

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. Piuanno
	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 sostegno dal km 4+659 al km 4+671 - Carr. SX
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01OS06STRRE01B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 O S 0 6 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	8
5	OPERE DI SOSTEGNO - MURI	9
5.1	COMBINAZIONI DI CARICO	9
5.2	AZIONI DI CALCOLO	10
5.2.1	Peso proprio della struttura	10
5.2.2	Peso del terreno a monte dell'opera	11
5.2.3	Spinta del carico variabile stradale	11
5.2.4	Spinta statica del terreno a monte del muro	11
5.2.5	Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma	12
5.2.6	Azione dei veicoli in svio	14
6	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	15
6.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	15
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	16
6.3	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	16
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	18
6.5	VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO	21

7	DATI GENERALI DI CALCOLO	22
7.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	22
7.2	INPUT DI CALCOLO	24
7.2.1	DATI DI CALCOLO	24
7.2.2	COEFFICIENTI PARZIALI	25
7.2.3	DATI GEOMETRICI MURO H=9.47m	25
7.3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO	26
7.4	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	26
7.5	CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA	27
7.6	RISULTATI VERIFICHE MURO H=9.47M	37
7.6.1	Verifiche geotecniche	37
7.6.2	Verifiche strutturali	52
7.6.3	Verifiche tensionali	60

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento del muro al km 4+658 al km 4+671 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_{ck} (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 $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$

RELAZIONE DI CALCOLO

- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 40 mm

Fondazioni e cordoli di testata

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

Pali di fondazione

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

3.2 ACCIAIO

Acciaio per armature ordinarie

- Tipo B450C

RELAZIONE DI CALCOLO

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

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

5.2 AZIONI DI CALCOLO

5.2.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

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

5.2.2 Peso del terreno a monte dell'opera

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

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

5.2.3 Spinta del carico variabile stradale

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

$$\sigma_h = q \cdot K$$

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

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

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

5.2.4 Spinta statica del terreno a monte del muro

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

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

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

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

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

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_a :

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

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

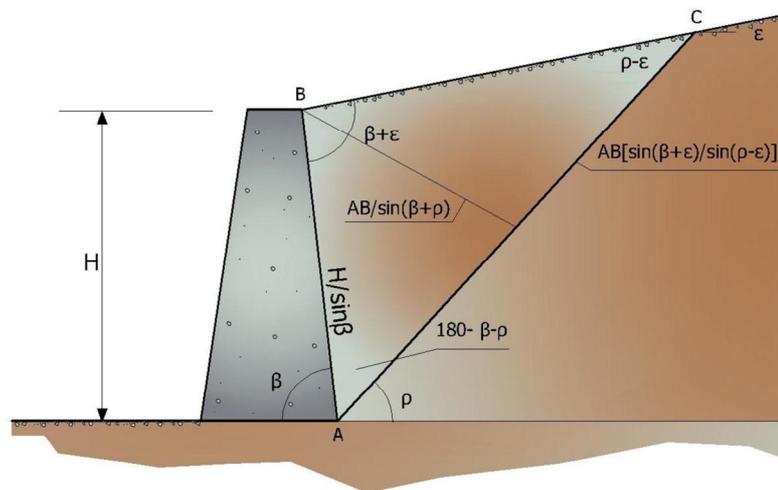
β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

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

H = Altezza della parete.



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

5.2.5 Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma

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

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

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

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

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

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

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

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

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

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

β = angolo tra intradosso parete e la verticale

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

ϑ = angolo definito come:

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

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

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

g = accelerazione di gravità

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

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

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

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

Tabella estratta dalla NTC2008 p.7.11.6.2.1

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

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

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

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

5.2.6 Azione dei veicoli in svio

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

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

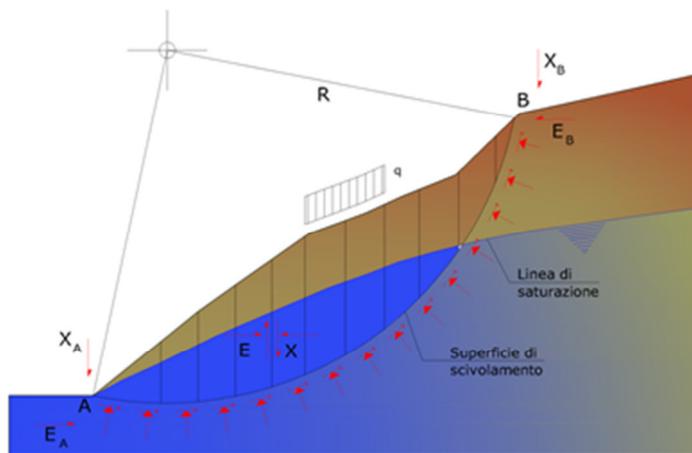
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la

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.

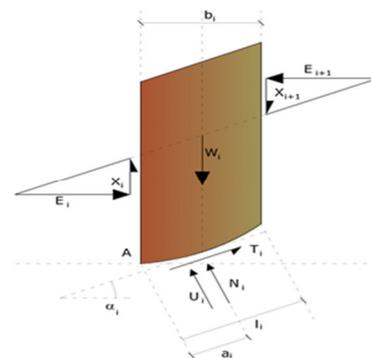
L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo Slope 2021 (Geostru).

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.

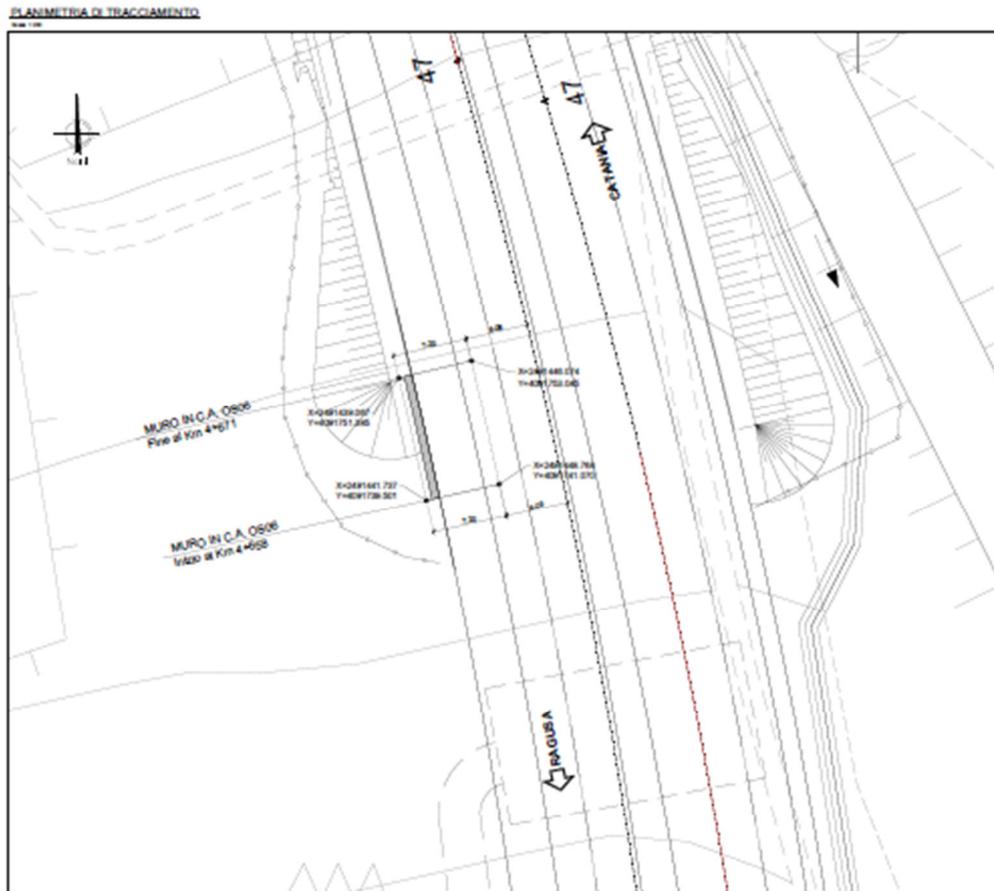
Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti il muro:

- 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 13 m ed è ubicato nella carreggiata sinistra del viadotto Vallone delle Coste. Il muro presenta una fondazione diretta gettata in opera di spessore pari a 1.60 m, larghezza di 7.20 m e paramento di altezza variabile tra 9.47÷8.26 m.



7.2 INPUT DI CALCOLO

7.2.1 DATI DI CALCOLO

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi \geq$	35,00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	$\gamma \geq$	19,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21,00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni				<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1 \geq$	30,00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	23,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	gd	19,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata $H = 2*B$)	(m)	Hs	14,40	
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	2290000	

Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,247
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$kas+$	0,348
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$kas-$	0,370
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$kps+$	2,723
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$kps-$	2,669

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	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
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20,00	27,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	25,00	25,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	25,00	25,00
	Coefficienti di combinazione condizione rara $\psi1$		1,00	condizione quasi permanente $\psi2$	0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00	

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)

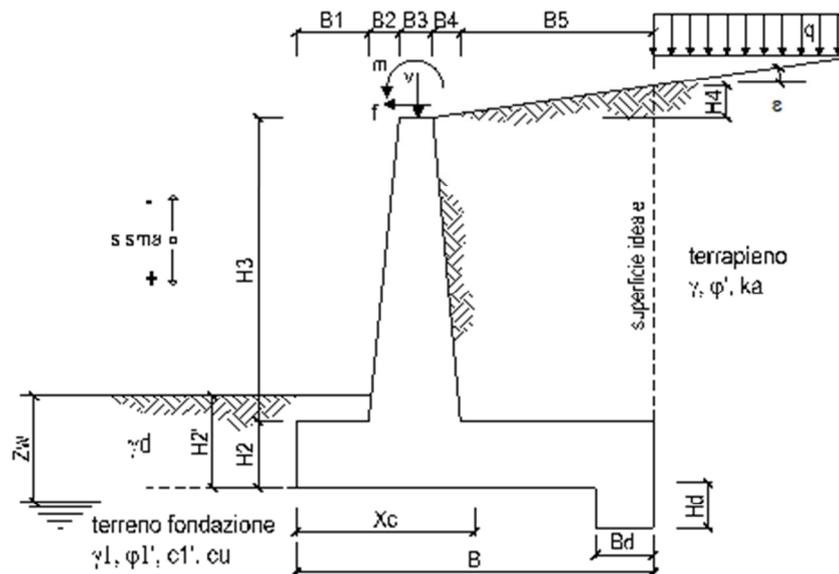
7.2.2 COEFFICIENTI PARZIALI

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	1,35	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=9.47m



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	9,47	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	1,30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7,20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4,60	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3,60	(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:

- Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose (Mc litoide)

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			
Mcm litoide	23	30	200
Falda: 24.20m dal p.c.			

7.4 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

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

Longitudine	36.969912
Latitudine	14.6496435

L'elaborato di riferimento da cui sono stati desunti i dati della RSL è T01GE03GEORE01.

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,483786	(-)
	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	kh	0,1650	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0825	(-)

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.

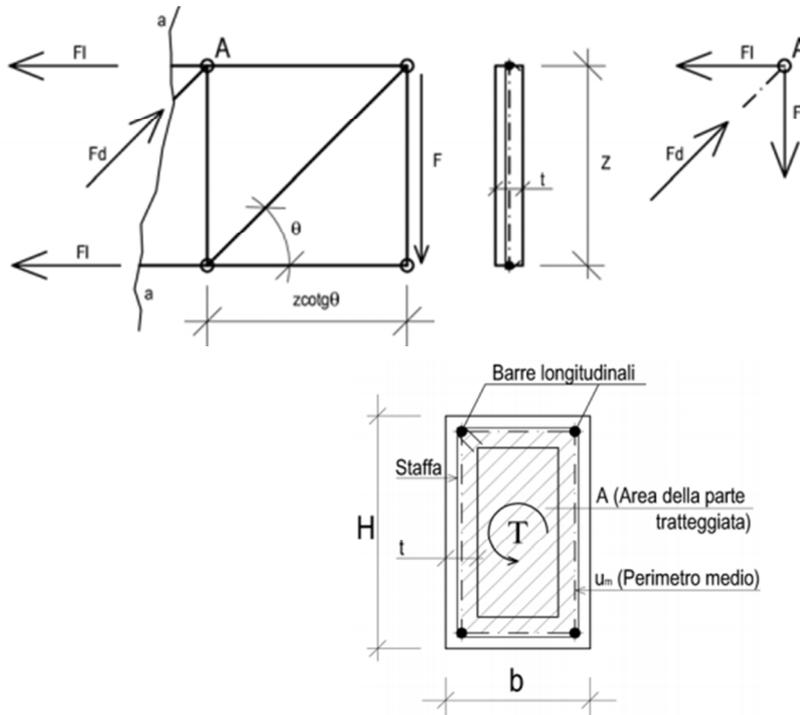
I valori della torsione di calcolo interna TR_d sono dunque tre:

- 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.



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

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

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	
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	mm ²	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

RELAZIONE 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

RELAZIONE DI CALCOLO

resistenza calcestruzzo	Rck	40 N/mm ²
	fck	33 N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γc	1,50
	fcd	18,81 N/mm ²
resistenza calcestruzzo ridotta	f'cd=v/fcd	9,41 N/mm ²
resistenza acciaio	fyd	391,30 N/mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	375000 mm ²
larghezza minima sezione	b_w	750 mm
altezza utile	d	444 mm
	n°braccia	2
area armatura trasversale	φ	10 mm
	Asw	157,08 mm ²
interasse fra armature trasversali	s	150 mm
	σcp	0,00
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	α	90 °
inclin. puntoni cls	θ	13,95 °
coefficiente maggiorativo	αc	1,00

1		membrature non compresse
1	1+σcp/fcd	0<σcp<0.25fcd 4,7033333
1,25	1,25	0.25<σcp<0.50fcd 9,4066667
2,5	2.5(1-σcp/fcd)	0.50<σcp<fcd
sen ² ϑ =	0,05808263	
sen ϑ =	0,241003382	
ϑ =	0,243399574	rad
ctg ϑ =	4,027015176	
ctg ϑ		
effettivo=	2,5	

Resistenza di calcolo a taglio trazione

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

Resistenza di calcolo a taglio compressione

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

Resistenza di taglio

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

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

Tasso di lavoro 0,244

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

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

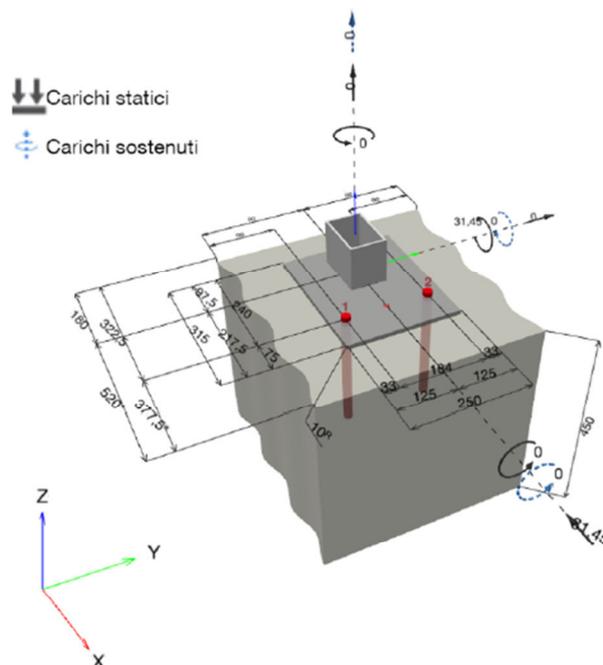
la verifica risulta essere dunque soddisfatta.

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.

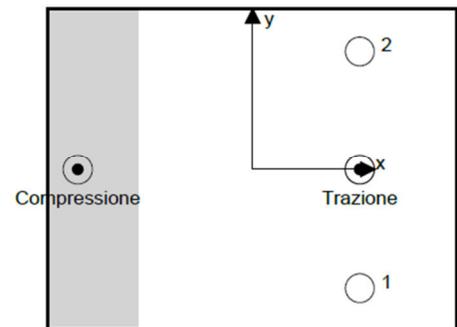
Schematizzazione e modellazione delle azioni

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

RELAZIONE DI CALCOLO

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

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)

RELAZIONE DI CALCOLO

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_t [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	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:

$$N_{Sk} = 53,644 \text{ [kN]}$$

$$V_{Sk} = 11,648 \text{ [kN]}$$

$$\delta_N = 0,2049 \text{ [mm]}$$

$$\delta_V = 0,4659 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,5090 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{Sk} = 53,644 \text{ [kN]}$$

$$V_{Sk} = 11,648 \text{ [kN]}$$

$$\delta_N = 0,5123 \text{ [mm]}$$

$$\delta_V = 0,6989 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,8665 \text{ [mm]}$$

7.6 RISULTATI VERIFICHE MURO H=9.47M

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)	71,25	71,25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	154,38	154,38
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	207,00	207,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	432,63	432,63
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	830,30	830,30
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	5,77	5,77
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	117,33	117,33
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	953,40	953,40
- 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)	81,94	81,94
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	267,58	267,58
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	745,20	745,20
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	1094,72	1094,72
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	4068,47	4068,47
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	30,21	30,21
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	254,20	254,20
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	4352,88	4352,88
- 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 =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	71,37
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	35,69

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	157,28
Ptsh v =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	78,64

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

MPs1 h =	$kh \cdot P_m \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h =	$kh \cdot P_m \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	69,35
MPs3 h =	$kh \cdot P_m \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	109,93
MPs4 h =	$kh \cdot P_m \cdot 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	19,64
MPs5 h =	$-kh \cdot P_m \cdot 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	198,92

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

MPs1 v =	$kv \cdot P_m \cdot 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v =	$kv \cdot P_m \cdot 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	6,76
MPs3 v =	$kv \cdot P_m \cdot 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	22,07
MPs4 v =	$kv \cdot P_m \cdot 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	61,47
MPs5 v =	$kv \cdot P_m \cdot 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	90,30

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

MPts1 h =	$kh \cdot P_t \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	808,16
MPts2 h =	$kh \cdot P_t \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	15,94
MPts3 h =	$kh \cdot P_t \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	144,84
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	968,93

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

MPts1 v =	$kv \cdot P_t \cdot 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	335,59
MPts2 v =	$kv \cdot P_t \cdot 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2,70
MPts3 v =	$kv \cdot P_t \cdot 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	31,45
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	369,74

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	271,67	366,76	376,00
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	53,19	71,81	100,38

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	253,63	342,40	358,49
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)	49,66	67,04	95,71

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	97,36	131,43	113,40
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)	19,06	25,73	30,28

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	909,09	1227,27	1284,94
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	700,98	946,33	816,48
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	266,98	360,42	514,58
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	137,24	185,28	217,98
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	25,00	25,00	37,50
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	266,25	266,25	399,38
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1543,19	(kN/m)
-----	--	---------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	434,43	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,58	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2,05	>	1
------------------	--	-------------	-------------	----------

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	5937,31	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSP	2236,39	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	2,65	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	1543,19	1543,19	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	434,43	434,43	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	4700,27	4700,27	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	855,21	855,21	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	23,00		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ₂ '	sovraccarico stabilizzante	30,40		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,55	0,55	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	6,09	6,09	(m)

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

N _q = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{(π * tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
N _c = (N _q - 1) / tg(φ')	(2+π in cond. nd)	30,14		(-)
N _γ = 2 * (N _q + 1) * tg(φ')	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

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' cotg(φ'))) ^m	(1 in cond. nd)	0,52	0,52	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q) / (N _q - 1)		0,49	0,49	(-)
i _γ = (1 - T / (N + B * c' cotg(φ'))) ^{m+1}		0,37	0,37	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

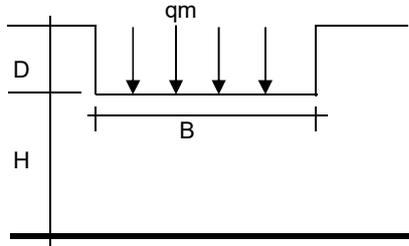
q _{lim}	(carico limite unitario)	870,84	870,84	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	3,44	>	1
Nmax	3,44	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	1502,44	(kN/m)
M	590,28	(kNm/m)
e=M/N	0,39	(m)
B*	6,41	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1,60	(m)
D/B*	0,25	(m)
Hs/B*	2,25	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 240,59 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0,950 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0,71 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 0,46 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	271,67	271,67	341,82
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	142,20	142,20	165,34
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * $\cos \delta$	(kN/m)	253,63	253,63	325,90
Sst1h sism = Sst1 sism * $\cos \delta$	(kN/m)	132,76	132,76	157,64
Ssq1h perm = Ssq1 perm * $\cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * $\cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * $\sin \delta$	(kN/m)	97,36	97,36	103,09
Sst1v sism = Sst1 sism * $\sin \delta$	(kN/m)	50,96	50,96	49,87
Ssq1v perm = Ssq1 perm * $\sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * $\sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

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

RELAZIONE DI CALCOLO

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	909,09	909,09	1168,13
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	475,85	475,85	565,04
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	700,98	700,98	742,25
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	366,92	366,92	359,04
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2) * Hd^2 / 2$	(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)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 1648,67 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 615,04 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0,58 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{1,55} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 5447,60 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1339,69 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4,07} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr \text{ acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad 1648,67 \quad 1648,67 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - S_p \quad 615,04 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 4422,76 \quad 4422,76 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 1512,45 \quad 1512,45 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	23,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	30,40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,92	0,92	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,37	5,37	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

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)	0,39	0,39	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,36	0,36	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0,25	0,25	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	560,50	560,50	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1,82	>	1
		N_{max}	1,82	>	1

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1_{stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	271,67	271,67	341,82
$Sst1_{sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1_{stat}$	(kN/m)	101,62	101,62	114,26
$Ssq1_{perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1_{acc} = qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h_{stat} = Sst1_{stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	253,63	253,63	325,90
$Sst1h_{sism} = Sst1_{sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	94,87	94,87	108,94
$Ssq1h_{perm} = Ssq1_{perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1h_{acc} = Ssq1_{acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	97,36	97,36	103,00
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	36,42	36,42	34,40
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	909,09	909,09	1168,13
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	340,05	340,05	390,47
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kNm/m)	700,98	700,98	742,25
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kNm/m)	262,21	262,21	248,11
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps + \gamma_1 \cdot kps \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(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	1405,47	(kN/m)
--	---------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	577,15	(kN/m)
--	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'	0,58	(-)
-----------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	1,41	>	1
----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	6437,97	(kNm/m)
-----------------------	---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	3186,49	(kNm/m)
---	---------	-----------

Fr = Ms / Mr	2,02	>	1
---------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1405,47	1405,47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	577,15		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	3533,77	3533,77	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	1525,93	1525,93	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	23,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	30,40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	1,09	1,09	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,03	5,03	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	30,14		(-)
$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

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)	0,35	0,35	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,31	0,31	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B * c' \cot(\phi')))^{m+1}$		0,20	0,20	(-)

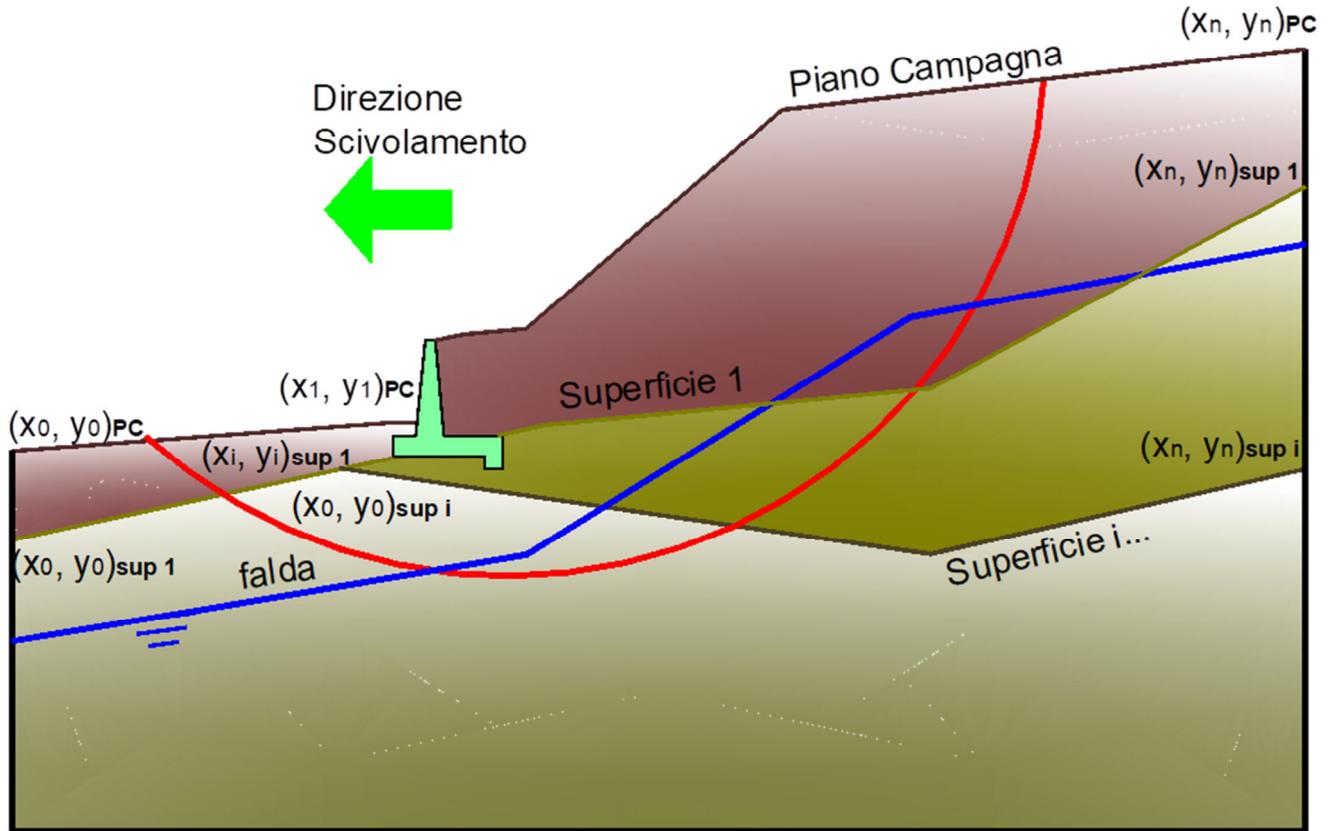
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	459,49	459,49	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1,64	>	1
		Nmax	1,64	>	

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

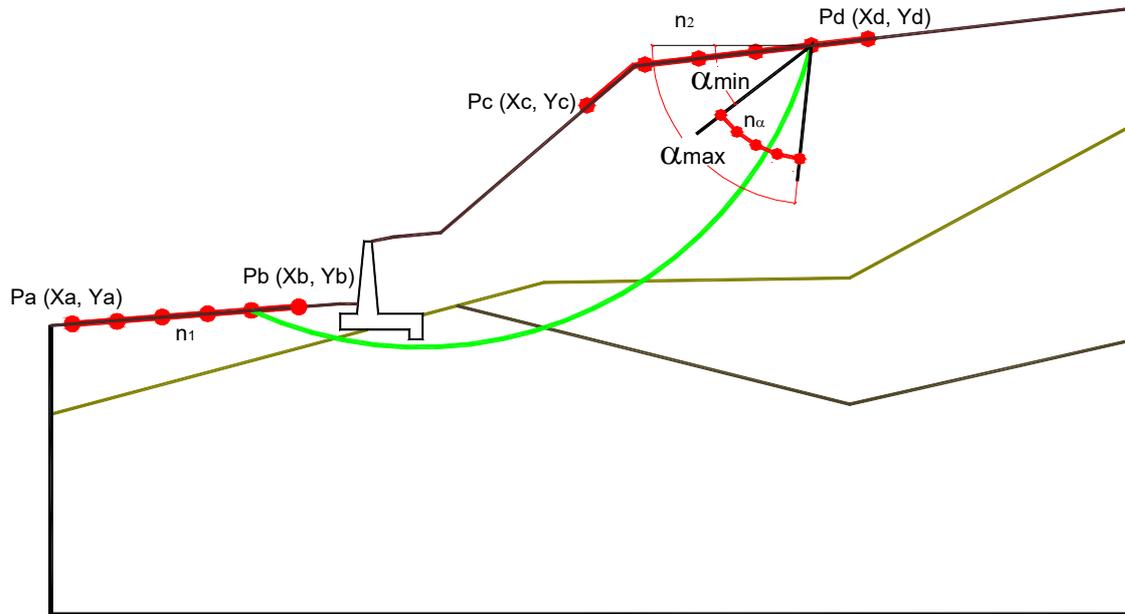
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	23	30,00	200	fondazione
materiale 2	19	35,00	0	terrapieno



Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	115	alfa min	40	# superfici massimo 1331
Xb	95	Xd	135	alfa max	70	
n1	10	n2	10	n alfa	10	

RELAZIONE DI CALCOLO



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	96,565	121,794	24,373	83,000	119,000	2,558	1,549
2	98,433	123,413	25,108	86,000	121,000	2,630	1,550
3	98,973	119,560	21,312	87,500	119,000	2,586	1,550
4	98,344	119,789	21,982	86,000	119,000	2,540	1,551
5	95,908	126,315	28,689	81,500	121,000	2,650	1,555
6	97,788	123,728	25,826	84,500	121,000	2,625	1,556
7	97,118	124,054	26,571	83,000	121,000	2,581	1,559
8	97,692	120,026	22,676	84,500	119,000	2,548	1,568
9	98,941	121,770	23,964	86,000	121,000	2,585	1,573
10	95,889	122,081	25,106	81,500	119,000	2,583	1,573
11	96,441	124,385	27,324	81,500	121,000	2,599	1,577
12	97,018	120,271	23,392	83,000	119,000	2,522	1,580
13	99,573	121,502	23,277	87,500	121,000	2,648	1,581
14	98,286	122,048	24,676	84,500	121,000	2,584	1,583
15	100,193	121,239	22,604	89,000	121,000	2,720	1,597
16	97,026	128,773	30,628	83,000	123,000	2,850	1,599
17	97,610	122,335	25,410	83,000	121,000	2,630	1,607

RELAZIONE DI CALCOLO

18	96,338	120,519	24,117	81,500	119,000	2,552	1,609
19	96,927	122,625	26,152	81,500	121,000	2,562	1,609
20	100,047	120,033	22,298	87,500	121,000	2,618	1,613
21	96,356	129,191	31,418	81,500	123,000	2,888	1,616
22	100,797	120,982	21,948	90,500	121,000	2,802	1,617
23	98,937	125,880	27,512	86,000	123,000	2,862	1,618
24	98,743	120,508	23,686	84,500	121,000	2,558	1,618
25	100,677	119,803	21,627	89,000	121,000	2,693	1,625
26	99,405	120,266	22,981	86,000	121,000	2,640	1,625
27	98,291	126,239	28,251	84,500	123,000	2,880	1,627
28	101,294	119,579	20,970	90,500	121,000	2,700	1,630
29	96,942	126,986	29,793	81,500	123,000	2,819	1,633
30	97,620	126,610	29,018	83,000	123,000	2,874	1,635
31	99,491	124,008	26,156	86,000	123,000	2,811	1,640
32	99,559	125,536	26,802	87,500	123,000	2,981	1,642
33	98,061	120,756	24,411	83,000	121,000	2,603	1,644
34	98,835	124,328	26,886	84,500	123,000	2,827	1,649
35	98,157	124,659	27,641	83,000	123,000	2,825	1,657
36	97,472	124,993	28,402	81,500	123,000	2,769	1,659
37	97,402	132,002	33,691	83,000	125,000	3,091	1,661
38	100,125	123,699	25,451	87,500	123,000	2,927	1,662
39	96,733	132,471	34,508	81,500	125,000	3,075	1,664
40	100,746	123,396	24,760	89,000	123,000	2,936	1,665
41	101,895	119,360	20,331	92,000	121,000	2,823	1,667
42	97,373	121,006	25,143	81,500	121,000	2,628	1,668
43	98,063	129,510	31,764	83,000	125,000	3,009	1,671
44	97,384	129,934	32,564	81,500	125,000	2,998	1,676
45	99,330	122,590	25,714	84,500	123,000	2,790	1,681
46	98,063	131,540	32,884	84,500	125,000	3,215	1,683
47	99,994	122,308	24,993	86,000	123,000	2,862	1,687
48	99,379	128,688	30,212	86,000	125,000	3,126	1,689
49	100,638	122,034	24,293	87,500	123,000	2,889	1,690
50	98,734	129,091	30,973	84,500	125,000	3,128	1,691
51	98,646	122,880	26,457	83,000	123,000	2,794	1,693
52	101,353	123,100	24,084	90,500	123,000	3,044	1,694
53	97,956	123,173	27,207	81,500	123,000	2,737	1,694
54	101,271	121,766	23,606	89,000	123,000	2,902	1,694
55	97,968	127,662	30,907	81,500	125,000	2,941	1,698
56	99,999	128,300	29,481	87,500	125,000	3,171	1,699
57	99,989	126,542	28,597	86,000	125,000	3,064	1,707
58	99,332	126,906	29,347	84,500	125,000	3,062	1,709

RELAZIONE DI CALCOLO

59	98,653	127,282	30,124	83,000	125,000	3,042	1,711
60	100,622	126,191	27,873	87,500	125,000	3,107	1,715
61	97,026	136,231	38,037	81,500	127,000	3,306	1,718
62	97,693	135,710	37,191	83,000	127,000	3,332	1,719
63	101,944	122,812	23,427	92,000	123,000	3,118	1,720
64	99,785	120,992	24,705	84,500	123,000	2,769	1,721
65	97,757	133,289	35,699	81,500	127,000	3,209	1,724
66	98,435	132,815	34,872	83,000	127,000	3,232	1,724
67	101,891	121,502	22,932	90,500	123,000	3,016	1,724
68	100,605	127,922	28,766	89,000	125,000	3,285	1,727
69	100,455	120,748	23,992	86,000	123,000	2,842	1,728
70	101,108	120,510	23,297	87,500	123,000	2,866	1,728
71	101,750	120,277	22,614	89,000	123,000	2,883	1,732
72	100,538	124,609	27,217	86,000	125,000	3,020	1,734
73	99,873	124,933	27,957	84,500	125,000	3,014	1,736
74	99,096	121,242	25,438	83,000	123,000	2,778	1,736
75	98,351	135,196	36,356	84,500	127,000	3,434	1,739
76	99,187	125,268	28,719	83,000	125,000	2,998	1,740
77	98,405	130,681	33,718	81,500	127,000	3,135	1,742
78	101,182	124,295	26,500	87,500	125,000	3,060	1,742
79	99,104	132,346	34,054	84,500	127,000	3,337	1,743
80	101,243	125,846	27,162	89,000	125,000	3,227	1,744
81	98,496	125,605	29,488	81,500	125,000	2,993	1,749
82	102,497	121,245	22,274	92,000	123,000	3,093	1,752
83	99,748	131,896	33,269	86,000	127,000	3,382	1,752
84	99,770	129,829	32,109	84,500	127,000	3,263	1,758
85	98,402	121,495	26,176	81,500	123,000	2,811	1,758
86	99,091	130,253	32,910	83,000	127,000	3,255	1,759
87	102,381	120,047	21,942	90,500	123,000	3,002	1,763
88	100,425	129,419	31,337	86,000	127,000	3,305	1,766
89	101,816	123,985	25,795	89,000	125,000	3,186	1,771
90	100,365	123,135	26,762	84,500	125,000	2,984	1,773
91	101,851	125,509	26,467	90,500	125,000	3,359	1,779
92	99,675	123,428	27,512	83,000	125,000	2,972	1,779
93	100,364	131,464	32,517	87,500	127,000	3,511	1,781
94	100,365	127,578	30,454	84,500	127,000	3,209	1,782
95	99,678	127,958	31,238	83,000	127,000	3,196	1,783
96	98,987	128,341	32,029	81,500	127,000	3,178	1,785
97	101,037	122,849	26,032	86,000	125,000	3,082	1,788
98	101,029	127,209	29,694	86,000	127,000	3,249	1,789
99	102,438	123,682	25,102	90,500	125,000	3,237	1,789

RELAZIONE DI CALCOLO

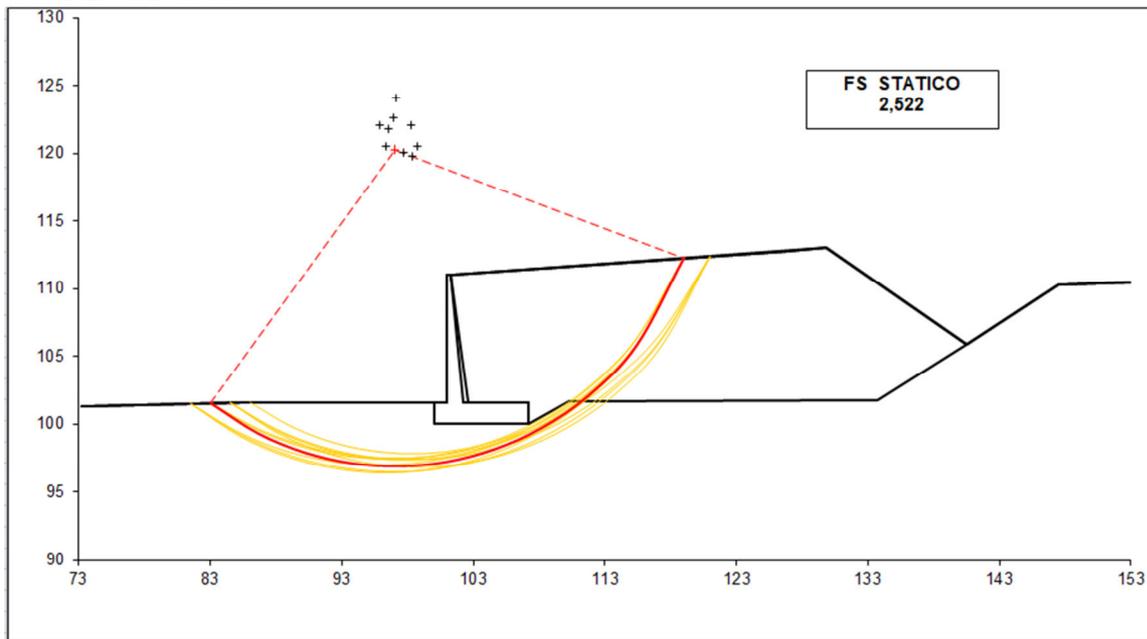
100	98,724	136,601	38,421	83,000	129,000	3,532	1,789
101	98,049	137,128	39,278	81,500	129,000	3,524	1,790
102	98,979	123,723	28,268	81,500	125,000	2,972	1,790
103	97,882	139,997	41,232	83,000	129,000	3,649	1,790
104	97,219	140,573	42,110	81,500	129,000	3,649	1,791
105	102,999	119,822	21,284	92,000	123,000	3,083	1,792
106	101,691	122,572	25,322	87,500	125,000	3,123	1,795
107	101,056	129,025	30,592	87,500	127,000	3,440	1,795
108	99,391	136,079	37,574	84,500	129,000	3,577	1,798
109	100,966	131,042	31,781	89,000	127,000	3,573	1,798
110	99,460	133,631	36,062	83,000	129,000	3,442	1,799
111	98,776	134,110	36,897	81,500	129,000	3,428	1,799
112	103,085	120,996	21,635	93,500	123,000	3,258	1,804
113	102,335	122,299	24,622	89,000	125,000	3,161	1,807
114	100,138	133,156	35,234	84,500	129,000	3,485	1,807
115	102,443	125,181	25,790	92,000	125,000	3,451	1,810
116	101,676	128,638	29,861	89,000	127,000	3,503	1,813
117	100,902	125,542	29,036	84,500	127,000	3,173	1,815
118	100,211	125,879	29,806	83,000	127,000	3,156	1,817
119	101,673	126,852	28,958	87,500	127,000	3,389	1,818
120	100,113	130,997	34,063	83,000	129,000	3,374	1,819
121	99,421	131,430	34,879	81,500	129,000	3,355	1,820
122	101,575	125,214	28,288	86,000	127,000	3,211	1,820
123	99,514	126,219	30,581	81,500	127,000	3,144	1,822
124	100,031	135,580	36,763	86,000	129,000	3,708	1,825
125	100,799	130,569	33,254	84,500	129,000	3,414	1,826
126	100,124	121,732	26,472	83,000	125,000	2,961	1,827
127	102,283	128,258	29,146	90,500	127,000	3,563	1,833
128	101,497	121,232	25,012	86,000	125,000	3,072	1,834
129	100,791	132,699	34,437	86,000	129,000	3,620	1,834
130	102,306	126,501	28,234	89,000	127,000	3,452	1,836
131	100,819	121,479	25,733	84,500	125,000	3,062	1,837
132	98,263	143,818	45,510	81,500	131,000	3,764	1,837
133	99,102	139,932	42,265	81,500	131,000	3,641	1,838
134	102,158	120,992	24,308	87,500	125,000	3,108	1,839
135	103,046	123,385	24,426	92,000	125,000	3,423	1,840
136	99,425	121,986	27,216	81,500	125,000	2,965	1,841
137	100,641	135,103	35,988	87,500	129,000	3,775	1,842
138	102,969	122,030	23,934	90,500	125,000	3,307	1,845
139	99,792	139,332	41,351	83,000	131,000	3,685	1,846
140	98,942	143,162	44,566	83,000	131,000	3,810	1,846

RELAZIONE DI CALCOLO

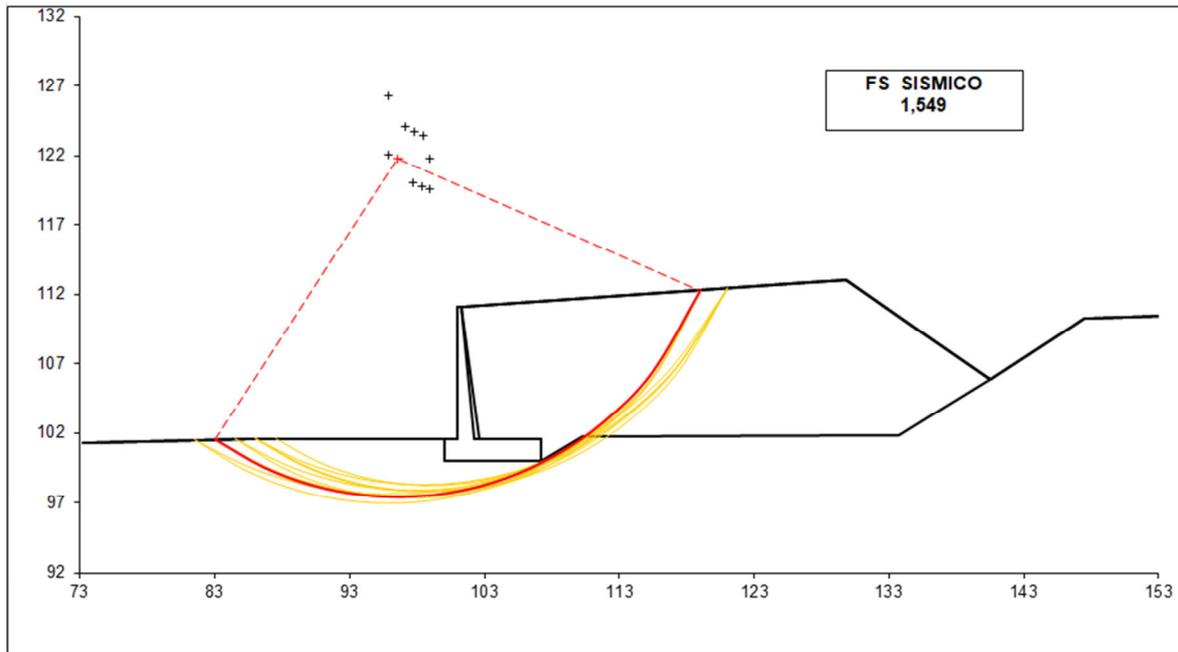
141	100,001	129,021	33,156	81,500	129,000	3,303	1,848
142	103,602	119,603	20,643	93,500	123,000	3,259	1,849
143	100,698	128,634	32,359	83,000	129,000	3,327	1,849
144	99,832	136,555	39,553	81,500	131,000	3,545	1,849

#strisce	# Superfici Calcolate	FS Bishop
		STATICO 2,522 SISMICO 1,549
30	520	

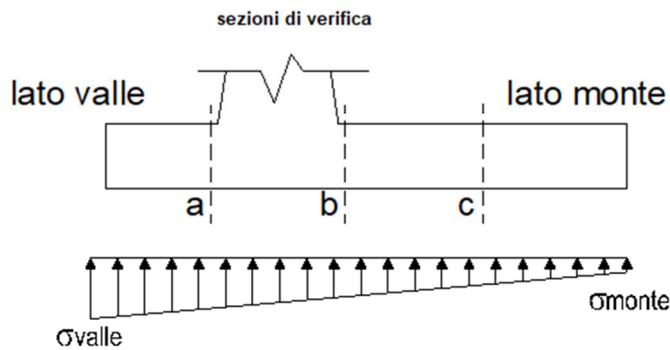
CONDIZIONE STATICA



CONDIZIONE SISMICA



7.6.2 Verifiche strutturali

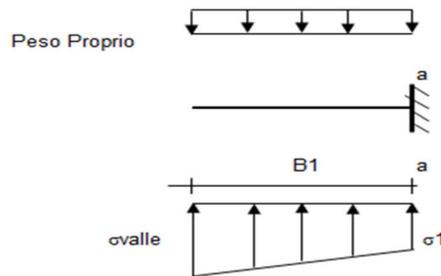


Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	1538,68	846,52	311,68	115,73
	1538,68	846,52	311,68	115,73
sisma+	1643,83	1498,97	401,80	54,82
	1643,83	1498,97	401,80	54,82
sisma-	1401,33	1512,99	369,74	19,51
	1401,33	1512,99	369,74	19,51

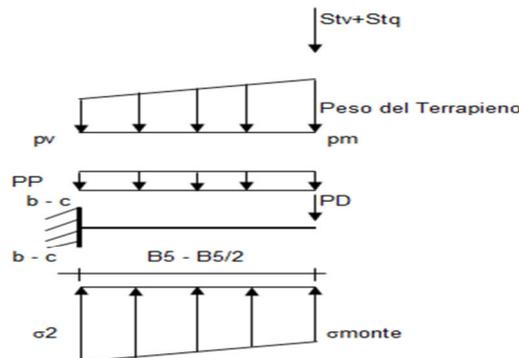
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	311,68	284,47	131,31	258,07
	311,68	284,47	131,31	258,07
sisma+	401,80	353,61	171,22	334,41
	401,80	353,61	172,87	334,41
sisma-	369,74	321,10	158,41	302,12
	369,74	321,10	156,76	302,12

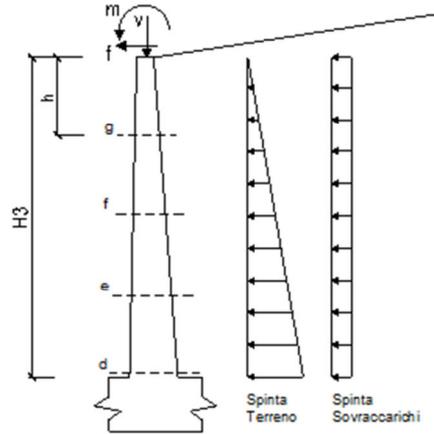


Mensola lato monte

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	115,73	240,92	-1395,53	-353,24	178,32	-584,56	-327,97
	115,73	240,92	-1681,19	-477,44	178,32	-655,98	-390,07
sisma+	54,82	276,50	-1852,07	-486,53	165,66	-731,09	-445,43
	54,82	276,50	-1852,07	-486,53	165,66	-731,09	-445,43
sisma-	19,51	243,27	-1765,35	-461,89	131,39	-693,58	-426,93
	19,51	243,27	-1765,35	-461,89	131,39	-693,58	-426,93



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	9,47	838,30	279,54	261,75	1379,60	0,00	224,91	224,91
e-e	7,10	353,66	157,24	202,56	713,47	0,00	139,83	139,83
f-f	4,74	104,79	69,89	143,38	318,05	0,00	73,98	73,98
g-g	2,37	13,10	17,47	84,19	114,76	0,00	27,37	27,37

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9,47	265,57	59,04	25,00	349,60
e-e	7,10	149,38	44,28	25,00	218,66
f-f	4,74	66,39	29,52	25,00	120,91
g-g	2,37	16,60	14,76	25,00	56,36

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	9,47	620,97	348,16	0,00	0,00	135,62	1104,75	0,00	243,46	243,46
e-e	7,10	261,97	146,88	0,00	0,00	65,02	473,87	0,00	151,36	151,36
f-f	4,74	77,62	43,52	0,00	0,00	23,89	145,03	0,00	80,09	80,09
g-g	2,37	9,70	5,44	0,00	0,00	4,72	19,86	0,00	29,63	29,63

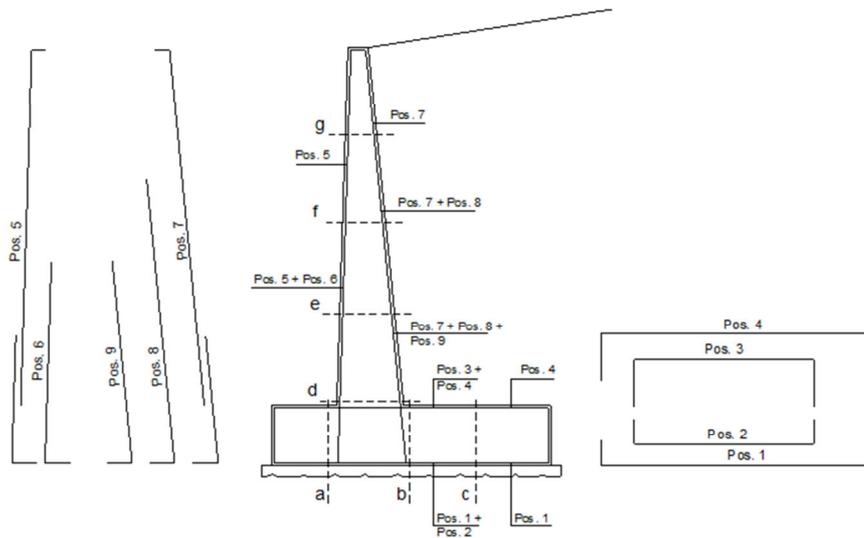
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9,47	196,72	110,30	0,00	0,00	37,10	344,11
e-e	7,10	110,65	62,04	0,00	0,00	23,07	195,76
f-f	4,74	49,18	27,57	0,00	0,00	12,21	88,96
g-g	2,37	12,29	6,89	0,00	0,00	4,52	23,70

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	9,47	620,97	248,80	0,00	0,00	135,62	1005,39	0,00	206,36	206,36
e-e	7,10	261,97	104,96	0,00	0,00	65,02	431,95	0,00	128,30	128,30
f-f	4,74	77,62	31,10	0,00	0,00	23,89	132,61	0,00	67,88	67,88
g-g	2,37	9,70	3,89	0,00	0,00	4,72	18,31	0,00	25,12	25,12

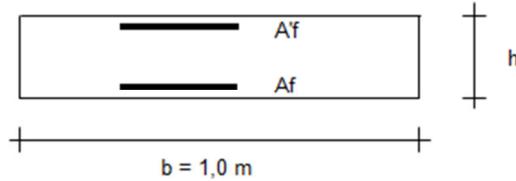
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9,47	196,72	78,82	0,00	0,00	37,10	312,64
e-e	7,10	110,65	44,34	0,00	0,00	23,07	178,06
f-f	4,74	49,18	19,70	0,00	0,00	12,21	81,09
g-g	2,37	12,29	4,93	0,00	0,00	4,52	21,74

SCHEMA DELLE ARMATURE



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	24		5	5,0	24	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	6,0	24	<input type="checkbox"/>	7	5,0	24	
4	5,0	24		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	4,0	24	<input type="checkbox"/>

RELAZIONE DI CALCOLO



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	172,87	0,00	1,60	22,62	49,76	1334,63
b - b	-1852,07	0,00	1,60	49,76	22,62	2898,74
c - c	-731,09	0,00	1,60	22,62	22,62	1334,77
d - d	1379,60	224,91	1,60	40,72	22,62	2543,67
e - e	713,47	139,83	1,28	40,72	22,62	1941,15
f - f	318,05	73,98	0,95	22,62	22,62	790,19
g - g	114,76	27,37	0,63	22,62	22,62	478,72

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

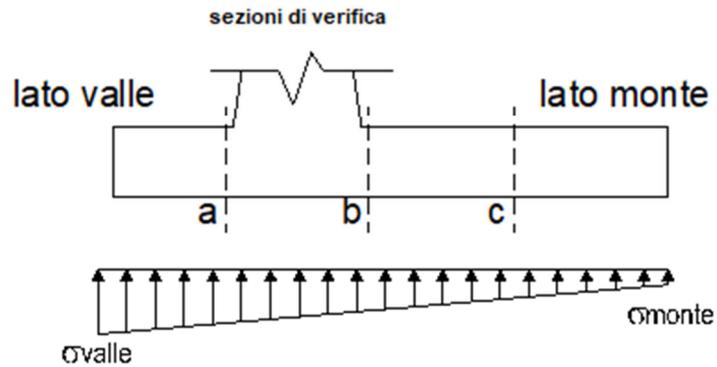
VERIFICA A TAGLIO

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	334,41	1,60	483,28
b - b	486,53	1,60	547,31
c - c	445,43	1,60	483,28
d - d	349,60	1,60	544,33
e - e	218,66	1,28	471,53
f - f	120,91	0,95	326,60
g - g	56,36	0,63	256,30

VERIFICA A FESSURAZIONE

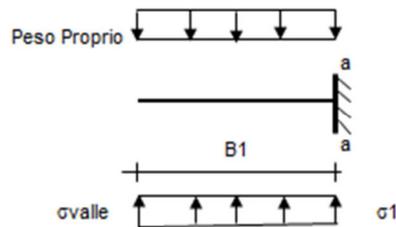
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ _{valle}	σ _{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	1498,14	584,01	275,67	140,48
	1498,14	584,01	275,67	140,48
Q.P.	1479,13	386,95	250,22	160,65
	1479,13	386,95	250,22	160,65



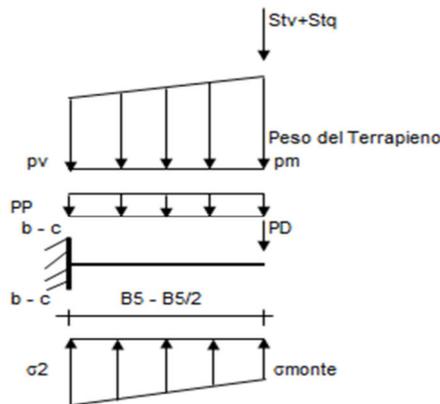
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	275,67	256,89	114,71
	275,67	256,89	114,71
Q.P.	250,22	237,78	103,04
	250,22	237,78	103,04



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	140,48	226,85	-1084,08	183,67	-442,97
	140,48	226,85	-1295,68	183,67	-495,87
Q.P.	160,65	217,88	-886,05	189,26	-358,75
	160,65	217,88	-886,05	189,26	-358,75



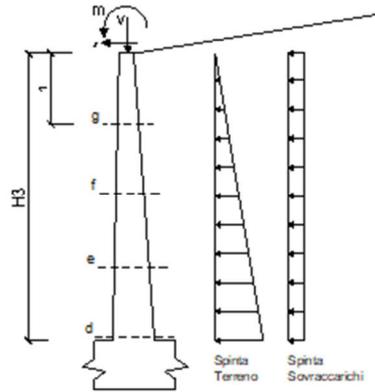
Azioni sul parameno verticale

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	9,47	620,97	207,07	261,75	1089,79	0,00	224,91	224,91
e-e	7,10	261,97	116,48	202,56	581,01	0,00	139,83	139,83
f-f	4,74	77,62	51,77	143,38	272,76	0,00	73,98	73,98
g-g	2,37	9,70	12,94	84,19	106,83	0,00	27,37	27,37

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	9,47	620,97	0,00	0,00	620,97	0,00	224,91	224,91
e-e	7,10	261,97	0,00	0,00	261,97	0,00	139,83	139,83
f-f	4,74	77,62	0,00	0,00	77,62	0,00	73,98	73,98
g-g	2,37	9,70	0,00	0,00	9,70	0,00	27,37	27,37



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	114,71	0,00	1,60	22,62	49,76	0,44	34,68	0,045	0,200
b - b	-1295,68	0,00	1,60	49,76	22,62	4,12	183,67	0,196	0,200
c - c	-495,87	0,00	1,60	22,62	22,62	2,13	150,88	0,194	0,200
d - d	1089,79	224,91	1,60	40,72	22,62	3,86	163,09	0,170	0,200
e - e	581,01	139,83	1,28	40,72	22,62	2,99	112,64	0,105	0,200
f - f	272,76	73,98	0,95	22,62	22,62	2,81	131,23	0,169	0,200
g - g	106,83	27,37	0,63	22,62	22,62	2,25	86,77	0,111	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	103,04	0,00	1,60	22,62	49,76	0,39	31,15	0,040	0,200
b - b	-886,05	0,00	1,60	49,76	22,62	2,82	125,60	0,114	0,200
c - c	-358,75	0,00	1,60	22,62	22,62	1,54	109,16	0,140	0,200
d - d	620,97	224,91	1,60	40,72	22,62	2,24	82,81	0,077	0,200
e - e	261,97	139,83	1,28	40,72	22,62	1,39	42,84	0,040	0,200
f - f	77,62	73,98	0,95	22,62	22,62	0,82	27,04	0,035	0,200
g - g	9,70	27,37	0,63	22,62	22,62	0,21	3,29	0,004	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	A _f	A' _f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	114,71	0,00	1,60	22,62	49,76	0,44	34,68
b - b	-1295,68	0,00	1,60	49,76	22,62	4,12	183,67
c - c	-495,87	0,00	1,60	22,62	22,62	2,13	150,88
d - d	1089,79	224,91	1,60	40,72	22,62	3,86	163,09
e - e	581,01	139,83	1,28	40,72	22,62	2,99	112,64
f - f	272,76	73,98	0,95	22,62	22,62	2,81	131,23
g - g	106,83	27,37	0,63	22,62	22,62	2,25	86,77