

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

FABBRICATI VIAGGIATORI

Stazione di Pontecagnano

Relazione di calcolo muro di banchina

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

NN1X 10 D 78 CL FV0300 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Dic-2020	G.Romano	Dic-2020	M.D'Avella	Dic-2020	D.Tiberti

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Tecnica
UO Infrastrutture Sud
Prof. Ing. Danilo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 101876

NN1X.1.0.D.78.CL.FV.03.0.0.003.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	5
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i>	5
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i>	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	<i>Calcestruzzo per fondazione e elevazione</i>	6
4.1.2	<i>Calcestruzzo per riempimento micropali</i>	6
4.2	ACCIAIO	7
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	7
4.2.2	<i>Acciaio armatura micropalo</i>	7
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO	8
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	8
6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	9
6.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE.....	9
6.1.1	<i>Verifica a scorrimento</i>	11
6.1.2	<i>Verifica a ribaltamento</i>	12
6.1.3	<i>Verifica a carico limite della fondazione</i>	12
6.1.4	<i>Verifica a stabilità globale</i>	12
7	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE	13
8	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)	15
9	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	16
9.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	16
9.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE	16
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	16
10	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	18
10.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI	18
10.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	18
11	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	20
11.1	PESI PROPRI	20
11.1	CARICHI PERMANENTI E VARIABILI	21
11.1.1	<i>Spinta del terreno</i>	21
11.1.2	<i>Recinzione</i>	22
11.1.3	<i>Carichi ferroviari</i>	22
11.1.4	<i>Carichi eccezionali - folla</i>	22
11.2	AZIONE SISMICA	22
11.2.1	<i>Vita nominale</i>	22
11.2.2	<i>Classe d'uso</i>	23
11.2.3	<i>Periodo di riferimento</i>	24
11.2.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	24
11.2.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	25

12	COMBINAZIONE DI CARICO	31
13	PROGETTO E VERIFICA	34
13.1	DATI DI INPUT	34
13.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	37
13.2.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	37
13.2.2	<i>Spinte in condizione statica</i>	39
13.2.3	<i>Spinte in condizione sismica+</i>	40
13.2.4	<i>Spinte in condizione sismica-</i>	41
13.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	42
13.3.1	<i>Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. drenate</i>	42
13.3.2	<i>Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. drenate</i>	44
13.3.3	<i>Verifica di stabilità globale in c. drenate</i>	48
13.3.4	<i>Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. non drenate</i>	51
13.3.5	<i>Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. non drenate</i>	53
13.3.6	<i>Verifica di stabilità globale in c. non drenate</i>	57
13.4	VERIFICHE STRUTTURALI	60
13.4.1	<i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	60
14	VERIFICA SLU	62
15	VERIFICA SLE – TENSIONE	63
16	VERIFICA SLE – FESSURAZIONE	63
17	INCIDENZA	64

1 PREMESSA

Il presente documento illustra il dimensionamento e le verifiche del muro di sostegno della nuova linea Salerno-Battipaglia, in corrispondenza della stazione di Pontecagnano.

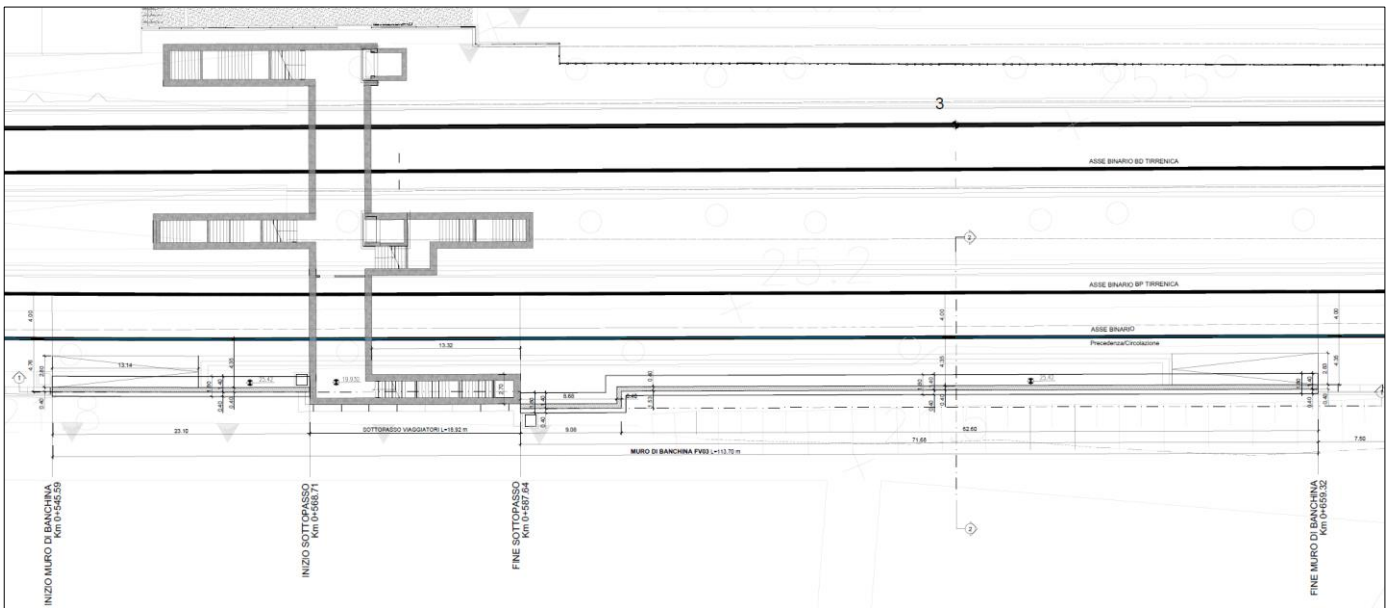


Figura 1 – Pianta muro di sostegno.

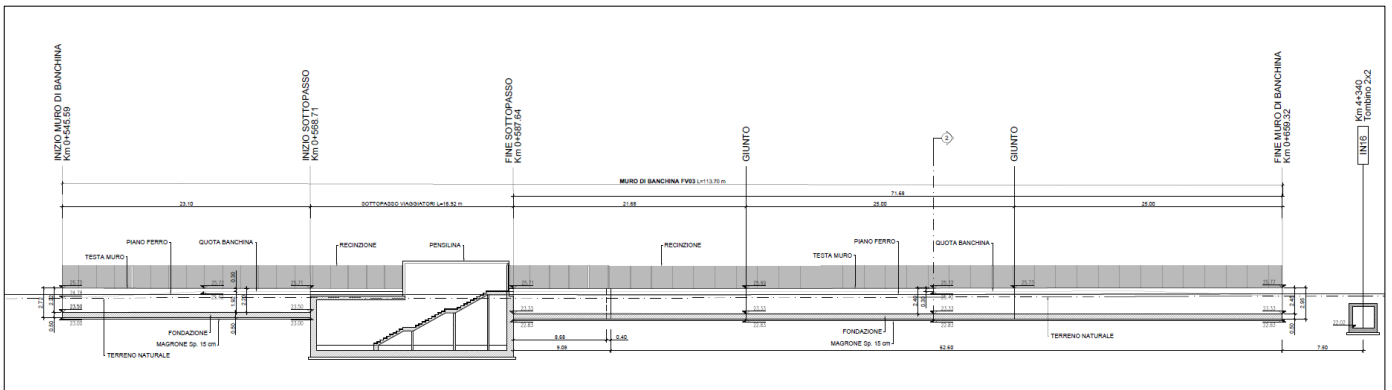


Figura 2 – Prospetto muro di sostegno.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto di studio consiste in un muro di sostegno in corrispondenza della banchina di linea.

Il modello di calcolo è costituito da un muro con paramento di spessore pari a 0.40 m e altezza variabile tra 2.00 m e 2.45 m. La fondazione ha una larghezza e uno spessore pari rispettivamente a 1.80 m e 0.50 m.

Nel calcolo si considera il paramento fino all'altezza massima del rilevato, la restante parte di applica come carico concentrato in testa al muro, dato dal peso dello stesso.

Si riporta di seguito una sezione tipo rappresentante l'opera oggetto di studio.

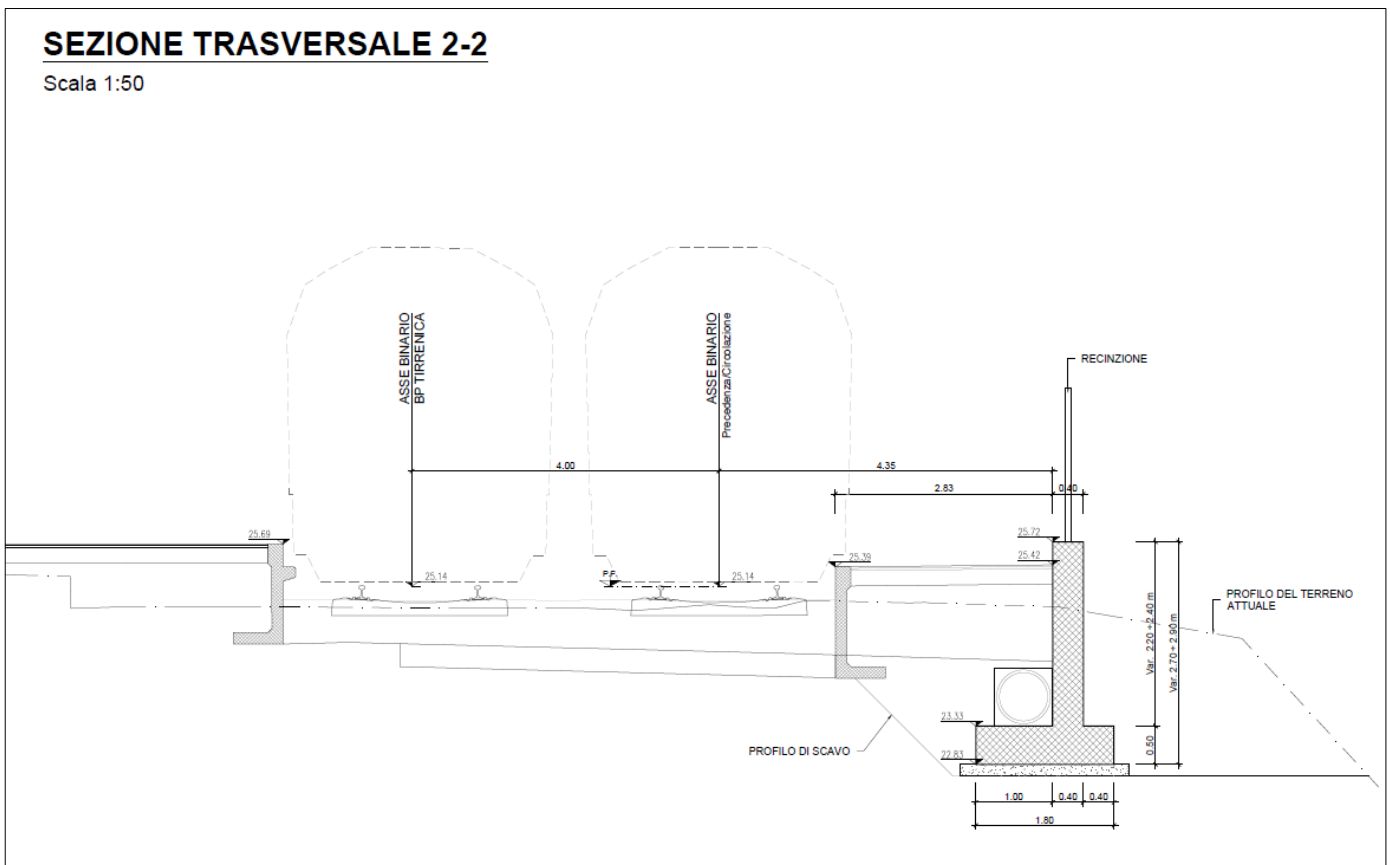


Figura 3 – Sezione tipo muro di sostegno.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1 Documenti di progetto

- *NN1X10D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione geotecnica generale – Adeguamento PRG di Pontecagnano”;*
- *NN1X10D78L6GE0600001 ÷ NN1X10D78L6GE0600002 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Adeguamento PRG di Pontecagnano - Tav. 1 ÷ 2”.*

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo per fondazione e elevazione

– classe di resistenza	C32/40:
– Classe di esposizione	XC4
– Copriferro	50 mm
– $R_{ck} = 40$ MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione
– $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione;
– $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81$ N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del cls;
– $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.10$ N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls;
– $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm ²	Resistenza caratteristica a trazione del cls;
– $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ N/mm ²	Resistenza di calcolo a trazione del cls.
– $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.88$ N/mm ²	Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;

– $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25$ N/mm ²	Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
– $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$ N/mm ²	Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
– $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78$ N/mm ²	Modulo elastico del calcestruzzo
– $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26$ N/mm ²	tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
– $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28$ N/mm ²	tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

4.1.2 Calcestruzzo per riempimento micropali

– classe di resistenza	C25/30
– modulo elastico	$E_c = 31.447$ N/mm ² ;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90$ N/mm ² ;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32,90$ N/mm ² ;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11$ N/mm ² ;
– resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2,56$ N/mm ² ;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79$ N/mm ² ;
– resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15$ N/mm ² ;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,19$ N/mm ² .

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

4.2.2 Acciaio armatura micropalo

tipologia S275JR:

Rapporto a/c max	0.50
Classe di Resistenza minima	C25/30
Tipo di Cemento	CEM III-V

Si dovrà inoltre garantire il seguente requisito: Viscosità Marsh: 10-30 sec (ugello di 13mm)

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggia l'opera oggetto di studio, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il muro di sostegno è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

L'opera analizzata ricade all'interno del terreno L1, le cui caratteristiche sono le seguenti:

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_0/5$
	γ	φ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1⁽⁵⁾	18	23	3	30	140	<10	$3.5 \cdot 10^{-6}$	25

La falda è considerata ad una profondità di 4.30 m da p.c.

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Come riportato dettagliatamente nella relazione geologica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di $V_{S,30}$ disponibili dalle prove sismiche Masw ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C e E".

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

6.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno su fondazione diretta** si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga, così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.

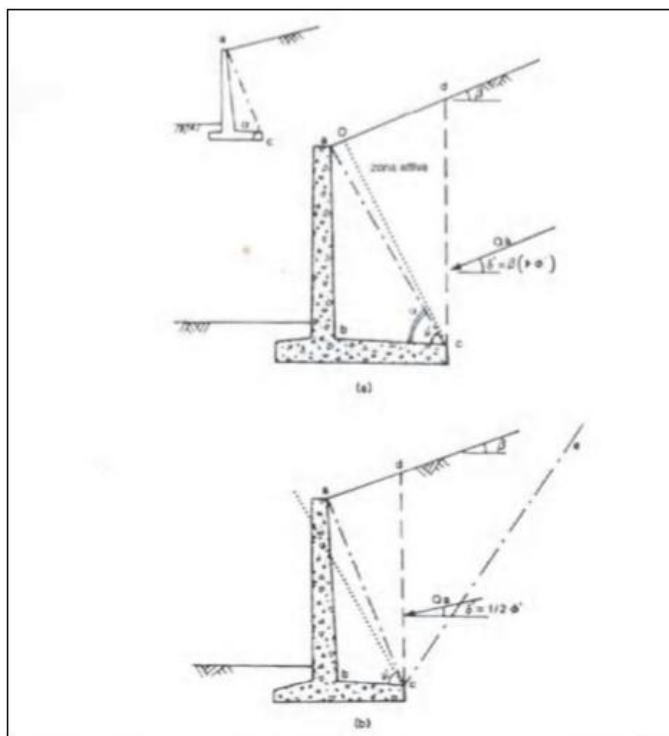


Figura 4 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si potrà assumere $\delta = \varphi'$.

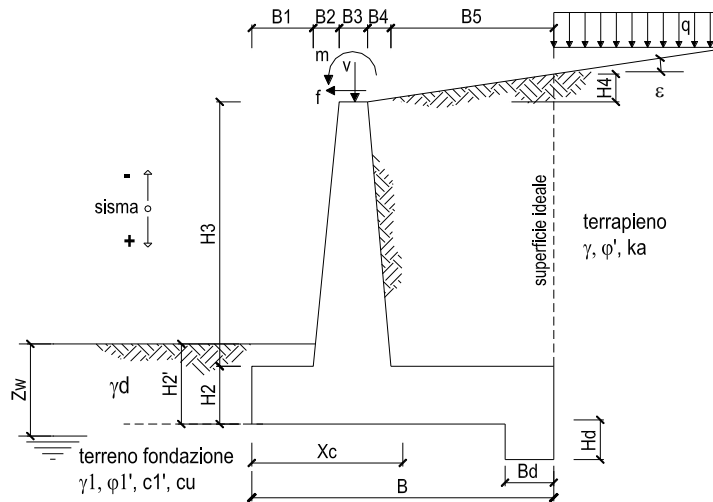
Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a

$$\varphi'_{cv} = \arctan (\tan \varphi')$$

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



6.1.1 Verifica a scorrimento

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente R_h , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

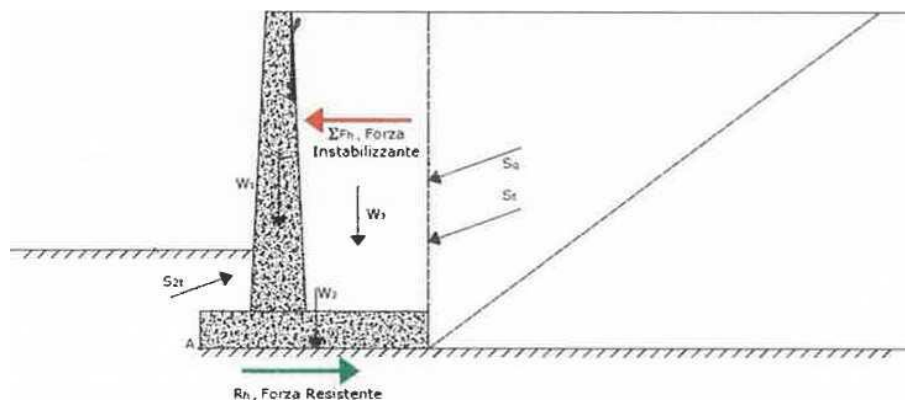


Figura 5 – Verifica a scorrimento.

In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

6.1.2 Verifica a ribaltamento

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

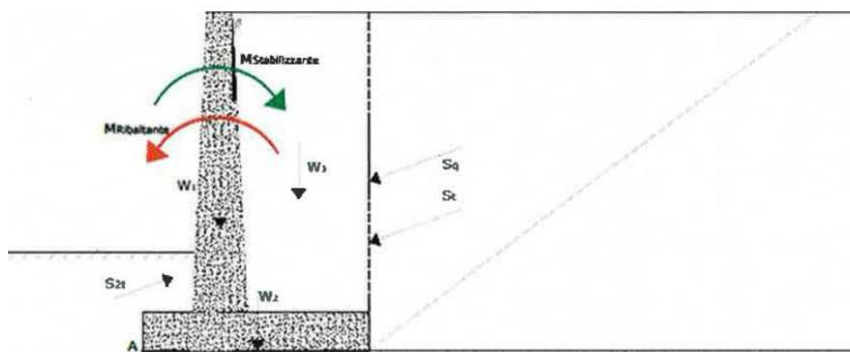


Figura 6 – Verifica a ribaltamento.

6.1.3 Verifica a carico limite della fondazione

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B N_{s\gamma} d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

$$F_s = q_{lim} / q_{es}$$

con $q_{es} = N / (B * L')$ la pressione dovuta al carico verticale.

6.1.4 Verifica a stabilità globale

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

7 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

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

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

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Come indicato dal Manuale di Progettazione RFI al §3.10.3.1, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, saranno assunti come definito al par. 7.11.6.2.1. delle NTC 2018 anche per i muri su pali, con l'avvertenza di sostituire le relazioni 7.11.6 e 7.11.7 delle stesse norme tecniche con le espressioni di seguito riportate:

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot \frac{a_g}{g} \qquad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

Per opere particolari con terrapieno in falda occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale.

Spinta sismica

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

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

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

8 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell' effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D “Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h” e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

9 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

9.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

9.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

9.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \text{cot}\theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

10 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

10.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili"

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$

10.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w ₂	ap. fessure	≤w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali.

Risultando:

 w₁ = 0.2 mm

 w₂ = 0.3 mm

 w₃ = 0.4 mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto "C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

11 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

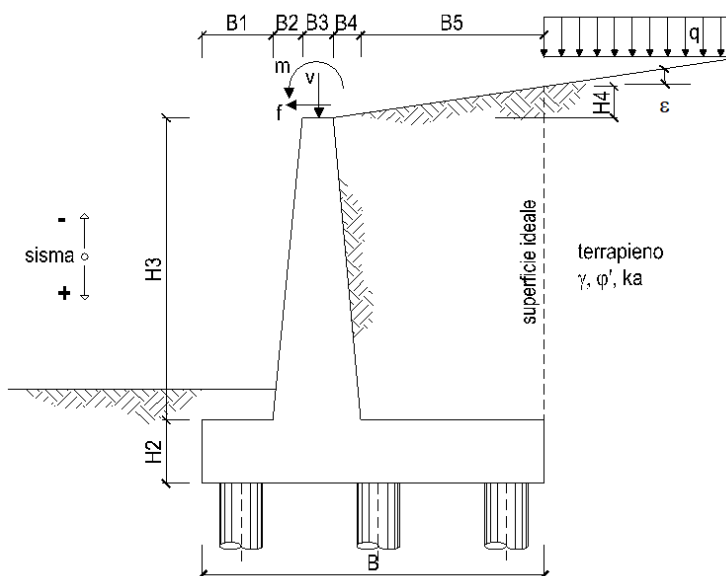
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

11.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.90	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

11.1 CARICHI PERMANENTI E VARIABILI

11.1.1 Spinta del terreno

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva k_a .

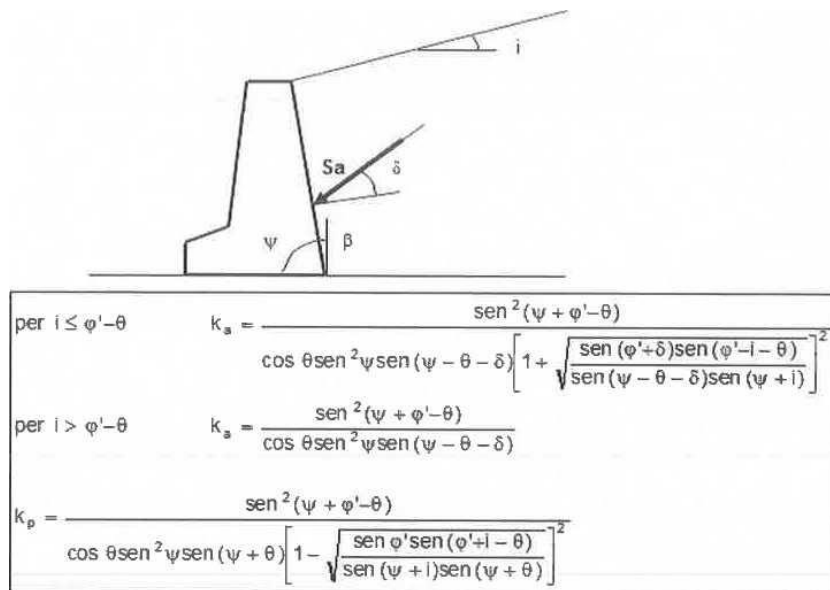


Figura 7 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , nel qual caso si assumerà $\delta = \phi'$.

Dati Geotecnici			valori caratteristici SLE	valori di progetto	
				STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00

11.1.2 Carico permanente

I carichi permanenti applicati in testa al muro di sostegno sono il tratto di paramento non considerato in geometria, pari a $25 \cdot 0.4 \cdot 0.45 = 4.5$ kN/m. Inoltre viene applicato il carico verticale generato dalla recinzione pari a 3 kN/m. In totale si ha un carico assiale di 7.5 kN/m.

11.1.3 Carichi ferroviari

La diffusione del carico ferroviario all'interno del rilevato ferroviario non intercetta l'opera in esame, pertanto non vengono applicati carichi ad essa associata.

11.1.4 Carichi eccezionali - folla

Si considera un carico generato dalla presenza della folla sulla banchina pari a 5 kPa.

11.2 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

11.2.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa 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. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI";

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V _N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V≥250 Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. (

Nel caso in esame si considera $V_N = 75$.

11.2.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: 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.

Nel caso in esame si considera $C_U = 1.5$.

11.2.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

11.2.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

da cui si ottiene:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;

- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

11.2.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

Si considera cautelativamente la Categoria E.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,600$ e $C_c = 1,546$

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 14.8743 LATITUDINE: 40.6435


Ricerca per comune

REGIONE: Campania PROVINCIA: Salerno COMUNE: Pontecagnano

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione: media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle, così individuate e l'Area del tracciato la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE:

- SLO - $P_{VR} = 81\%$:
- SLD - $P_{VR} = 63\%$:

Stati limite ultimi - SLU:

- SLV - $P_{VR} = 10\%$:
- SLC - $P_{VR} = 5\%$:

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO:
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

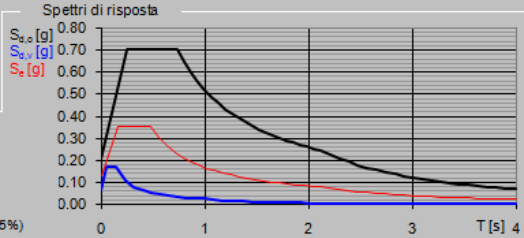
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **E** info $S_s = 1.600$ $C_o = 1.546$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s : **1** Regol. in altezza: **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_v : **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

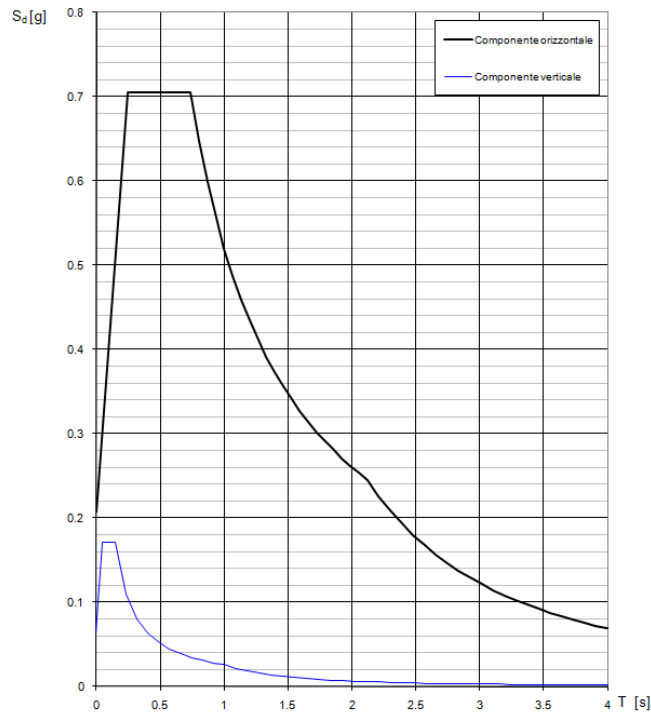
Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.130 g
F_o	2.710
T_c	0.477 s
S_s	1.600
C_c	1.546
S_T	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.250
T_B	0.246 s
T_C	0.738 s
T_D	2.121 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c' \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
T_B	0.246	0.705
T_C	0.738	0.705
	0.804	0.648
	0.870	0.598
	0.935	0.556
	1.001	0.520
	1.067	0.488
	1.133	0.459
	1.199	0.434
	1.265	0.412
	1.330	0.391
	1.396	0.373
	1.462	0.356
	1.528	0.341
	1.594	0.327
	1.660	0.314
	1.726	0.302
	1.791	0.291
	1.857	0.280
	1.923	0.271
	1.989	0.262
	2.055	0.253
T_D	2.121	0.245
	2.210	0.226
	2.300	0.209
	2.389	0.193
	2.479	0.180
	2.568	0.167
	2.658	0.156
	2.747	0.146
	2.837	0.137
	2.926	0.129
	3.016	0.121
	3.105	0.114
	3.195	0.108
	3.284	0.102
	3.374	0.097
	3.463	0.092
	3.553	0.087
	3.642	0.083
	3.732	0.079
	3.821	0.076
	3.911	0.072
	4.000	0.069

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

STAZIONE DI PONTECAGNANO
 Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	30 di 64

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.13	(-)	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">RIBALTAMENTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>β_s</td> <td>0.57</td> </tr> <tr> <td>kh</td> <td>0.11856</td> </tr> <tr> <td>kv</td> <td>0.05928</td> </tr> </tbody> </table>	RIBALTAMENTO		β_s	0.57	kh	0.11856	kv	0.05928
	RIBALTAMENTO												
	β_s	0.57											
	kh	0.11856											
	kv	0.05928											
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)									
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)									
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)										
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.07904	(-)										
Coefficiente sismico verticale	kv	0.0395	(-)										
Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no												

		STR/GEO		RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.277	0.298
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.281	0.306
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.283	2.283
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.164	2.104
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.153	2.080

Carichi Agenti

		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	7.50	9.75
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00	1.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5.00	7.25
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00
	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	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	1.00	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	1.00	
	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	

12 COMBINAZIONE DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	32 di 64

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico g_r della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	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_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

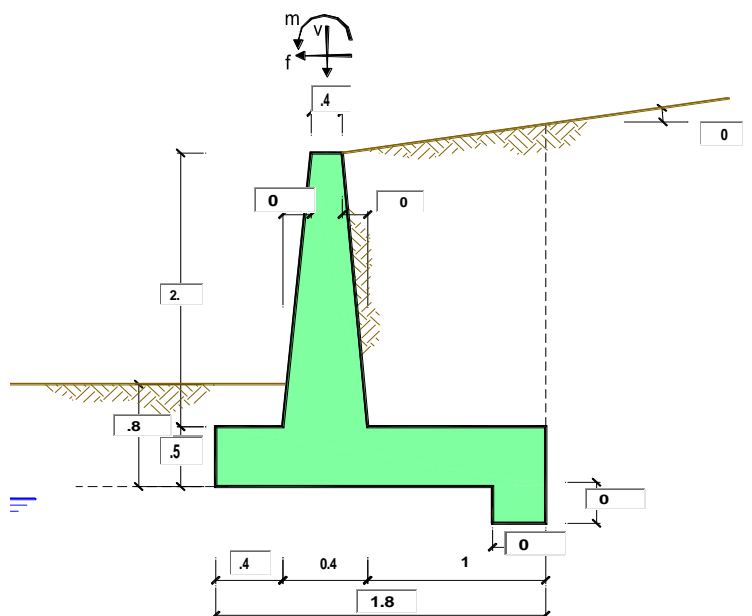
* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

13 PROGETTO E VERIFICA

13.1 DATI DI INPUT



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.90	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

STAZIONE DI PONTECAGNANO
 Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	35 di 64

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	3.00	3.00	3.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	23.00	23.00	23.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00	18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.13	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.07904	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0395	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			

RIBALTAMENTO	
β_s	0.57
kh	0.11856
kv	0.05928

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.277	0.298
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.281	0.306
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.283	2.283
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.164	2.104
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.153	2.080

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	7.50	9.75	9.75
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input 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	1.00	1.00	1.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5.00	7.25	7.25
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	1.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche \blacktriangleleft	(kN/m)	fs	0.00	\blacktriangleleft	\blacktriangleright
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche \blacktriangleleft	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	36 di 64

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck = 40 (MPa)
 fck = 32 (MPa)
 fcm = 40 (MPa)
 Ec = 33346 (MPa)
 α_{cc} = 0.85
 γ_c = 1.50

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ = 18.13 (MPa)
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ = 3.02 (MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c = 19.2 Mpa
 σ_f = 360 Mpa

condizioni sismiche

σ_c = 19.2 Mpa
 σ_f = 360 Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente 0.2 mm
 Quasi Permanente 0.2 mm

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (MPa)
 γ_s = 1.15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ = 391.30 (MPa)
 E_s = 210000 (MPa)
 ϵ_{ys} = 0.19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	37 di 64

13.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

13.2.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- 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)	20.00	20.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	22.50	22.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	42.50	42.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	40.00	40.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	7.50	9.75
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	47.50	49.75
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	5	7.25
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	1	

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

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- 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)	12.00	12.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	20.25	20.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	32.25	32.25
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	52.00	52.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	9.75	12.68
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	61.75	64.68
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	6.5	9.425
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	1.3	

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	38 di 64

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	3.36	5.04
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	1.68	2.52

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	3.93	5.90
Ptsh v =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	1.97	2.95

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	2.37	3.56
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0.44	0.67
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	2.82	4.22

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.47	0.71
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.80	1.20
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.27	1.91

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	4.74	7.11
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3^2/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	4.74	7.11

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.06	3.08
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3^2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	2.06	3.08

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	39 di 64

13.2.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 14.87	19.33	19.33
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 4.46	5.80	5.80
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 2.97	4.31	4.31

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 14.87	19.33	19.33
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.46	5.80	5.80
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 2.97	4.31	4.31

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
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) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 12.39	16.11	16.11
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 5.58	7.25	7.25
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 3.72	5.39	5.39
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.60	0.60	0.60

STAZIONE DI PONTECAGNANO
 Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	40 di 64

13.2.3 Spinte in condizione sismica+

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	14.87	14.87	14.87
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.16	3.16	4.86
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	5.20	5.20	5.59
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.69	0.69	0.74

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.87	14.87	14.87
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.16	3.16	4.86
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.20	5.20	5.59
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.69	0.69	0.74

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
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

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	12.39	12.39	12.39
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2.63	2.63	4.05
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	7.37	7.37	7.91
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)	0.00		
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00		
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.60		

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	41 di 64

13.2.4 Spinte in condizione sismica-

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	14.87	14.87	14.87
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)	2.00	2.00	3.15
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	5.27	5.27	5.74
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0.70	0.70	0.77

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * $\cos \delta$	(kN/m)	14.87	14.87	14.87
Sst1h sism = Sst1 sism * $\cos \delta$	(kN/m)	2.00	2.00	3.15
Ssq1h perm = Ssq1 perm * $\cos \delta$	(kN/m)	5.27	5.27	5.74
Ssq1h acc = Ssq1 acc * $\cos \delta$	(kN/m)	0.70	0.70	0.77

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
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

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps}^- \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = Sst1h stat * $((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	12.39	12.39	12.39
MSst1 sism = Sst1h sism * $((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	1.66	1.66	2.62
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * $((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	7.46	7.46	8.14
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp + ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 = $(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = $(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.60

13.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

13.3.1 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. drenate

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc} \quad 93.25 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 29.44 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{1.34} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 28.74 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad Ms / Mr \quad \mathbf{3.39} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

93.25

100.50

(kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - Sp \quad 29.44 \quad 29.44 \quad (\text{kN/m})$$

29.44

29.44

(kN/m)

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 68.78 \quad 78.21 \quad (\text{kNm/m})$$

68.78

78.21

(kNm/m)

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 15.14 \quad 12.24 \quad (\text{kNm/m})$$

15.14

12.24

(kNm/m)

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

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	43 di 64

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	3.00		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.48	1.56	(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)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	18.05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.51	0.54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.45	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0.37	0.37	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	128.25	132.12	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.03	>	1.4
		N_{max}	2.05	>	

13.3.2 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. drenate

Sismica+

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 94.65 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 31.21 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.29} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 30.70 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.18} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr} \text{ acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad 94.65 \quad 95.65 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 31.21 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 67.98 \quad 69.28 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 17.20 \quad 16.80 \quad (\text{kNm/m})$$

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

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	45 di 64

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.	3.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.18	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.44	1.45	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	18.05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

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	0.50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.43	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	121.32	122.47	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.84	>	1.2
		Nmax	1.85	>	

Sismica-

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 87.35 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 30.12 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.23} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 39.48 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.47} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 87.35 & 88.35 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 30.12 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad \begin{matrix} 62.20 & 63.50 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad \begin{matrix} 16.42 & 16.02 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

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

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	47 di 64

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.	3.00			(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40			(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.19	0.18		(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.42	1.44		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	8.66			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+π in cond. nd)	18.05			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	8.20			(-)

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

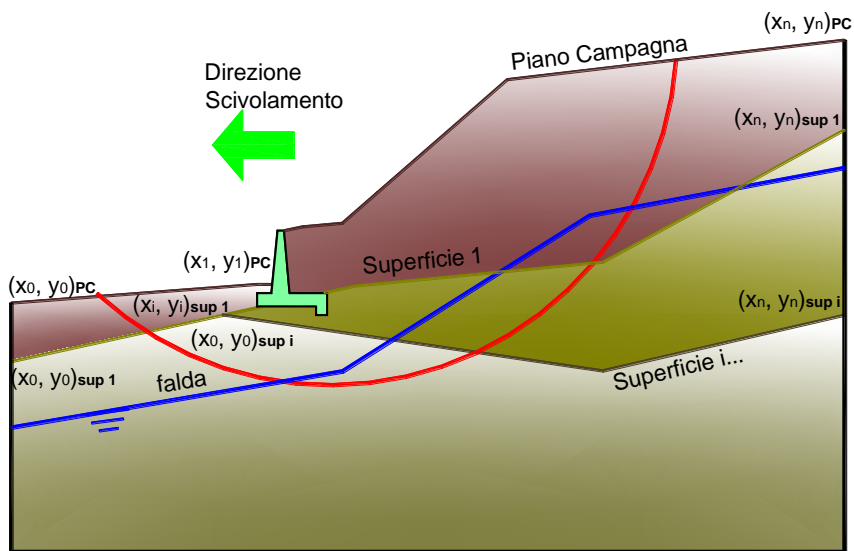
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.48	0.48		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.33	0.33		(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

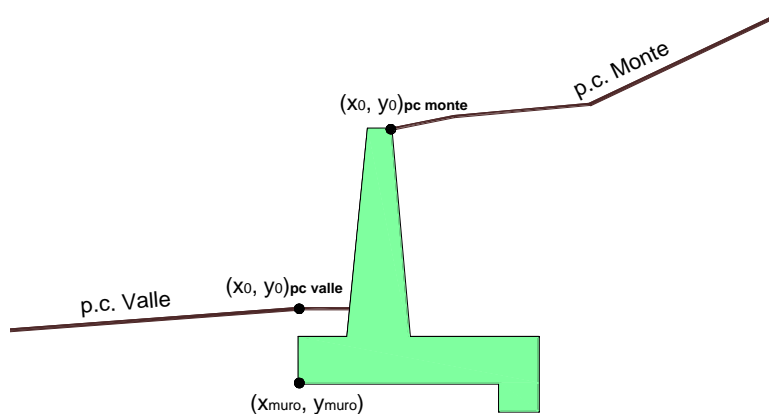
q _{lim}	(carico limite unitario)	116.30	117.55		(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	N _{min}	1.90	>	1.2
		N _{max}	1.91	>	

13.3.3 Verifica di stabilità globale in c. drenate

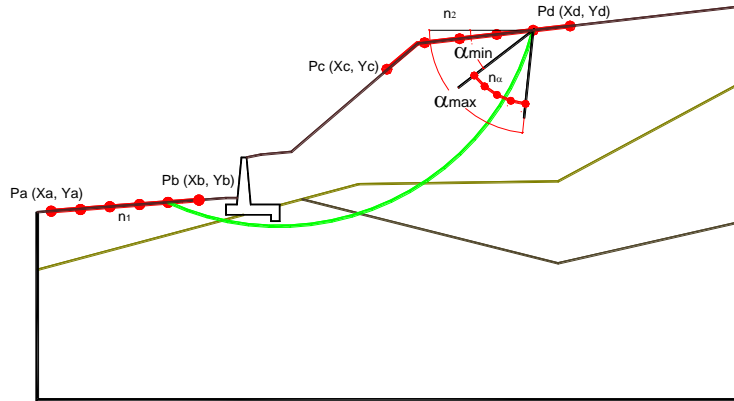


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	32.01	0	Rilevato ferroviario
materiale 2	18.00	18.76	2.40	L1

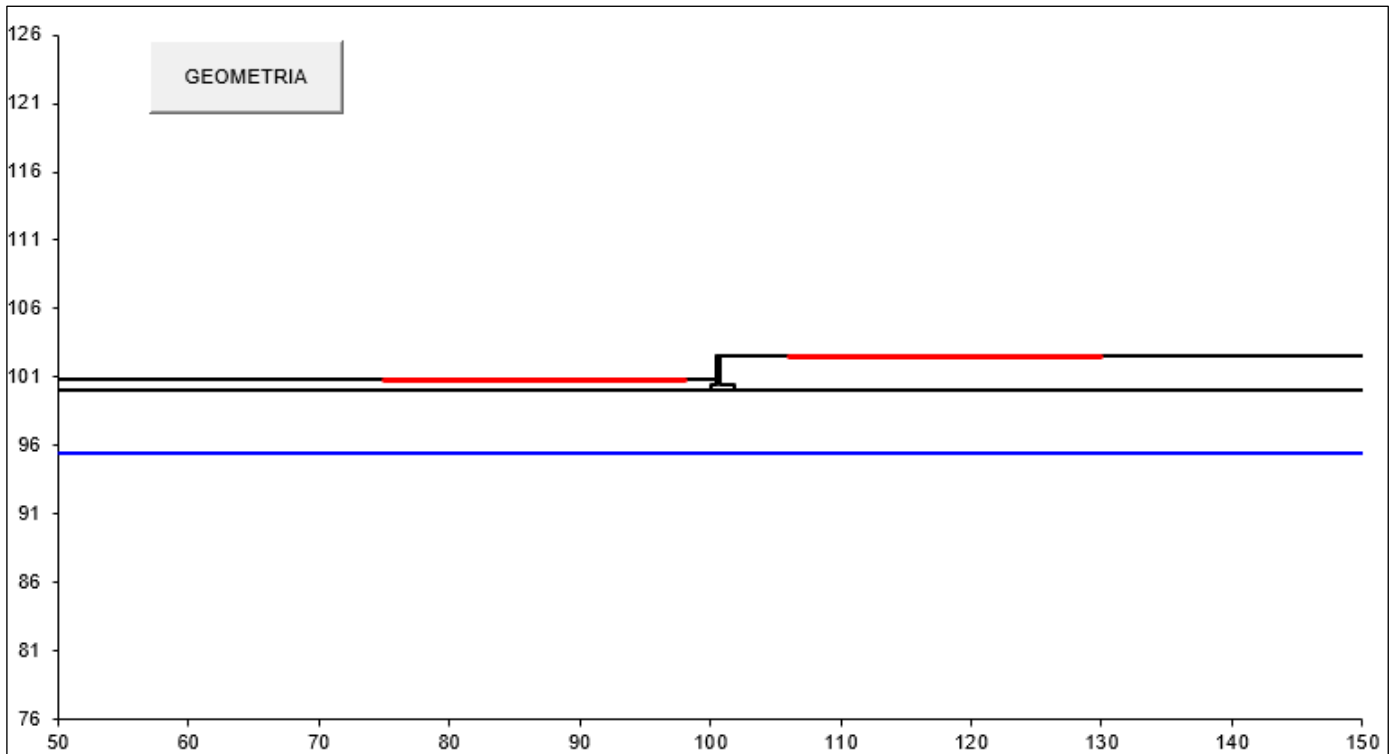


STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

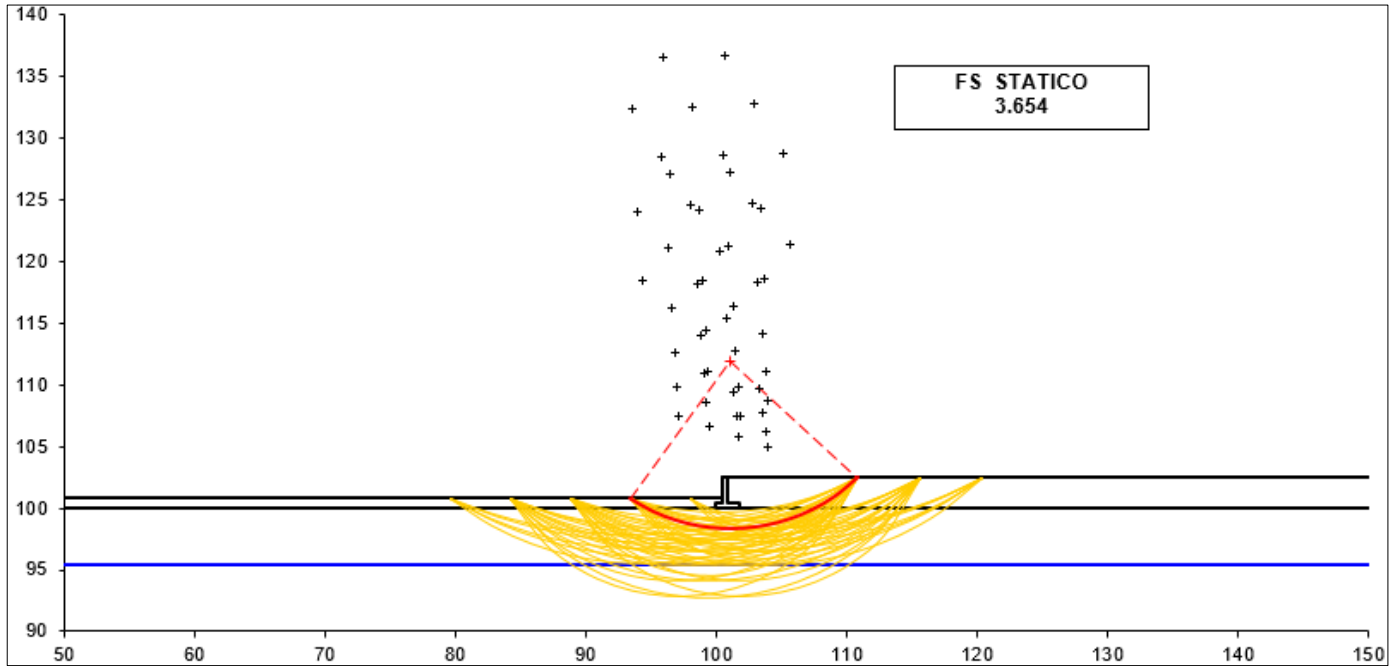
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	49 di 64



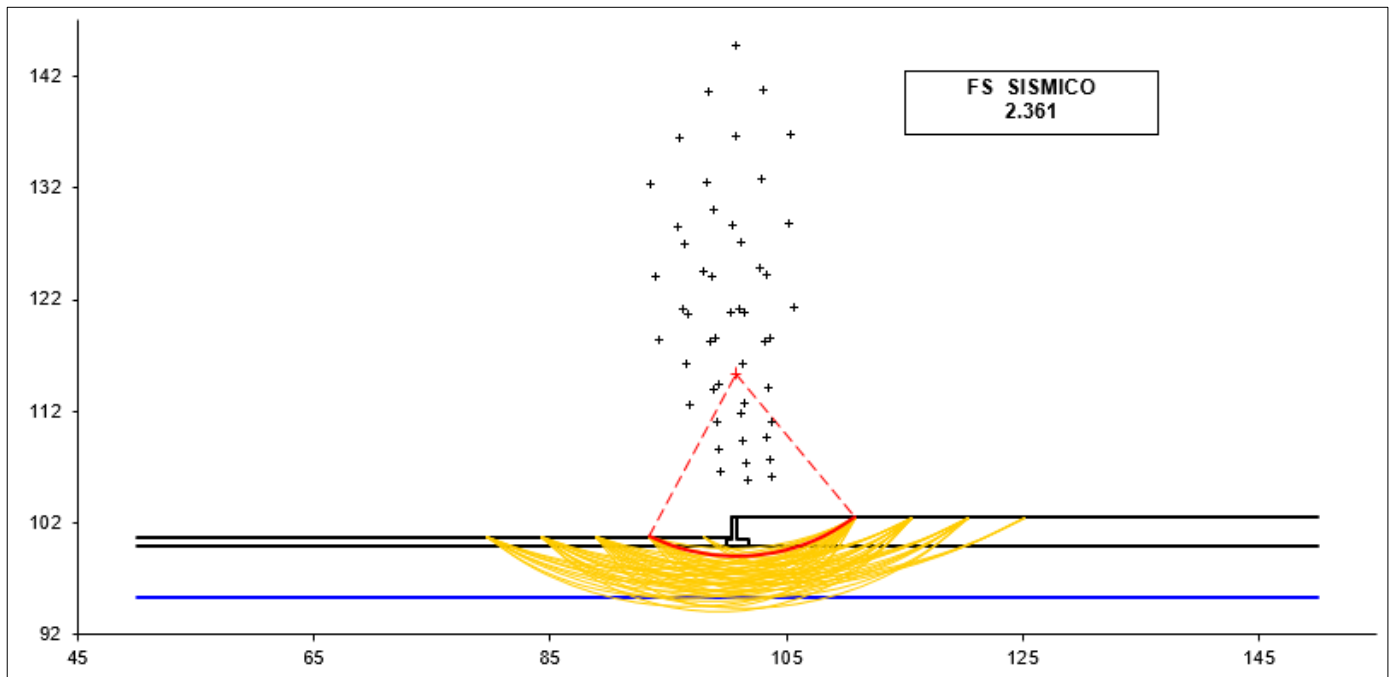
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		f.t.da					
	materiale 1					<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2		<input type="checkbox"/>	materiale 3		<input type="checkbox"/>	materiale 4		<input checked="" type="checkbox"/>		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	100.800	0	100.800	102.500	0	50.000	100.000	0			0			0	50.000	95.400
1	50.000	100.800	1	150.000	102.500	1	150.000	100.000	1			1			1	150.000	95.400



Condizioni statiche



Condizioni sismiche



13.3.4 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. non drenate

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} \text{ perm} + S_{q_v} \text{ acc} \quad 93.25 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f \quad 29.44 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.34 \quad > \quad 1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 28.74 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 3.39 \quad > \quad 1.15}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} (+ S_{ovr} \text{ acc}) \quad N_{min} = 93.25 \quad N_{max} = 100.50 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f - S_p \quad 29.44 \quad 29.44 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 68.78 \quad 78.21 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 15.14 \quad 12.24 \quad (\text{kNm/m})$$

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

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	52 di 64

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	30.00		(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.48	1.56	(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)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot cu \cdot N_c))$		0.74	0.75	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^{m+1}$		- -		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	128.74	130.82	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.04	>	1.4
		Nmax	2.03	>	

13.3.5 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in c. non drenate

Sismica+

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 94.65 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 31.21 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.29} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 30.70 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.18} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 31.21 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 67.98 \quad 69.28 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 17.20 \quad 16.80 \quad (\text{kNm/m})$$

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

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	54 di 64

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	30.00		(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.18	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.44	1.45	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$		0.72	0.72	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^{m+1}$		- -		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	125.19	125.56	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1.90	>	1.2
		N_{max}	1.90	>	

Sismica-

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 87.35 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 30.12 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.23} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 39.48 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.47} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 87.35 & 88.35 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 30.12 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad \begin{matrix} 62.20 & 63.50 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad \begin{matrix} 16.42 & 16.02 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

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

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	56 di 64

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	30.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.19	0.18		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.42	1.44		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

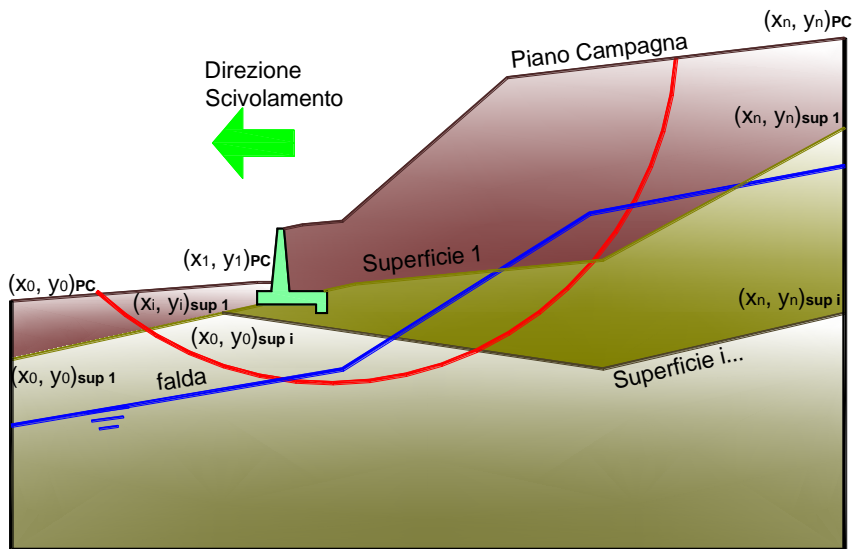
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.73	0.73		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

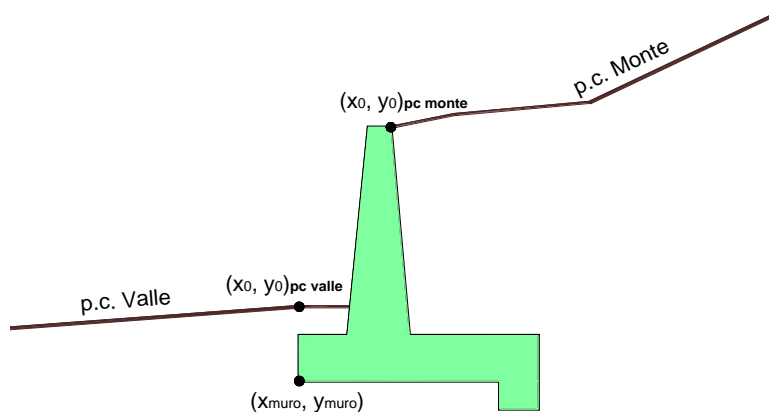
q_{lim}	(carico limite unitario)	126.34	126.73		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.06	>	1.2
		N_{max}	2.06	>	

13.3.6 Verifica di stabilità globale in c. non drenate

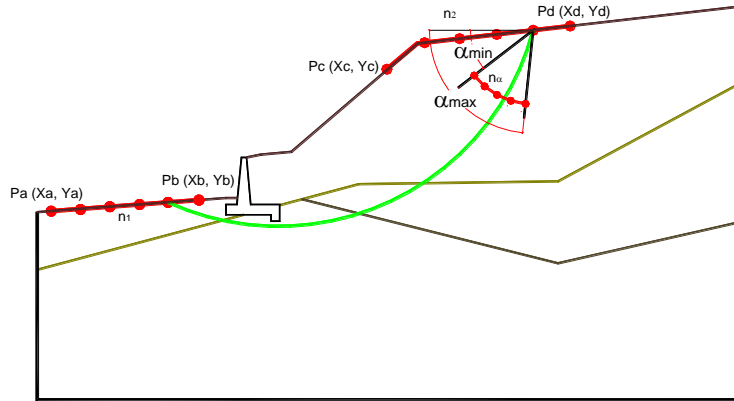


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	32.01	0	Rilevato ferroviario
materiale 2	18.00	18.76	2.40	L1

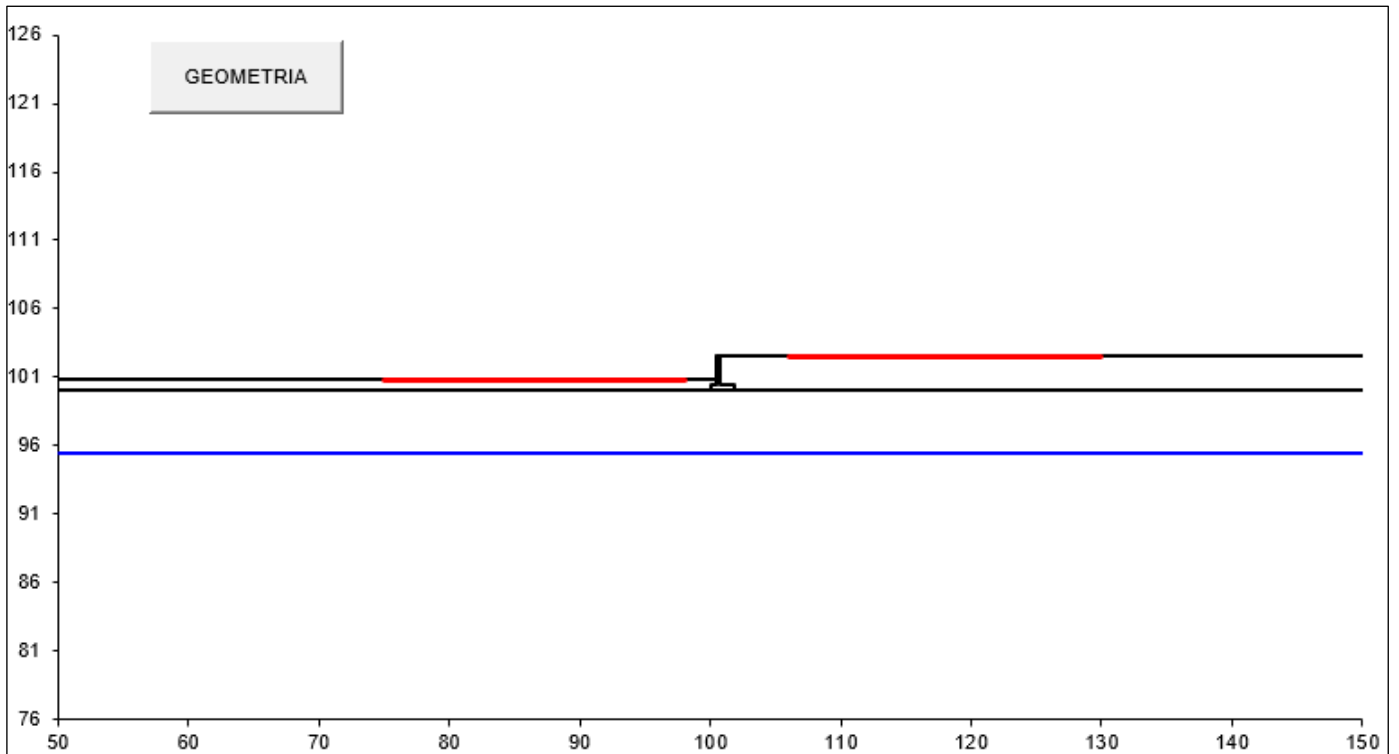


STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo muro di banchina

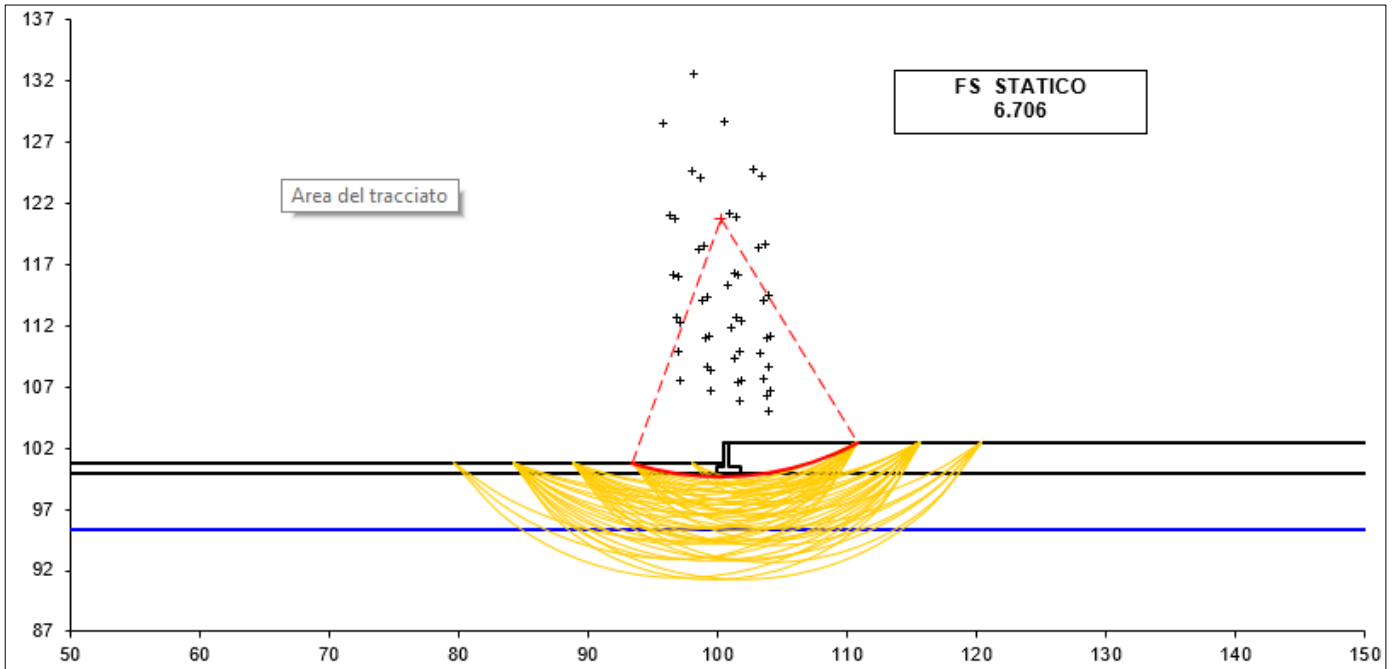
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 003	A	58 di 64



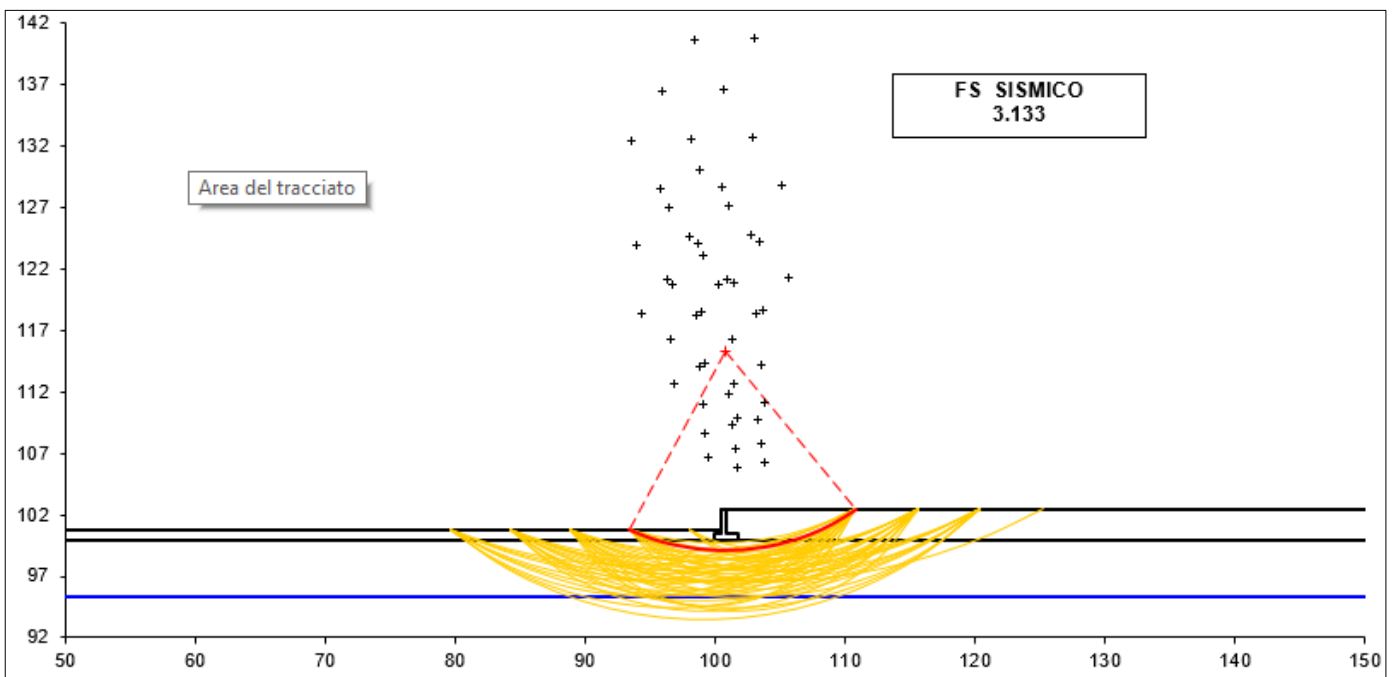
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		funda					
	materiale 1					<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2		<input type="checkbox"/>	materiale 3		<input type="checkbox"/>	materiale 4		<input checked="" type="checkbox"/>		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	100.800	0	100.800	102.500	0	50.000	100.000	0			0	50.000	95.400			
1	50.000	100.800	1	150.000	102.500	1	150.000	100.000	1			1	150.000	95.400			



Condizioni statiche



Condizioni sismiche



13.4 VERIFICHE STRUTTURALI

13.4.1 Calcolo delle sollecitazioni

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

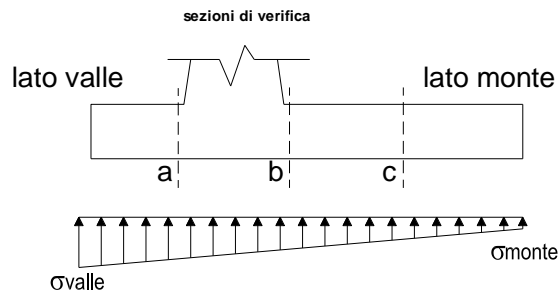
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	93.25	15.14	79.85	23.76
	100.50	12.24	78.51	33.16
sisma+	94.65	17.20	84.43	20.73
	95.65	16.80	84.25	22.03
sisma-	87.35	16.42	78.94	18.12
	88.35	16.02	78.76	19.42



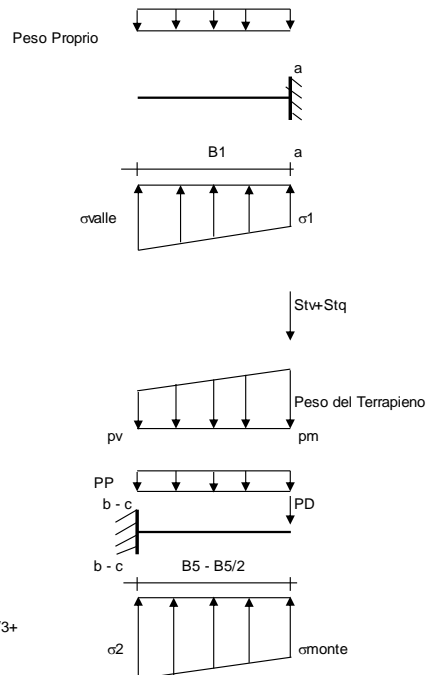
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 12.50 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	79.85	67.39	5.06	24.45
	78.51	68.43	5.01	24.39
sisma+	84.43	70.28	5.34	29.99
	84.25	70.42	5.37	29.88
sisma-	78.94	65.43	4.99	27.73
	78.76	65.57	4.95	27.62



Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 12.50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	49.75	57.00	50.75	(kN/m ²)
pvb	49.75	57.00	50.75	(kN/m ²)
pvc	49.75	57.00	50.75	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	M_b	V_b	$\sigma_2 c$	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	23.76	54.92	-14.05	-22.91	39.34	-4.16	-15.35
	33.16	58.35	-13.97	-23.74	45.76	-4.02	-15.02
sisma+	20.73	56.12	-16.09	-26.29	38.42	-4.76	-17.57
	22.03	56.59	-16.10	-26.44	39.31	-4.75	-17.54
sisma-	18.12	51.91	-15.20	-24.78	35.01	-4.50	-16.61
	19.42	52.38	-15.17	-24.85	35.90	-4.48	-16.55

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

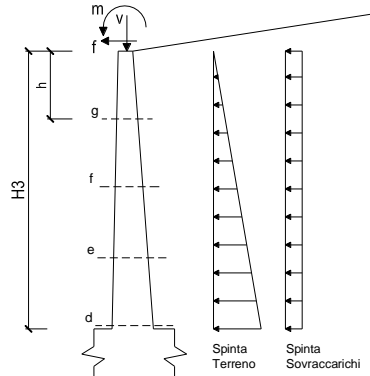
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



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	2.00	8.25	8.09	0.00	16.33	1.00	20.00	21.00
e-e	1.50	3.48	4.55	0.00	8.03	1.00	15.00	16.00
f-f	1.00	1.03	2.02	0.00	3.05	1.00	10.00	11.00
g-g	0.50	0.13	0.51	0.00	0.63	1.00	5.00	6.00

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	12.37	8.09	0.00	20.46
e-e	1.50	6.96	6.07	0.00	13.02
f-f	1.00	3.09	4.04	0.00	7.14
g-g	0.50	0.77	2.02	0.00	2.80

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	2.00	6.34	1.35	4.72	0.00	1.58	13.99	1.00	20.79	21.79
e-e	1.50	2.68	0.57	2.65	0.00	0.89	6.79	1.00	15.59	16.59
f-f	1.00	0.79	0.17	1.18	0.00	0.40	2.54	1.00	10.40	11.40
g-g	0.50	0.10	0.02	0.29	0.00	0.10	0.51	1.00	5.20	6.20

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	2.00	9.52	2.02	4.72	0.00	1.58	17.83
e-e	1.50	5.35	1.14	3.54	0.00	1.19	11.21
f-f	1.00	2.38	0.51	2.36	0.00	0.79	6.03
g-g	0.50	0.59	0.13	1.18	0.00	0.40	2.30

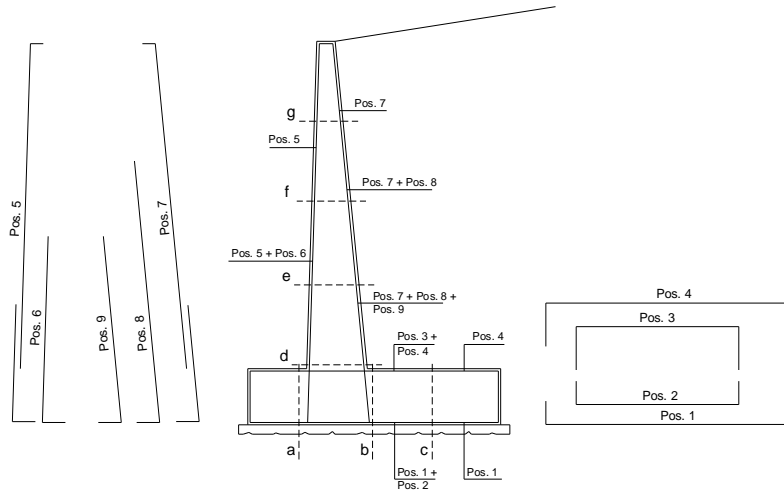
condizione sismica -

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	2.00	6.34	0.85	4.78	0.00	1.58	13.55	1.00	19.21	20.21
e-e	1.50	2.68	0.36	2.69	0.00	0.89	6.61	1.00	14.41	15.41
f-f	1.00	0.79	0.11	1.19	0.00	0.40	2.49	1.00	9.60	10.60
g-g	0.50	0.10	0.01	0.30	0.00	0.10	0.51	1.00	4.80	5.80

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	2.00	9.52	1.28	4.78	0.00	1.58	17.15
e-e	1.50	5.35	0.72	3.58	0.00	1.19	10.84
f-f	1.00	2.38	0.32	2.39	0.00	0.79	5.88
g-g	0.50	0.59	0.08	1.19	0.00	0.40	2.26

14 VERIFICA SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	16	
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	
4	5.0	16		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	5.37	0.00	0.50	10.05	10.05	173.00
b - b	-16.10	0.00	0.50	10.05	10.05	173.00
c - c	-4.76	0.00	0.50	10.05	10.05	173.00
d - d	16.33	21.00	0.40	10.05	10.05	136.62
e - e	8.03	16.00	0.40	10.05	10.05	135.91
f - f	3.05	11.00	0.40	10.05	10.05	135.21
g - g	0.63	6.00	0.40	10.05	10.05	134.51

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	29.99	0.50	185.72	12	20	20	21.8	1070.43	Armatura a taglio non necessaria
b - b	26.44	0.50	185.72	12	20	20	21.8	1070.43	Armatura a taglio non necessaria
c - c	17.57	0.50	185.72	12	20	20	21.8	1070.43	Armatura a taglio non necessaria
d - d	20.46	0.40	157.57	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio non necessaria
e - e	13.02	0.40	156.95	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio non necessaria
f - f	7.14	0.40	156.33	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2.80	0.40	155.71	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio non necessaria

15 VERIFICA SLE – TENSIONE

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	4.18	0.00	0.50	10.05	10.05	0.20	10.52
b - b	-9.96	0.00	0.50	10.05	10.05	0.48	25.08
c - c	-2.87	0.00	0.50	10.05	10.05	0.14	7.24
d - d	12.29	21.00	0.40	10.05	10.05	0.91	30.17
e - e	6.02	16.00	0.40	10.05	10.05	0.44	12.04
f - f	2.28	11.00	0.40	10.05	10.05	0.15	2.46
g - g	0.47	6.00	0.40	10.05	10.05	0.03	-0.05

Condizione Sismica

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	5.34	0.00	0.50	10.05	10.05	0.26	13.44
b - b	-14.93	0.00	0.50	10.05	10.05	0.72	37.61
c - c	-4.47	0.00	0.50	10.05	10.05	0.22	11.25
d - d	13.99	20.21	0.40	10.05	10.05	1.04	36.16
e - e	6.79	15.41	0.40	10.05	10.05	0.50	14.81
f - f	2.54	10.60	0.40	10.05	10.05	0.17	3.37
g - g	0.51	5.80	0.40	10.05	10.05	0.03	-0.02

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

16 VERIFICA SLE – FESSURAZIONE

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	4.18	0.00	0.50	10.05	10.05	0.20	10.52	0.017	0.200
b - b	-9.96	0.00	0.50	10.05	10.05	0.48	25.08	0.041	0.200
c - c	-2.87	0.00	0.50	10.05	10.05	0.14	7.24	0.012	0.200
d - d	12.29	21.00	0.40	10.05	10.05	0.91	30.17	0.041	0.200
e - e	6.02	16.00	0.40	10.05	10.05	0.44	12.04	0.016	0.200
f - f	2.28	11.00	0.40	10.05	10.05	0.15	2.46	0.003	0.200
g - g	0.47	6.00	0.40	10.05	10.05	0.03	-0.05	0.000	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	3.71	0.00	0.50	10.05	10.05	0.18	9.34	0.015	0.200
b - b	-7.79	0.00	0.50	10.05	10.05	0.38	19.63	0.032	0.200
c - c	-2.17	0.00	0.50	10.05	10.05	0.11	5.47	0.009	0.200
d - d	9.91	21.00	0.40	10.05	10.05	0.73	22.35	0.030	0.200
e - e	4.68	16.00	0.40	10.05	10.05	0.33	7.75	0.010	0.200
f - f	1.69	11.00	0.40	10.05	10.05	0.11	0.94	0.001	0.200
g - g	0.32	6.00	0.40	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200

sez. compressa

17 INCIDENZA

INCIDENZA		
Elevazione	60	kg/m ³
Fondazione	50	kg/m ³