,91	0,00	38,85	38,85
f-f	2,00	5,85	2,06	0,00	0,00	2,09	10,00	0,00	22,54	22,54
g-g	1,00	0,73	0,26	0,00	0,00	0,47	1,45	0,00	9,59	9,59

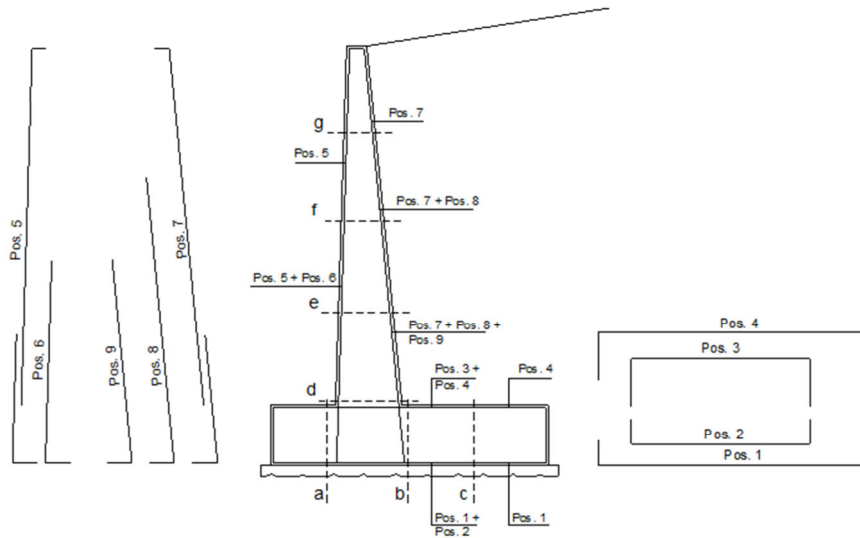
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,00	35,10	12,34	0,00	0,00	6,04	53,47
e-e	3,00	19,74	6,94	0,00	0,00	4,01	30,69
f-f	2,00	8,77	3,08	0,00	0,00	2,33	14,18
g-g	1,00	2,19	0,77	0,00	0,00	0,99	3,95

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	4,00	46,79	11,20	0,00	0,00	10,23	68,22	0,00	52,48	52,48
e-e	3,00	19,74	4,72	0,00	0,00	5,23	29,70	0,00	34,84	34,84
f-f	2,00	5,85	1,40	0,00	0,00	2,09	9,34	0,00	20,21	20,21
g-g	1,00	0,73	0,17	0,00	0,00	0,47	1,37	0,00	8,60	8,60

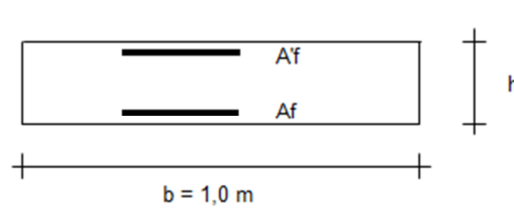
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,00	35,10	8,40	0,00	0,00	6,04	49,53
e-e	3,00	19,74	4,72	0,00	0,00	4,01	28,47
f-f	2,00	8,77	2,10	0,00	0,00	2,33	13,20
g-g	1,00	2,19	0,52	0,00	0,00	0,99	3,71

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	0	☐
				9	2,0	16	☐

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	35,38	0,00	0,95	10,05	16,08	350,96
b - b	-232,55	0,00	0,95	16,08	10,05	547,01
c - c	-88,28	0,00	0,95	10,05	10,05	350,19
d - d	175,55	55,50	0,81	14,07	10,05	423,79
e - e	104,70	36,84	0,68	14,07	10,05	344,69
f - f	57,87	21,38	0,56	10,05	10,05	199,59
g - g	29,10	9,09	0,43	10,05	10,05	146,11

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

VERIFICA A TAGLIO

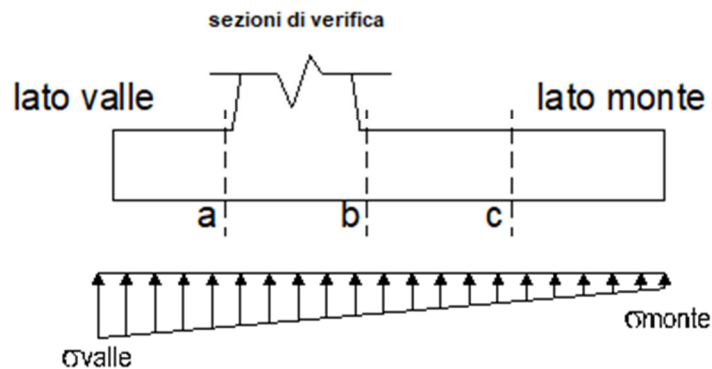
Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	97,84	0,95	314,82
b - b	150,28	0,95	314,82
c - c	118,62	0,95	314,82
d - d	84,82	0,81	284,42
e - e	57,85	0,68	246,18
f - f	36,81	0,56	207,27
g - g	21,70	0,43	167,22

Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

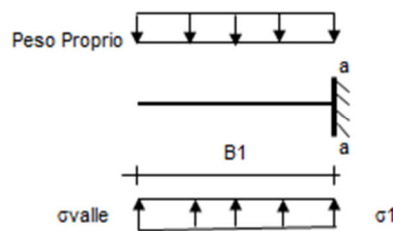
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	370,28	116,76	156,91	48,80
	370,28	116,76	156,91	48,80
Q.P.	361,07	71,01	133,17	67,42
	361,07	71,01	133,17	67,42



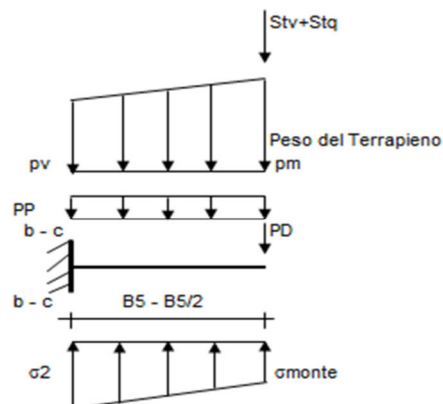
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	156,91	135,89	30,91
	156,91	135,89	30,91
Q.P.	133,17	120,39	25,76
	133,17	120,39	25,76



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	48,80	111,56	-133,71	80,18	-55,89
	48,80	111,56	-177,39	80,18	-66,81
Q.P.	67,42	105,59	-91,70	86,51	-38,34
	67,42	105,59	-91,70	86,51	-38,34



RELAZIONE DI CALCOLO

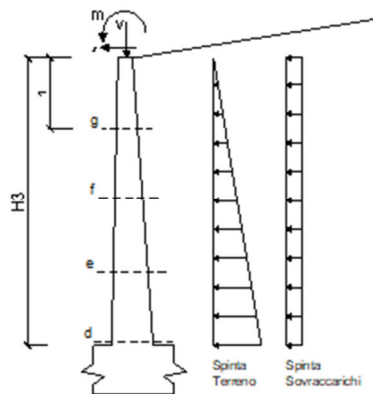
Azioni sul parameno verticale

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	4,00	46,79	36,94	62,50	146,24	0,00	55,50	55,50
e-e	3,00	19,74	20,78	50,00	90,52	0,00	36,84	36,84
f-f	2,00	5,85	9,24	37,50	52,59	0,00	21,38	21,38
g-g	1,00	0,73	2,31	25,00	28,04	0,00	9,09	9,09

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	4,00	46,79	0,00	0,00	46,79	0,00	55,50	55,50
e-e	3,00	19,74	0,00	0,00	19,74	0,00	36,84	36,84
f-f	2,00	5,85	0,00	0,00	5,85	0,00	21,38	21,38
g-g	1,00	0,73	0,00	0,00	0,73	0,00	9,09	9,09



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	30,91	0,00	0,95	10,05	16,08	0,45	36,62	0,063	0,200
b - b	-177,39	0,00	0,95	16,08	10,05	2,19	133,03	0,169	0,200
c - c	-66,81	0,00	0,95	10,05	10,05	1,00	79,19	0,136	0,200
d - d	146,24	55,50	0,81	14,07	10,05	2,54	130,49	0,180	0,200
e - e	90,52	36,84	0,68	14,07	10,05	2,11	99,65	0,138	0,200
f - f	52,59	21,38	0,56	10,05	10,05	2,03	104,24	0,174	0,200
g - g	28,04	9,09	0,43	10,05	10,05	1,76	79,09	0,110	0,200

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

RELAZIONE DI CALCOLO

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	25,76	0,00	0,95	10,05	16,08	0,37	30,53	0,053	0,200
b - b	-91,70	0,00	0,95	16,08	10,05	1,13	68,76	0,088	0,200
c - c	-38,34	0,00	0,95	10,05	10,05	0,58	45,44	0,078	0,200
d - d	46,79	55,50	0,81	14,07	10,05	0,81	29,72	0,041	0,200
e - e	19,74	36,84	0,68	14,07	10,05	0,46	12,69	0,018	0,200
f - f	5,85	21,38	0,56	10,05	10,05	0,20	3,57	0,005	0,200
g - g	0,73	9,09	0,43	10,05	10,05	0,04	-0,07	0,000	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	30,91	0,00	0,95	10,05	16,08	0,45	36,62
b - b	-177,39	0,00	0,95	16,08	10,05	2,19	133,03
c - c	-66,81	0,00	0,95	10,05	10,05	1,00	79,19
d - d	146,24	55,50	0,81	14,07	10,05	2,54	130,49
e - e	90,52	36,84	0,68	14,07	10,05	2,11	99,65
f - f	52,59	21,38	0,56	10,05	10,05	2,03	104,24
g - g	28,04	9,09	0,43	10,05	10,05	1,76	79,09