

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

Opere di sostegno viabilità - Lotto 3b

NV63: Opere di protezione al soliflusso MU86D

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 78 CL MU86D0 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Feb-2020	A.Di Costanzo <i>A. Di Costanzo</i>	Feb-2020	A.Barreca <i>A. Barreca</i>	Feb-2020	D.Tiberti Mar-2021
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Mar-2021	A.Di Costanzo <i>A. Di Costanzo</i>	Mar-2021	A.Barreca <i>A. Barreca</i>	Mar-2021	

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Dipartimento Messina
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Paolo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 18076

INDICE

1.	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA	7
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
5.1	CALCESTRUZZO	8
5.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450C	9
6.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
7.	CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO	11
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE	11
1.1.1	<i>Verifica a scorrimento</i>	13
1.1.2	<i>Verifica a ribaltamento</i>	14
1.1.3	<i>Verifica a carico limite della fondazione</i>	14
1.1.4	<i>Verifica a stabilità globale</i>	14
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLV (CONDIZIONI SISMICHE)	15
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE	17
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	17
1.1.5	<i>Criteri di verifica delle sezioni in c.a.</i>	17
1.1.6	<i>Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione</i>	18
1.1.7	<i>Verifica agli stati limite ultimi a taglio</i>	18
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	20
1.1.8	<i>Verifiche alle tensioni</i>	20
1.1.9	<i>Verifiche a fessurazione</i>	21
8.	ANALISI DEI CARICHI	22
8.1	PESI PROPRI	22

8.2	CARICHI PERMANENTI	22
1.1.10	<i>Spinta del terreno</i>	22
8.3	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	23
8.3.1	VITA NOMINALE	23
8.3.2	CLASSE D'USO	23
8.3.3	PERIODO DI RIFERIMENTO	23
8.3.4	PARAMETRI SISMICI	23
9.	COMBINAZIONI DI CARICO	27
10.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO – H = 3 M	29
10.1	DATI DI INPUT	29
10.2	CALCOLO DELLE AZIONI	33
1.1.11	<i>Forze verticali e inerziali</i>	33
1.1.12	<i>Spinte in condizione statica</i>	35
1.1.13	<i>Spinte in condizione sismica +</i>	36
1.1.14	<i>Spinte in condizione sismica –</i>	37
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE – CONDIZIONI DRENATE	38
1.1.15	<i>Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale</i>	38
1.1.16	<i>Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale</i>	40
1.1.17	<i>Verifica di stabilità globale</i>	44
10.4	VERIFICHE GEOTECNICHE – CONDIZIONI NON DRENATE	47
1.1.18	<i>Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale</i>	47
1.1.19	<i>Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale</i>	49
1.1.20	<i>Verifica di stabilità globale</i>	53
10.5	VERIFICHE STRUTTURALI	55
1.1.21	<i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	55
1.1.22	<i>Verifiche SLU</i>	57
1.1.23	<i>Verifiche SLE tensione</i>	58

1.1.24	Verifiche SLE fessurazione.....	59
11.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO – H > 3 M	60
11.1	DATI DI INPUT.....	60
11.2	CALCOLO DELLE AZIONI.....	64
1.1.25	Forze verticali e inerziali.....	64
1.1.26	Spinte in condizione statica	66
1.1.27	Spinte in condizione sismica +	67
1.1.28	Spinte in condizione sismica –.....	68
11.3	VERIFICHE GEOTECNICHE – CONDIZIONI DRENATE.....	69
1.1.29	Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale	69
1.1.30	Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale.....	71
1.1.31	Verifica di stabilità globale	75
11.4	VERIFICHE GEOTECNICHE – CONDIZIONI NON DRENATE	78
1.1.32	Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale	78
1.1.33	Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale.....	80
1.1.34	Verifica di stabilità globale	84
11.5	VERIFICHE STRUTTURALI	86
1.1.35	Calcolo delle sollecitazioni.....	86
1.1.36	Verifiche SLU	88
1.1.37	Verifiche SLE tensione.....	89
1.1.38	Verifiche SLE fessurazione.....	90

1. PREMESSA

Il presente documento riguarda il dimensionamento delle opere di protezione al soliflusso MU86D dal km 1+443.00 al km 1+558.00 della viabilità NV63 nell'ambito del Progetto Definitivo della Diretrice Ferroviaria Messina – Catania – Palermo - Nuovo Collegamento Palermo – Catania, Tratta Lercara Dir. – Caltanissetta Xirbi (Lotto 3) dalla progressiva chilometrica 18+636 alla 46+703 (lotto 3b).

1.1 Descrizione dell'opera

L'opera ha uno sviluppo di 51 m circa ed è costituita da due tipologie di muro di sostegno.

Per altezze minori di 3 m è appartenente al "tipo 6": la soletta è costituita da una lunghezza e uno spessore rispettivamente di 2.60 m e 0.50 m, il piedritto ha uno spessore minimo in testa pari a 0.30 m e un'altezza massima di 2.99 m.

Per altezze maggiori, fino a un massimo di 3.52 m, la geometria rimane la stessa del "tipo 6" ad eccezione dell'altezza del paramento. Al di sotto della fondazione dovrà essere previsto un riempimento con materiale proveniente da cava opportunamente compattato per uno spessore di almeno 50 cm:

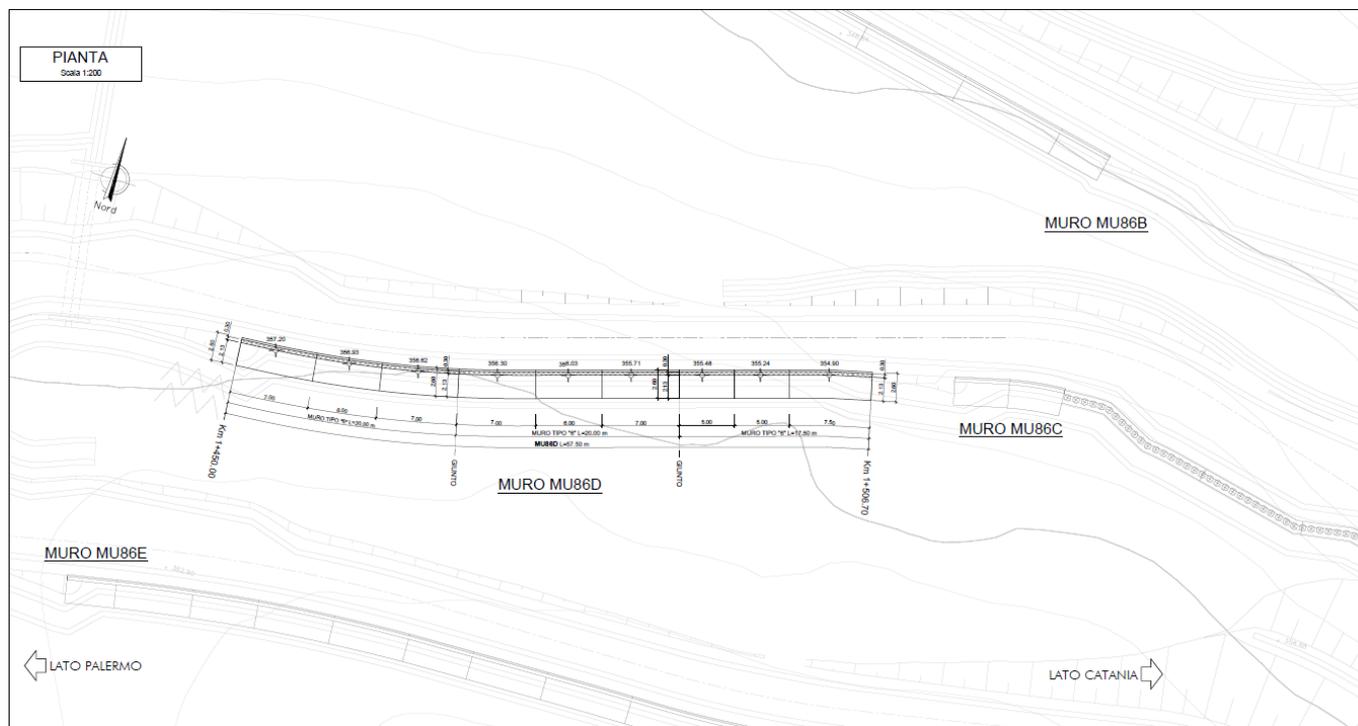


Figura 1-1 – Pianta MU86D.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B	FOGLIO 6 di 90

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

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

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;

Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

3. **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Vengono presi a riferimento i seguenti elaborati grafici progettuali di pertinenza:

RS3T.3.0.D.78.PZ.MU.86.D.0.001: "NV63: Opere di protezione al soliflusso MU86D - Pianta, prospetto e sezioni"

RS3T.3.0.D.78.GE.GE.00.0.0.002: "Relazione geotecnica generale - Lotto 3b"

RS3T.3.0.D.78.F6.GE.00.0.0.047 - RS3T.3.0.D.78.F6.GE.00.0.0.048: "Profilo geotecnico viabilità NV63"

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

4. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N (Newton)	unità di forza
m (metro)	unità di lunghezza
kg (kilogrammo-massa)	unità di massa
s (secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate **kN**

(kiloNewton)	10 ³ N
MN (megaNewton)	10 ⁶ N
kgf (kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm (centimetro)	10 ⁻² m
mm (millimetro)	10 ⁻³ m
Pa (Pascal)	1 N/m ²
kPa (kiloPascal)	10 ³ N/m ²
MPa (megaPascal)	10 ⁶ N/m ²
N/m ³	(peso specifico)
g (accelerazione di gravità)	~9.81 m/s ²

corrispondenze notevoli

1 MPa = 1 N/mm ²
1 MPa ~ 10 kgf/cm ²
1 kN/m ³ ~ 100 kgf/m ³

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm ²)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

ε (epsilon) deformazione (m/m) -

ϕ (fi) angolo di resistenza ($^{\circ}$ sessagesimali)

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

5.1 Calcestruzzo

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno

Classe di resistenza = C32/40;

R_{ck} = resistenza cubica = 40 N/mm²;

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 33.2 N/ mm²;

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 41.2 N/ mm²;

f_{cd} = acc f_{ck}/γ_c = 18.8 N/mm²;

f_{ctm} = resistenza a trazione media = 0.30 x $f_{ck}^{2/3}$ = 3.1 N/ mm²;

f_{ctm} = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x f_{ctm} = 3.72 N/ mm²;

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione carati. = 0.70 x f_{ctm} = 2.60 N/ mm²;

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e 0.40 f_{cm} = 22000 x $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33642.8 N/ mm²;

Classe di esposizione XC4

Copriferro = 50 mm

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm

Condizioni ambientali: aggressive

Apertura fessure limite: w_1 = 0.2 mm

5.2 Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{v \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

Tabella 5-1 Tensioni caratteristiche acciaio.

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{v \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_v/f_{v \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Tabella 5-2 Requisiti acciaio.

Inoltre si ha:

- $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ($\gamma_s=1.15$):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \quad 391.3 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s \quad 0.186\%$

6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per qualsiasi approfondimento. Si riportano a seguire la stratigrafia e i parametri meccanici utilizzati nei calcoli (valori medi dell'intervallo di variabilità riportato nella relazione geotecnica).

Unità litologiche da p.c.	da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	c'_k [kPa]	c'_U [kPa]	ϕ'_k [°]
AV	0.00	5.00	20	18	100	20
FYN4	5.00	-	20	18	100	21

Tabella 6-1 – Valori di calcolo dei parametri geotecnici del terreno

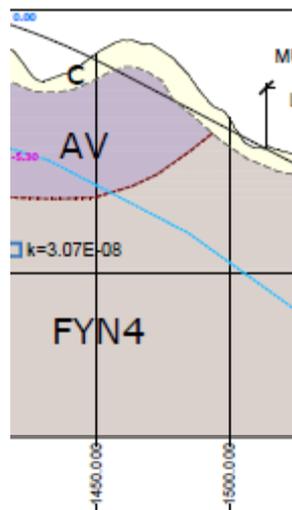


Figura 6-1 – Stralcio del profilo geotecnico.

La falda è posta ad una profondità di 5 m dal piano campagna.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

7. CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

7.1 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 (vedere Figura 7-1), 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.

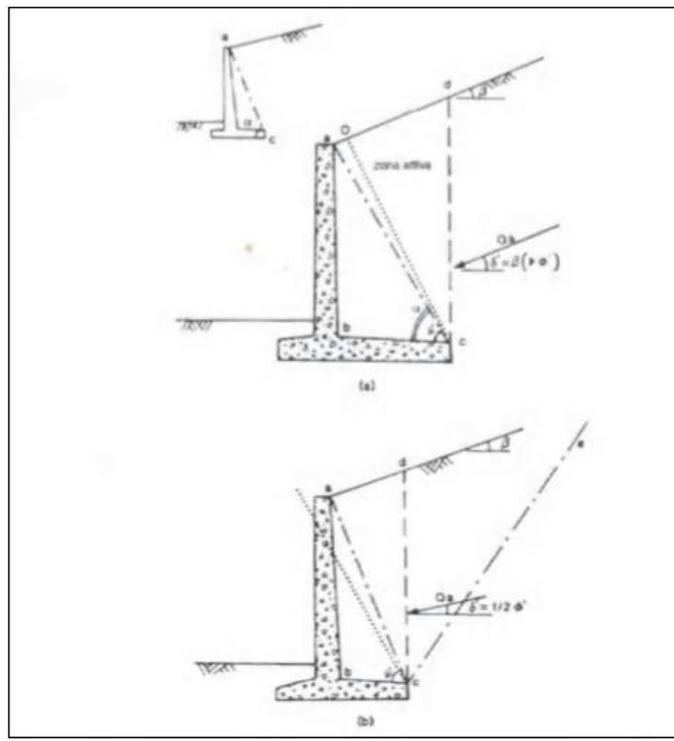


Figura 7-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

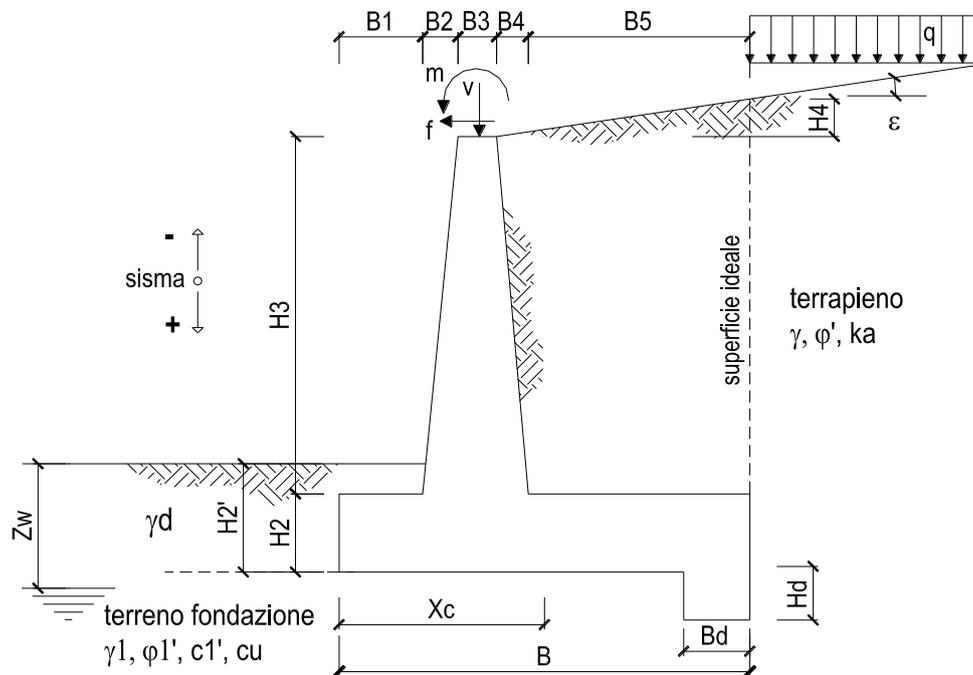
Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si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



1.1.1 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.

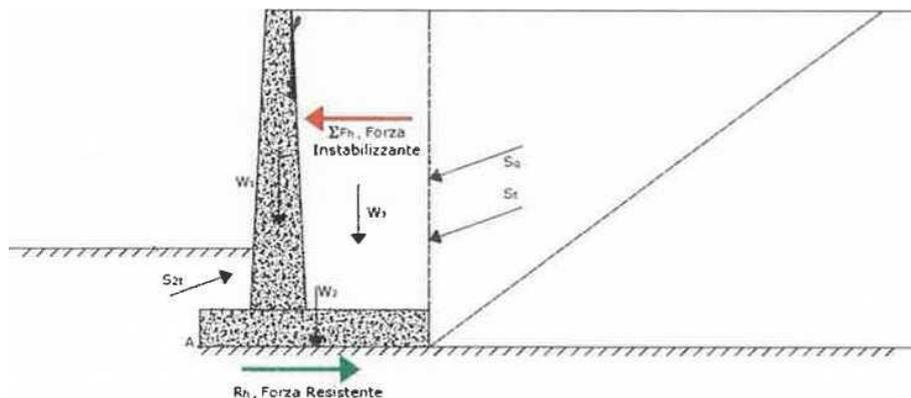


Figura 7-2 – Verifica a scorrimento.

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.

1.1.2 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.

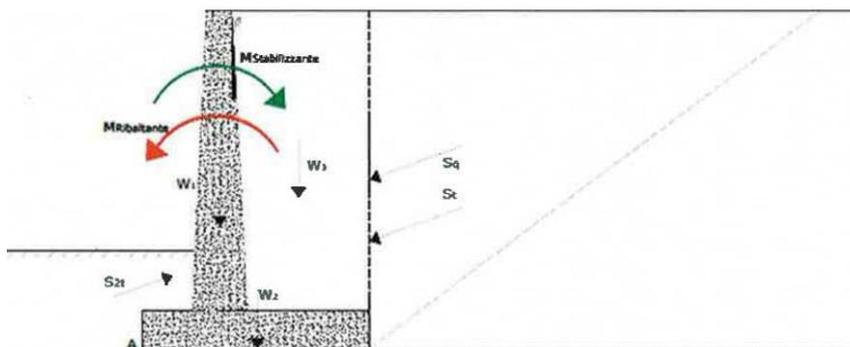


Figura 7-3– Verifica a ribaltamento.

1.1.3 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:

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

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

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

1.1.4 Verifica a stabilità globale

Per le verifiche di stabilità 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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

7.2 Verifiche geotecniche SLV (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.

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

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.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

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:

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

7.3 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.

7.4 Verifiche strutturali SLU

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.

1.1.5 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

1.1.6 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.

1.1.7 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. Si verifica che l'azione di progetto (V_{Ed}) sia minore della resistenza di progetto (V_{Rd}).

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

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

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

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

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

- 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:

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{s1} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b												
NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3T</td> <td>30 D 78</td> <td>CL</td> <td>MU 86 D 0 001</td> <td>B</td> <td>19 di 90</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	19 di 90
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	19 di 90								

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

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

7.5 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 attesa, secondo quanto di seguito specificato

1.1.8 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 $0,75 f_{yk}$.

Per il caso in esame risulta in particolare:

- Muro di sostegno:

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{\text{s max}} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

1.1.9 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.

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente [NTC – Tabella 4.1.IV]:

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 7-1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite specifiche RFI (Manuale di Progettazione delle Opere Civili - parte II - sezione 2- 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 strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 14.1.2018, 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.

8. ANALISI DEI CARICHI

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 dell'opera, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

8.1 Pesì propri

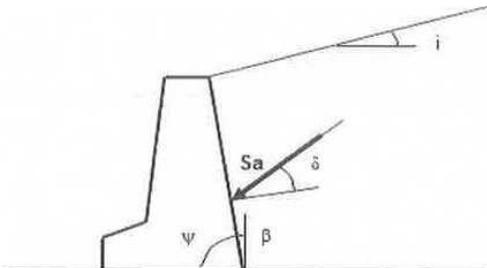
Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

8.2 Carichi permanenti

1.1.10 Spinta del terreno

A tergo del muro agisce la spinta del terreno di rinterro.

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



per $i \leq \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)}} \right]^2}$
per $i > \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$
$k_p =$	$\frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + i - \theta)}{\text{sen}(\psi + i) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$

Figura 8-1 – 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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si assume 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 considera $\delta = \varphi'$.

8.3 Valutazione dell'azione sismica

8.3.1 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. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2) Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari;

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

8.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

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.

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

8.3.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u .

Pertanto $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni.

8.3.4 Parametri sismici

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:

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

Stati Limite	P_{VF} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 8-1 – Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

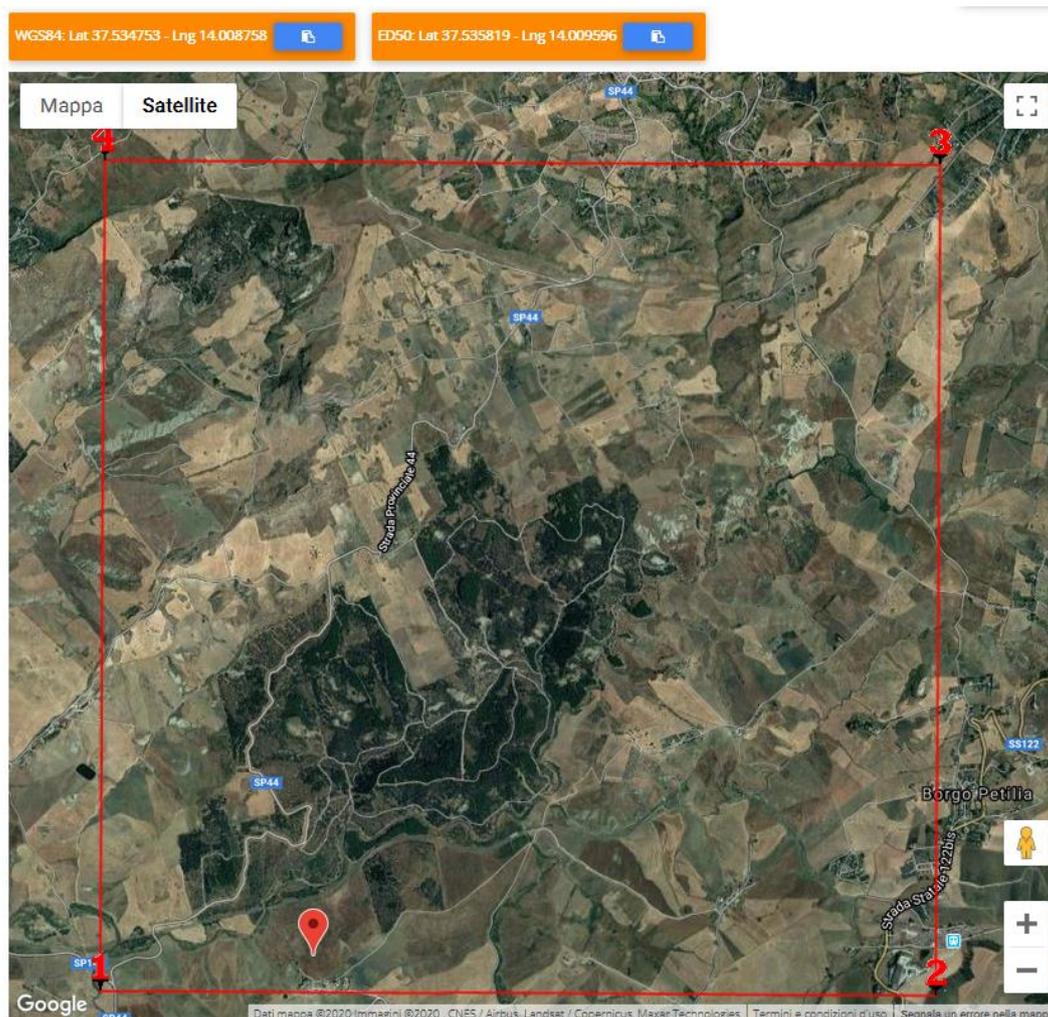


Figura 8-2 – Localizzazione del sito.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

Da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite

	Classe Edificio				
	III. Affollamento significativo...				
	Vita Nominale	75			
	Interpolazione	Media ponderata			
CU = 1.5					
Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]	
Operatività (SLO)	68	0.039	2.521	0.285	
Danno (SLD)	113	0.047	2.506	0.317	
Salvaguardia vita (SLV)	1068	0.095	2.665	0.454	
Prevenzione collasso (SLC)	2193	0.115	2.742	0.505	
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	112.5				

Tabella 8-2 – Parametri relativi all'azione sismica.

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. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C. 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 $i > 30^\circ$

Tabella 8-3 – Categorie topografiche.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

L'area interessata risulta classificabile come T1.

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 $S = S_s S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle di seguito riportate:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 8-4 – Espressioni di S_s e C_c .

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 8-5 – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T .

Nel caso in esame quindi si ha:

 Cat. Sottosuolo	C	▼
 Cat. Topografica	T1	▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,53	1,36	1,32
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

9. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per le verifiche si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 9-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

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	γ_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

Tabella 9-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 9-3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 9-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza SLU di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche sono effettuate con ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con gli opportuni coefficienti parziali γ_R .

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

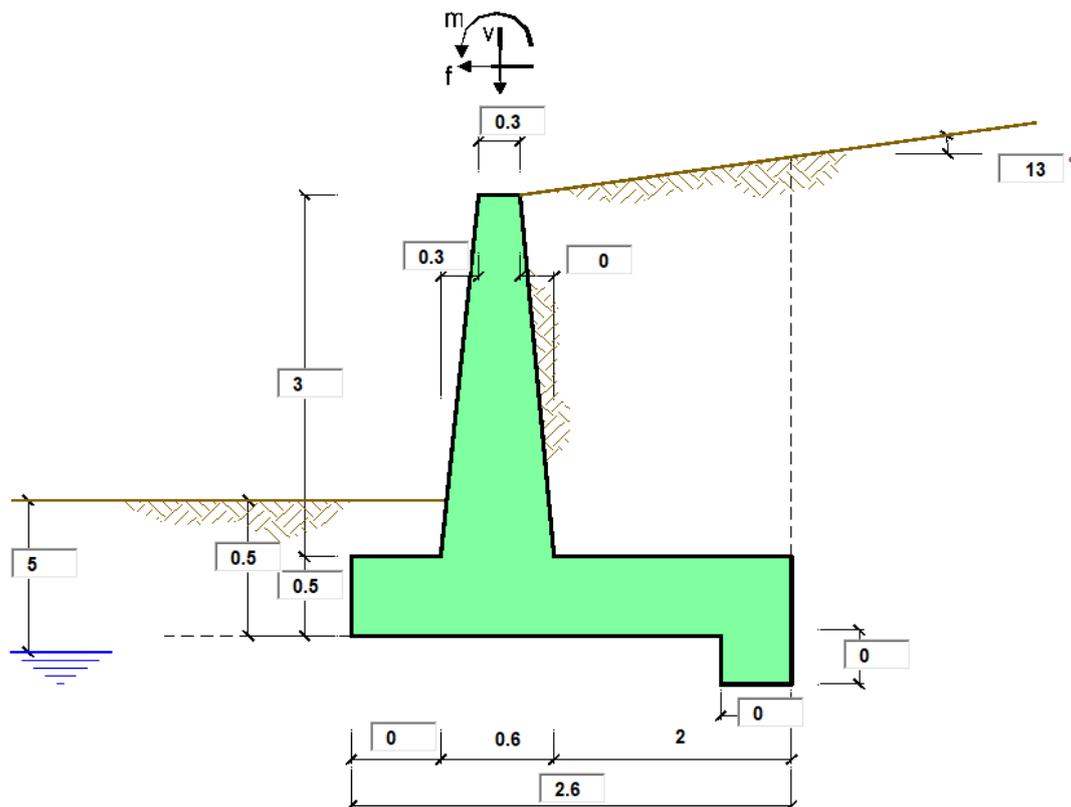
Tabella 9-5 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite SLV dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.2

Tabella 9-6 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza SLV di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

10. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO – H = 3 M

10.1 Dati di input



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.30	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.30	(m)

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

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica – condizioni drenate

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	15.00	15.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.095	(-)	<table border="1"> <tr><td colspan="2">RIBALTAMENTO</td></tr> <tr><td>β_s</td><td>0.57</td></tr> <tr><td>kh</td><td>0.08123</td></tr> <tr><td>kv</td><td>0.04061</td></tr> </table>	RIBALTAMENTO		β_s	0.57	kh	0.08123	kv	0.04061
	RIBALTAMENTO												
	β_s	0.57											
	kh	0.08123											
	kv	0.04061											
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)									
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)										
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)										
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05415	(-)										
Coefficiente sismico verticale	kv	0.0271	(-)										
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	0.373	0.373
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.427	0.457
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.430	0.465
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.040	2.040
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.962	1.923
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.958	1.913

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

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica – condizioni non drenate

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	15.00	15.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input type="radio"/> drenate <input checked="" type="radio"/> Non Drenate			
	Resistenza a Taglio non drenata	(kPa)	cu	100.00	100.00	100.00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	(°)	ϕ_1'	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.095	(-)	<table border="1"> <tr><td colspan="2">RIBALTAMENTO</td></tr> <tr><td>β_s</td><td>0.57</td></tr> <tr><td>kh</td><td>0.08123</td></tr> <tr><td>kv</td><td>0.04061</td></tr> </table>	RIBALTAMENTO		β_s	0.57	kh	0.08123	kv	0.04061
	RIBALTAMENTO												
	β_s	0.57											
	kh	0.08123											
	kv	0.04061											
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)									
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)										
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)										
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05415	(-)										
Coefficiente sismico verticale	kv	0.0271	(-)										
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	0.360	0.360
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.409	0.436
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.412	0.444
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.000	1.000

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input 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	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1			1.00	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>		
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	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
fyk =	450	(MPa)	
γ_S =	1.15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E$ =	391.30	(MPa)	
Es =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 8.40 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 6.00 (cm)

10.2 Calcolo delle azioni

1.1.11 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)	11.25	11.25
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	22.50	22.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	32.50	32.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	66.25	66.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	114.00	114.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	8.77	8.77
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	122.77	122.77
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0

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)	2.25	2.25
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	10.13	10.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	42.25	42.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	54.63	54.63
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	182.40	182.40
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	16.96	16.96
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	199.36	199.36
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	34 di 90

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	3.59	5.38
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	1.79	2.69

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	6.65	9.97
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	3.32	4.99

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.91	1.37
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.44	3.66
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.44	0.66
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	3.79	5.69

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.06	0.09
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.27	0.41
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.14	1.72
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.48	2.22

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	12.35	18.52
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	2.73	4.10
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	15.08	22.62

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	4.94	7.41
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.46	0.69
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	5.40	8.10

1.1.12 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

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

- Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	53.67	69.78	69.78
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	51.84	67.40	67.40
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	13.89	18.06	18.06
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

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

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

MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	68.46	89.00	89.00
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	36.12	46.95	46.95
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
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 =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)	0.00	0.00	0.00

1.1.13 Spinte in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$ (kN/m)	53.67	53.67	53.67
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)	9.01	9.01	14.04
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	51.84	51.84	51.84
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	8.70	8.70	13.57
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	13.89	13.89	13.89
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	2.33	2.33	3.63
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	68.46	68.46	68.46
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) (kNm/m)	11.49	11.49	17.91
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	36.12	36.12	36.12
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	6.06	6.06	9.45
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

1.1.14 Spinte in condizione sismica –

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$ (kN/m)	53.67	53.67	53.67
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat (kN/m)	6.14	6.14	9.83
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	51.84	51.84	51.84
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	5.93	5.93	9.50
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	13.89	13.89	13.89
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	1.59	1.59	2.55
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica -			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	68.46	68.46	68.46
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) (kNm/m)	7.83	7.83	12.54
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	36.12	36.12	36.12
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	4.13	4.13	6.62
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

10.3 Verifiche geotecniche – condizioni drenate

1.1.15 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v \text{ perm}} + S_{q_v \text{ acc}}$	207.08	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f$	67.40	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.36	(-)		
Fs scorr.	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.12	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3}$	253.99	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp}$	42.05	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	M_s / M_r	6.04	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]	
$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} (+ \text{Sovr acc})$	207.08	207.08	207.08	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f - S_p$	67.40	67.40	67.40	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	211.94	211.94	211.94	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	57.27	57.27	57.27	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	18.00			(kPa)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.28	0.28		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.05	2.05		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.61	0.61		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.54	0.54		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0.48	0.48		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	235.46	235.46		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.33	>	1.4
		Nmax	2.33	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

1.1.16 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 210.36 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 70.78 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.08} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 253.99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 58.80 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.32} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 70.78 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 204.22 \quad 204.22 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 69.25 \quad 69.25 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	18.00			(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.33	0.33		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.94	1.94		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.59		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.52		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.45	0.45		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	223.09	223.09		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

Condizione sismica –

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 199.39 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 68.01 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.07} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 253.99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 76.89 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.30} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 199.39 & 199.39 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 68.01 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 192.19 \quad 192.19 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 67.01 \quad 67.01 \quad (\text{kNm/m})$$

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	43 di 90

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.	18.00			(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.34		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.93	1.93		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.59		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.52		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.46	0.46		(-)

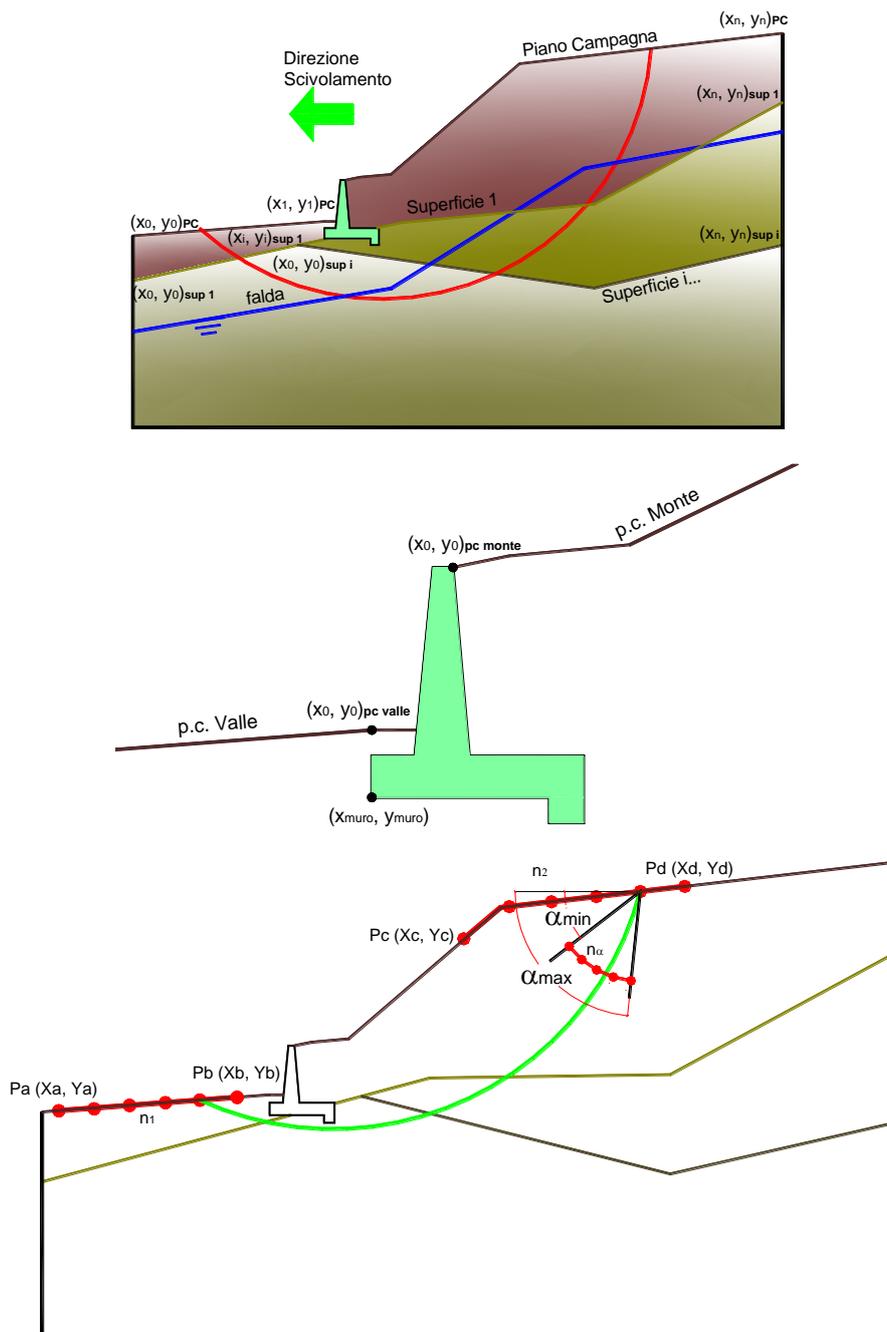
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	222.95	222.95		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.16	>	1.2
		N_{max}	2.16	>	

1.1.17 Verifica di stabilità globale

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima all'opera.





DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
 TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)
 OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b

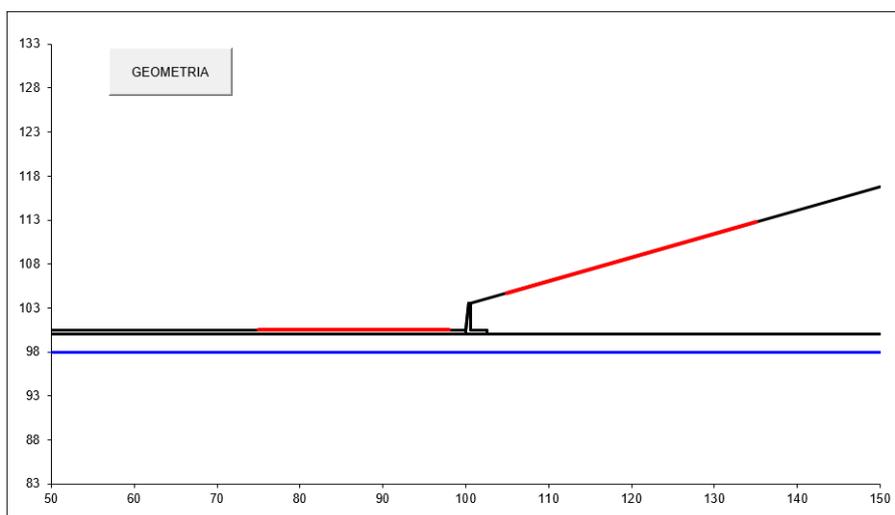
NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
 MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	45 di 90

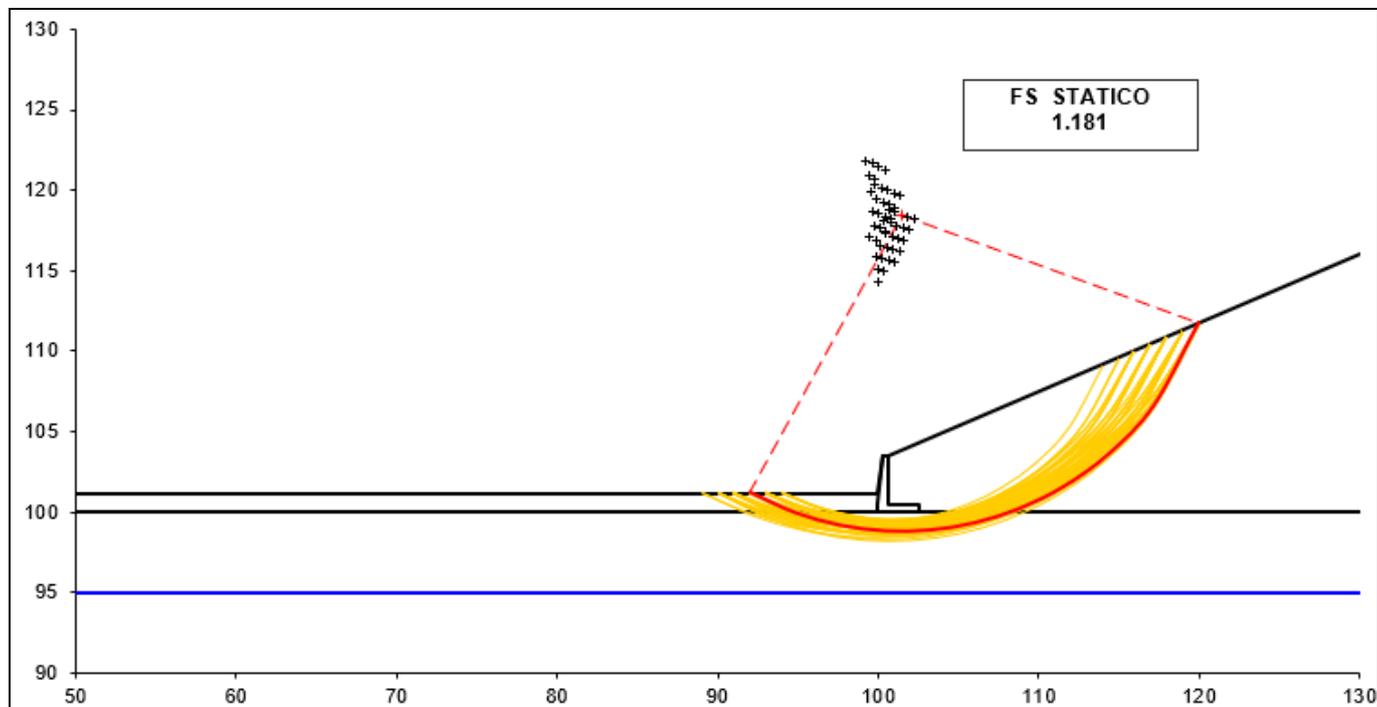
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	24.7913	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20.00	16.2343	14.4	AV

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	30	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20	20	18	AV

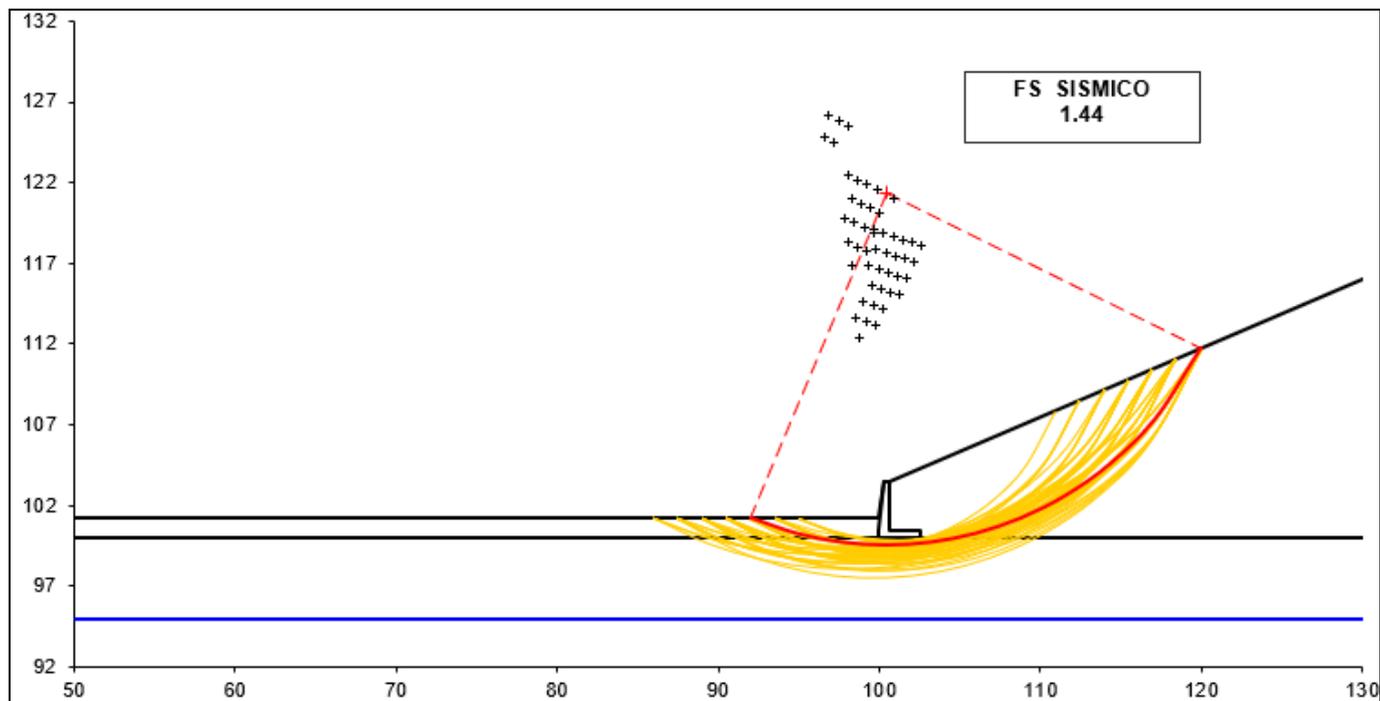
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		ida				
	x	y		x	y	<input checked="" type="checkbox"/>	x	y	<input type="checkbox"/>	x	y	<input checked="" type="checkbox"/>		
0	100.000	100.800	0	100.600	103.700	0	50.000	100.000	0			0	50.000	95.000
1	50.000	100.800	1	150.000	110.000	1	150.000	100.000	1			1	150.000	95.000



Condizioni statiche



Condizioni sismiche



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

10.4 Verifiche geotecniche – condizioni non drenate

1.1.18 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$		207.08	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = St_h + Sq_h + f$		67.40	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.36	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.12	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$		253.99	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$Mr = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		42.05	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	6.04	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [■]	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$		207.08	207.08	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = St_h + Sq_h + f - Sp$		67.40	67.40	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		211.94	211.94	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		57.27	57.27	(kNm/m)

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	48 di 90

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.	100.00			(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.28	0.28		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.05	2.05		(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			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ 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		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot cu \cdot N_c))$		0.87	0.87		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	458.31	458.31		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.53	>	1.4
		Nmax	4.53	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

1.1.19 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$			210.36	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$			70.78	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
$f = \tan \phi_1'$			0.36	(-)	
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$			1.08	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$			253.99	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$			58.80	(kNm/m)	
$F_r = M_s / M_r$			4.32	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			Nmin	Nmax [▲]	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr \text{ acc})$			210.36	210.36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)					
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$			70.78		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
$MM = \sum M$			204.22	204.22	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
$M = X_c \cdot N - MM$			69.25	69.25	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	100.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.33	0.33		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.94	1.94		(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		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot cu \cdot N_c))$		0.86	0.86		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	451.25	451.25		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.16	>	1.2
		Nmax	4.16	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

Condizione sismica –

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 199.39 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 68.01 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.07} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 253.99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 76.89 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.30} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 199.39 & 199.39 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 68.01 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 192.19 \quad 192.19 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 67.01 \quad 67.01 \quad (\text{kNm/m})$$

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	52 di 90

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.	100.00		(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.34	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.93	1.93	(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		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ 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	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$		0.86	0.86	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		-	-	(-)

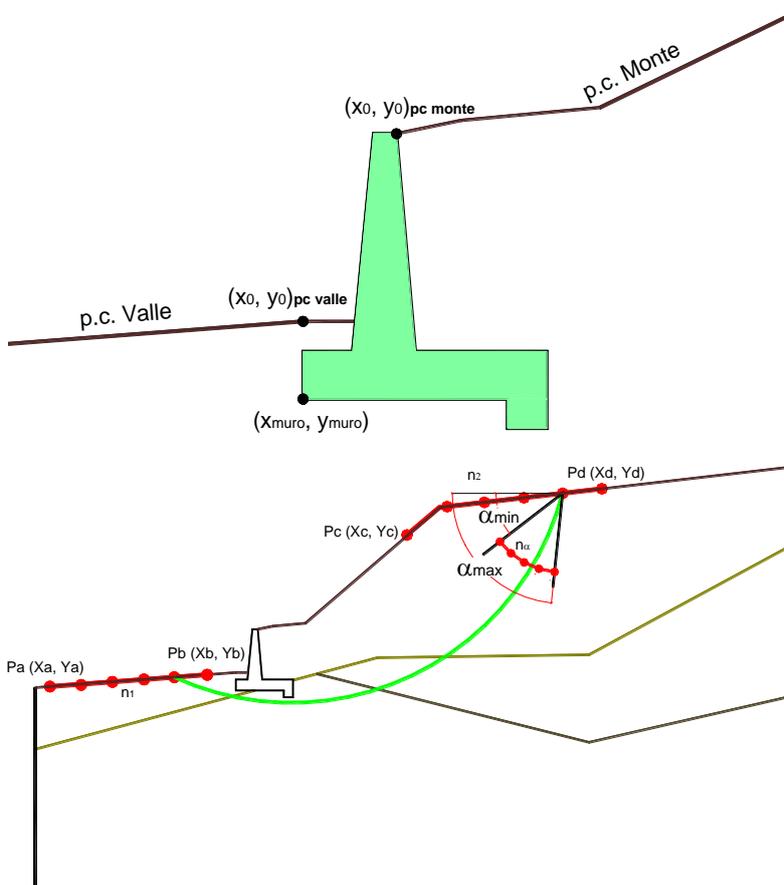
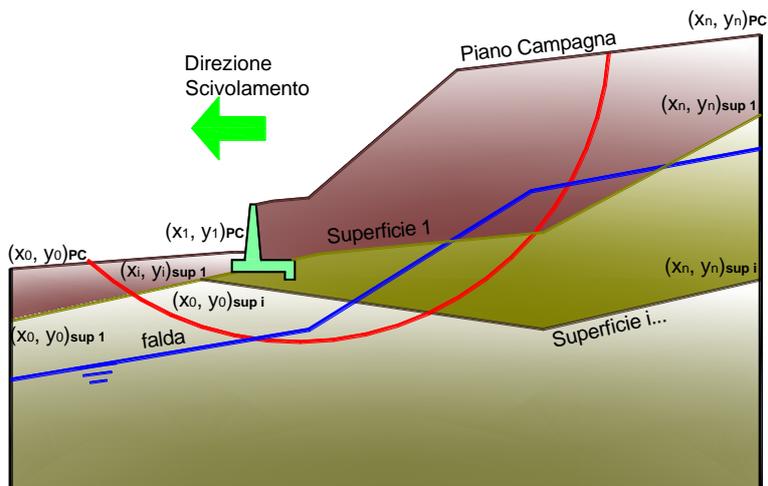
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	453.60	453.60	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.39	>	1.2
		Nmax	4.39	>	1.2

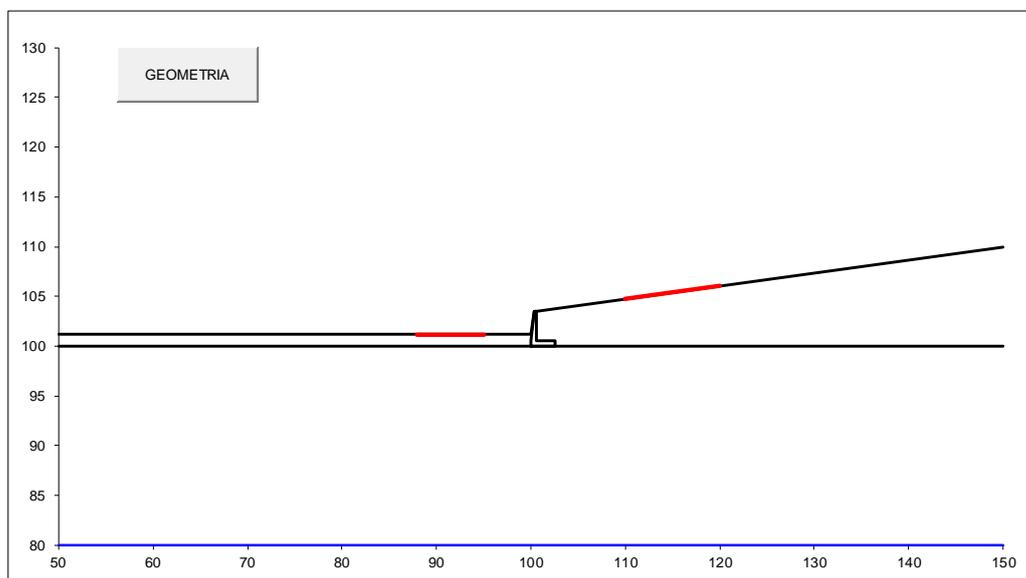
1.1.20 Verifica di stabilità globale

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima all'opera.

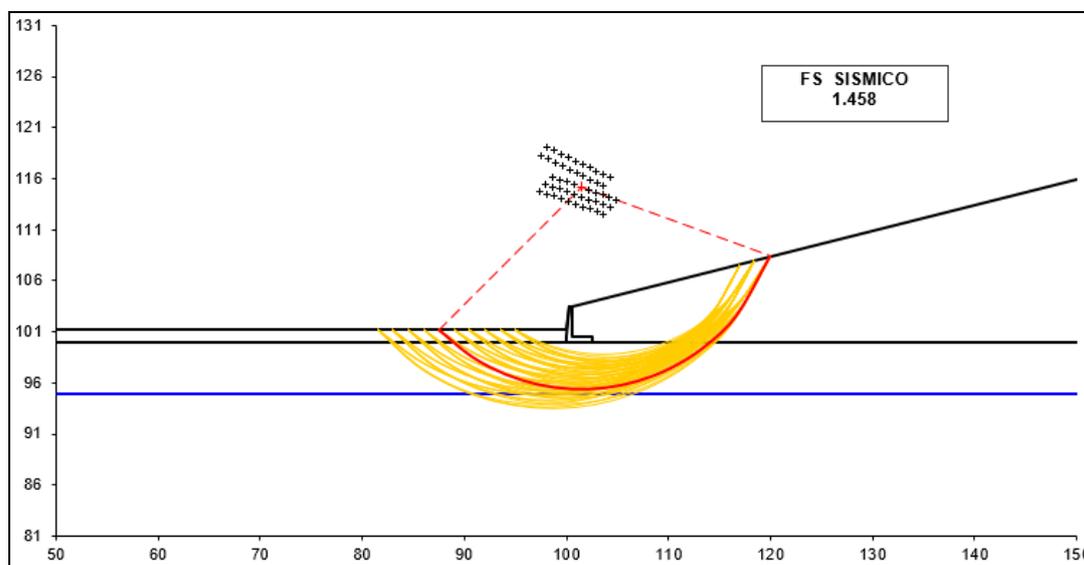


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	30	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20	0	100	AV

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		fida		
materiale 1						materiale 2		materiale 3		materiale 4		fida		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	100.800	0	100.600	103.700	0	50.000	100.000	0			0	50.000	95.000
1	50.000	100.800	1	150.000	110.000	1	150.000	100.000	1			1	150.000	95.000



Condizioni sismiche



10.5 Verifiche strutturali

1.1.21 Calcolo delle sollecitazioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

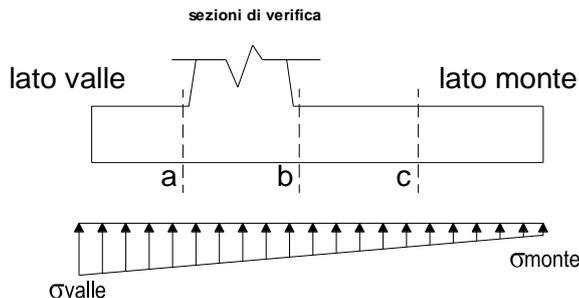
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.13 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	207.08	57.27	130.48	28.81
	207.08	57.27	130.48	28.81
sisma+	210.36	69.25	142.38	19.44
	210.36	69.25	142.38	19.44
sisma-	199.39	67.01	136.16	17.21
	199.39	67.01	136.16	17.21



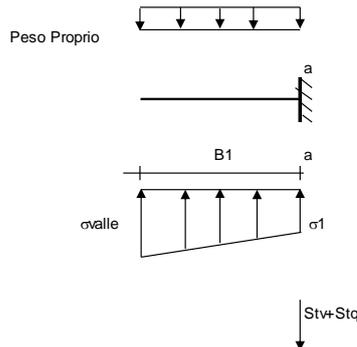
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	130.48	130.48	0.00	0.00
	130.48	130.48	0.00	0.00
sisma+	142.38	142.38	0.00	0.00
	142.38	142.38	0.00	0.00
sisma-	136.16	136.16	0.00	0.00
	136.16	136.16	0.00	0.00



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

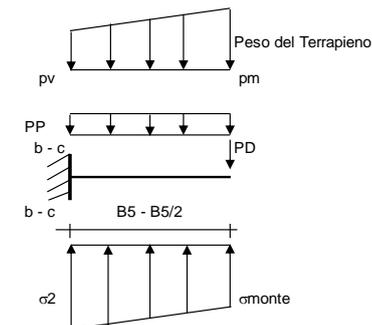
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	65.77	65.77	65.77	(kN/m ²)
pvb	57.00	57.00	57.00	(kN/m ²)
pvc	61.39	61.39	61.39	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	28.81	107.02	-77.05	-30.00	67.92	-35.54	-46.43
	28.81	107.02	-77.05	-30.00	67.92	-35.54	-46.43
sisma+	19.44	114.01	-85.30	-34.55	66.72	-38.07	-51.28
	19.44	114.01	-85.30	-34.55	66.72	-38.07	-51.28
sisma-	17.21	108.71	-82.16	-33.33	62.96	-36.62	-49.41
	17.21	108.71	-82.16	-33.33	62.96	-36.62	-49.41

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

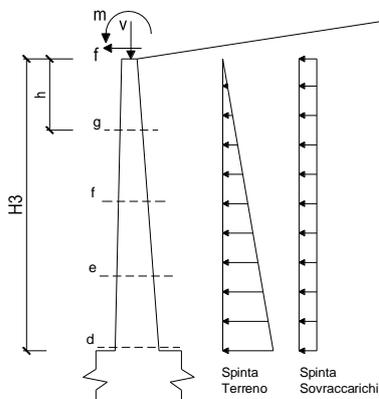
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	38.65	0.00	0.00	38.65	0.00	33.75	33.75
e-e	2.25	16.30	0.00	0.00	16.30	0.00	23.20	23.20
f-f	1.50	4.83	0.00	0.00	4.83	0.00	14.06	14.06
g-g	0.75	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	6.33	6.33

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	38.65	0.00	0.00	38.65
e-e	2.25	21.74	0.00	0.00	21.74
f-f	1.50	9.66	0.00	0.00	9.66
g-g	0.75	2.42	0.00	0.00	2.42

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	29.73	5.16	0.00	0.00	2.44	37.33	0.00	34.66	34.66
e-e	2.25	12.54	2.18	0.00	0.00	1.29	16.01	0.00	23.83	23.83
f-f	1.50	3.72	0.65	0.00	0.00	0.53	4.89	0.00	14.44	14.44
g-g	0.75	0.46	0.08	0.00	0.00	0.12	0.67	0.00	6.50	6.50

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	29.73	5.16	0.00	0.00	1.83	36.72
e-e	2.25	16.72	2.91	0.00	0.00	1.26	20.88
f-f	1.50	7.43	1.29	0.00	0.00	0.76	9.48
g-g	0.75	1.86	0.32	0.00	0.00	0.34	2.52

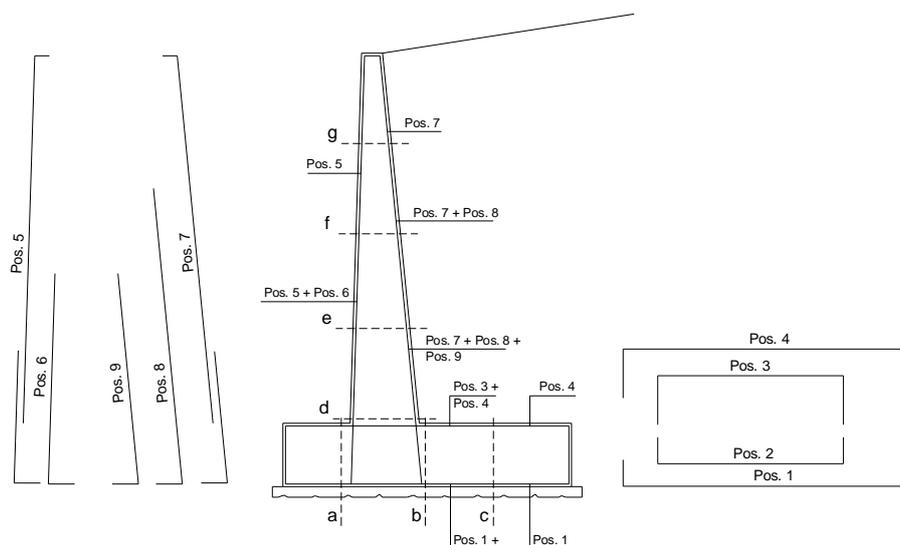
condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	29.73	3.52	0.00	0.00	2.44	35.69	0.00	32.84	32.84
e-e	2.25	12.54	1.49	0.00	0.00	1.29	15.31	0.00	22.57	22.57
f-f	1.50	3.72	0.44	0.00	0.00	0.53	4.69	0.00	13.68	13.68
g-g	0.75	0.46	0.06	0.00	0.00	0.12	0.64	0.00	6.16	6.16

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	29.73	3.52	0.00	0.00	1.83	35.08
e-e	2.25	16.72	1.98	0.00	0.00	1.26	19.96
f-f	1.50	7.43	0.88	0.00	0.00	0.76	9.07
g-g	0.75	1.86	0.22	0.00	0.00	0.34	2.42

1.1.22 Verifiche SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

φ14/20cm (ripartitori in fondazione e in elevazione);

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	58 di 90

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0.00	0.00	0.50	15.71	15.71	251.00
b - b	-85.30	0.00	0.50	15.71	15.71	251.00
c - c	-38.07	0.00	0.50	15.71	15.71	251.00
d - d	38.65	33.75	0.60	15.71	15.71	319.99
e - e	16.30	23.20	0.53	15.71	15.71	270.67
f - f	4.89	14.44	0.45	15.71	15.71	222.41
g - g	0.67	6.50	0.38	15.71	15.71	174.89

(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	0.00	0.50	193.12	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
b - b	34.55	0.50	193.12	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
c - c	51.28	0.50	193.12	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
d - d	38.65	0.60	218.10	14	20	20	21.8	1734.81	Armatura a taglio non necessaria
e - e	21.74	0.53	201.35	14	20	20	21.8	1480.69	Armatura a taglio non necessaria
f - f	9.66	0.45	183.76	14	20	20	21.8	1226.57	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2.52	0.38	164.85	14	20	20	21.8	972.45	Armatura a taglio non necessaria

1.1.23 Verifiche 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	0.00	0.00	0.50	15.71	15.71	0.00	0.00
b - b	-58.84	0.00	0.50	15.71	15.71	2.57	101.27
c - c	-27.18	0.00	0.50	15.71	15.71	1.19	46.78
d - d	29.73	33.75	0.60	15.71	15.71	0.90	30.12
e - e	12.54	23.20	0.53	15.71	15.71	0.49	13.00
f - f	3.72	14.06	0.45	15.71	15.71	0.19	3.02
g - g	0.46	6.33	0.38	15.71	15.71	0.03	-0.08

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	0.00	0.00	0.50	15.71	15.71	0.00	0.00
b - b	-85.30	0.00	0.50	15.71	15.71	3.72	146.80
c - c	-38.07	0.00	0.50	15.71	15.71	1.66	65.51
d - d	37.33	32.84	0.60	15.71	15.71	1.14	40.75
e - e	16.01	22.57	0.53	15.71	15.71	0.63	18.72
f - f	4.89	13.68	0.45	15.71	15.71	0.26	5.33
g - g	0.67	6.16	0.38	15.71	15.71	0.04	0.10

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

1.1.24 Verifiche SLE fessurazione

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.50	15.71	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-58.84	0.00	0.50	15.71	15.71	2.57	101.27	0.157	0.200
c - c	-27.18	0.00	0.50	15.71	15.71	1.19	46.78	0.073	0.200
d - d	29.73	33.75	0.60	15.71	15.71	0.90	30.12	0.050	0.200
e - e	12.54	23.20	0.53	15.71	15.71	0.49	13.00	0.020	0.200
f - f	3.72	14.06	0.45	15.71	15.71	0.19	3.02	0.004	0.200
g - g	0.46	6.33	0.38	15.71	15.71	0.03	-0.08	0.000	0.200

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

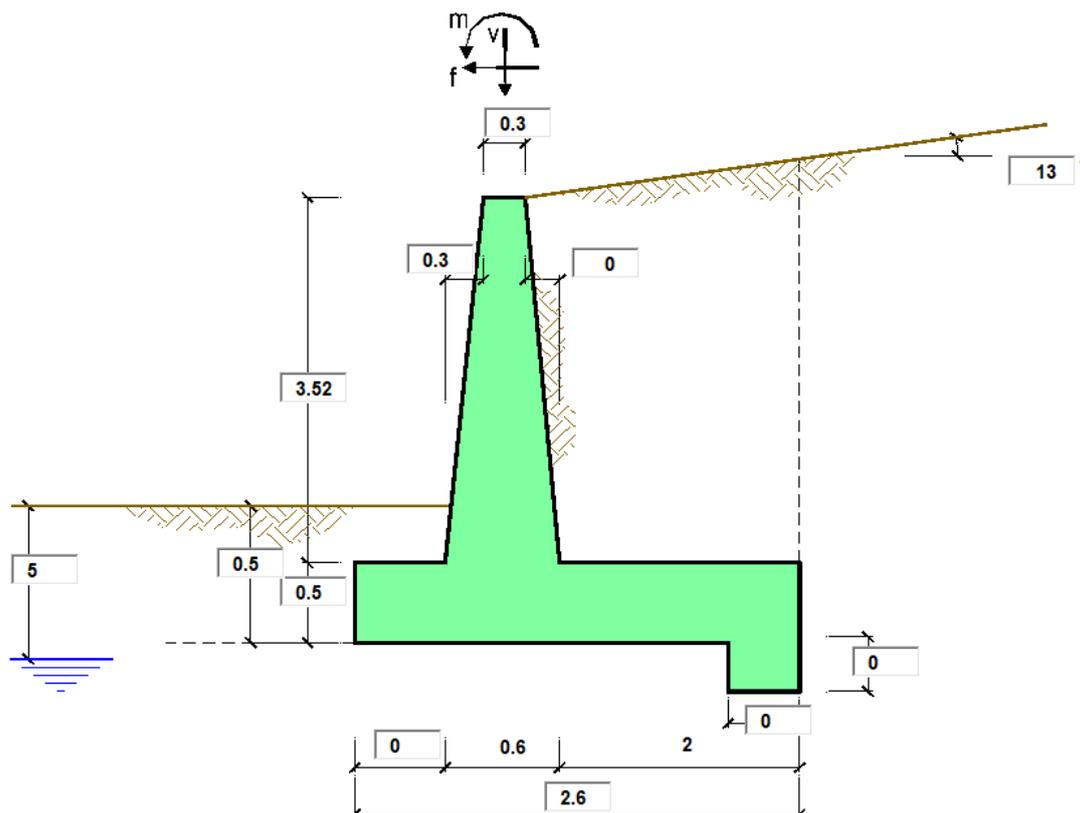
condizione Quasi Permanente

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	0.00	0.00	0.50	15.71	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-58.84	0.00	0.50	15.71	15.71	2.57	101.27	0.157	0.200
c - c	-27.18	0.00	0.50	15.71	15.71	1.19	46.78	0.073	0.200
d - d	29.73	33.75	0.60	15.71	15.71	0.90	30.12	0.050	0.200
e - e	12.54	23.20	0.53	15.71	15.71	0.49	13.00	0.020	0.200
f - f	3.72	14.06	0.45	15.71	15.71	0.19	3.02	0.004	0.200
g - g	0.46	6.33	0.38	15.71	15.71	0.03	-0.08	0.000	0.200

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

11. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO – $H > 3 M$

11.1 Dati di input



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.52	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.30	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.30	(m)

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

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica – condizioni drenate

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	15.00	15.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.095	(-)	<table border="1"> <tr><td colspan="2">RIBALTAMENTO</td></tr> <tr><td>β_s</td><td>0.57</td></tr> <tr><td>kh</td><td>0.08123</td></tr> <tr><td>kv</td><td>0.04061</td></tr> </table>	RIBALTAMENTO		β_s	0.57	kh	0.08123	kv	0.04061
	RIBALTAMENTO												
	β_s	0.57											
	kh	0.08123											
	kv	0.04061											
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)									
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)										
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)										
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05415	(-)										
Coefficiente sismico verticale	kv	0.0271	(-)										
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	0.373	0.373
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.427	0.457
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.430	0.465
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.040	2.040
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.962	1.923
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.958	1.913

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	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	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
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	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica – condizioni non drenate

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	15.00	15.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input type="radio"/> drenate <input checked="" type="radio"/> Non Drenate			
	Resistenza a Taglio non drenata	(kPa)	cu	100.00	100.00	100.00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	(°)	ϕ_1'	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.095	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05415	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0271	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

RIBALTAMENTO	
β_s	0.57
kh	0.08123
kv	0.04061

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.360	0.360
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.409	0.436
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.412	0.444
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.000	1.000

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input 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	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		1.00	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

Per la verifica a scorrimento al di sotto della fondazione si prevede un riempimento con materiale proveniente da cava opportunamente compattato per uno spessore pari ad almeno 50cm, che è caratterizzato da un angolo d'attrito di 30°.

Dati Geotecnici			valori caratteristici SLE		valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno (°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno (kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale (°)	δ	15.00	15.00	15.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione (kPa)	$c1'$	18.00	18.00	18.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione (°)	$\phi1'$	30.00	30.00	30.00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione (kN/m ³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione (kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B) (m)	Hs	10.00			
	Modulo di deformazione (kN/m ²)	E	40000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.095	(-)	RIBALTAMENTO β_s 0.57 kh 0.08123 kv 0.04061
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05415	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0271	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40	
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	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
γ_s =	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	391.30	(MPa)

Es =	210000	(MPa)
ϵ_{ys} =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 8.40 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 6.00 (cm)

11.2 Calcolo delle azioni

1.1.25 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)	13.20	13.20
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	26.40	26.40
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	32.50	32.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	72.10	72.10
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	133.76	133.76
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	8.77	8.77
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	142.53	142.53
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

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)	2.64	2.64
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	11.88	11.88
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	42.25	42.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	56.77	56.77
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	214.02	214.02
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	16.96	16.96
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)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	230.98	230.98
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	65 di 90

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	3.90	5.86
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	1.95	2.93

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	7.72	11.58
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	3.86	5.79

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

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	1.20	1.79
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	3.23	4.85
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.44	0.66
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.87	7.30

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

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.07	0.11
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.32	0.48
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.14	1.72
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.54	2.31

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

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	16.37	24.55
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	2.98	4.47
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	19.35	29.02

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

MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	5.79	8.69
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.46	0.69
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	6.25	9.38

1.1.26 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) 68.69	89.29	89.29
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 66.35	86.25	86.25
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 17.78	23.11	23.11
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

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 99.12	128.85	128.85
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m) 46.22	60.09	60.09
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
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 =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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) 0.00	0.00	0.00

1.1.27 Spinte in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	68.69	68.69
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	11.53	17.97
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	66.35	66.35
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	11.13	17.36
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	17.78	17.78
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.98	4.65
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	99.12	99.12
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	16.63	25.94
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	46.22	46.22
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	7.76	12.09
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	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

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)	0.00	

1.1.28 Spinte in condizione sismica –

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$ (kN/m)	68.69	68.69	68.69
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat (kN/m)	7.86	7.86	12.59
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	66.35	66.35	66.35
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	7.59	7.59	12.16
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	17.78	17.78	17.78
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	2.03	2.03	3.26
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica -			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	99.12	99.12	99.12
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) (kNm/m)	11.34	11.34	18.16
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	46.22	46.22	46.22
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	5.29	5.29	8.47
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

11.3 Verifiche geotecniche – condizioni drenate

1.1.29 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$	237.74	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = St_h + Sq_h + f$	86.25	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.58	(-)		
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.59	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	287.75	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$Mr = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	68.76	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	4.18	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$	237.74	237.74	237.74	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = St_h + Sq_h + f - Sp$	86.25	86.25	86.25	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	218.98	218.98	218.98	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	90.08	90.08	90.08	(kNm/m)

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	70 di 90

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.	18.00			(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.38	0.38		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.84	1.84		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.54		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.40	0.40		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	197.45	197.45		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.53	>	1.4
		Nmax	1.53	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

1.1.30 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 241.21 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 89.10 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.56} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 287.75 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 91.37 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.15} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

241.21 241.21

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 89.10 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 209.55 \quad 209.55 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 104.02 \quad 104.02 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	18.00			(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.43	0.43		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.74	1.74		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.53	0.53		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.39	0.39		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	188.04	188.04		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.35	>	1.2
		Nmax	1.35	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

Condizione sismica –

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	$=$	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	228.63 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	$=$	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	85.56 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	$=$	$tg\phi'$	0.58 (-)
Fs	=	$(N*f + Sp) / T$	1.54 > 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms	$=$	$Mm + Mt + Mfext3$	287.75 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr	$=$	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts$	110.60 (kNm/m)
Fr	=	Ms / Mr	2.60 > 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N	$=$	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	Nmin 228.63 Nmax 228.63 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	$=$	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	85.56 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM	$=$	ΣM	196.79 196.79 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M	$=$	$Xc * N - MM$	100.43 100.43 (kNm/m)

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	74 di 90

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.	18.00			(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.44	0.44		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.72	1.72		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.53	0.53		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		0.38	0.38		(-)

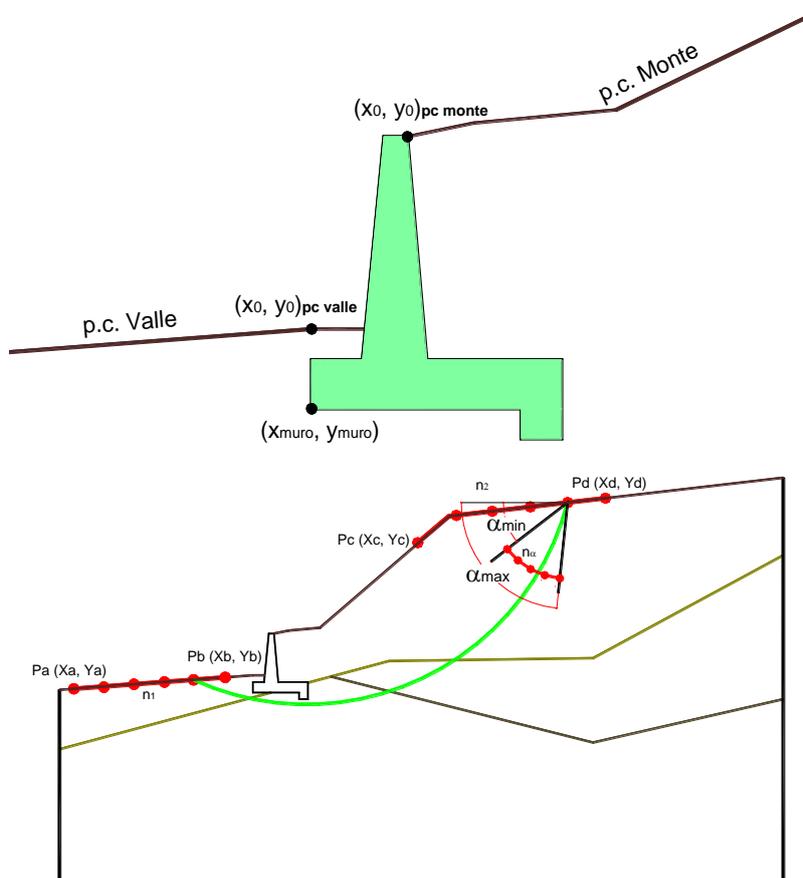
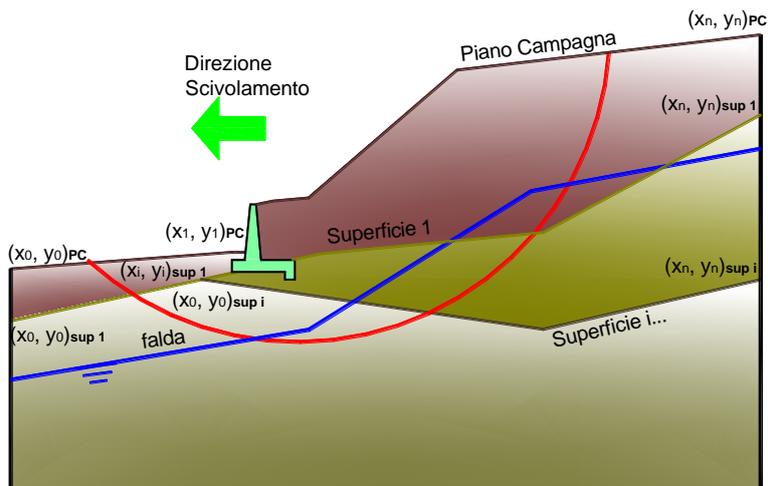
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	187.49	187.49		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1.41	>	1.2
		N_{max}	1.41	>	

1.1.31 Verifica di stabilità globale

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima all'opera.





DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
 TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)
 OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b

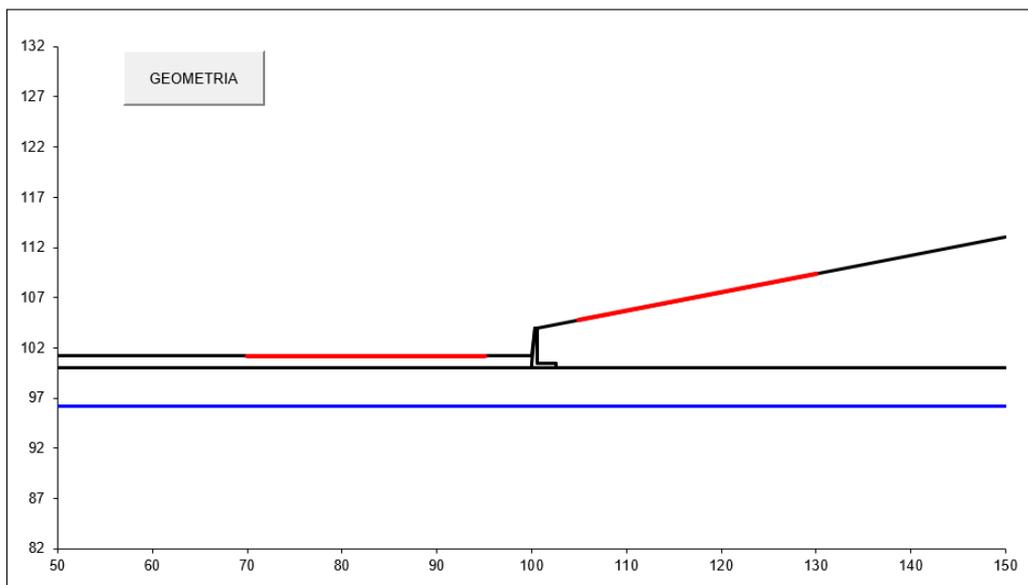
NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
 MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	76 di 90

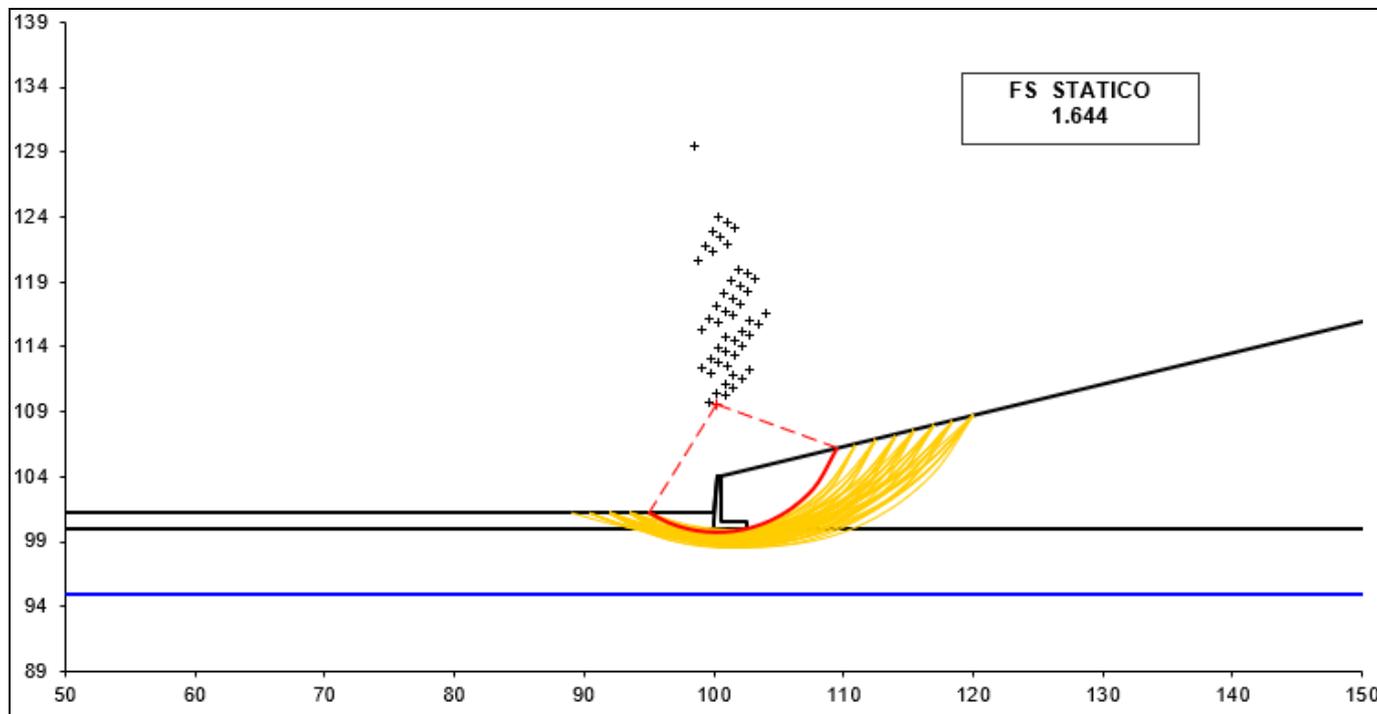
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	24.7913	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20.00	16.2343	14.4	AV

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	30	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20	20	18	AV

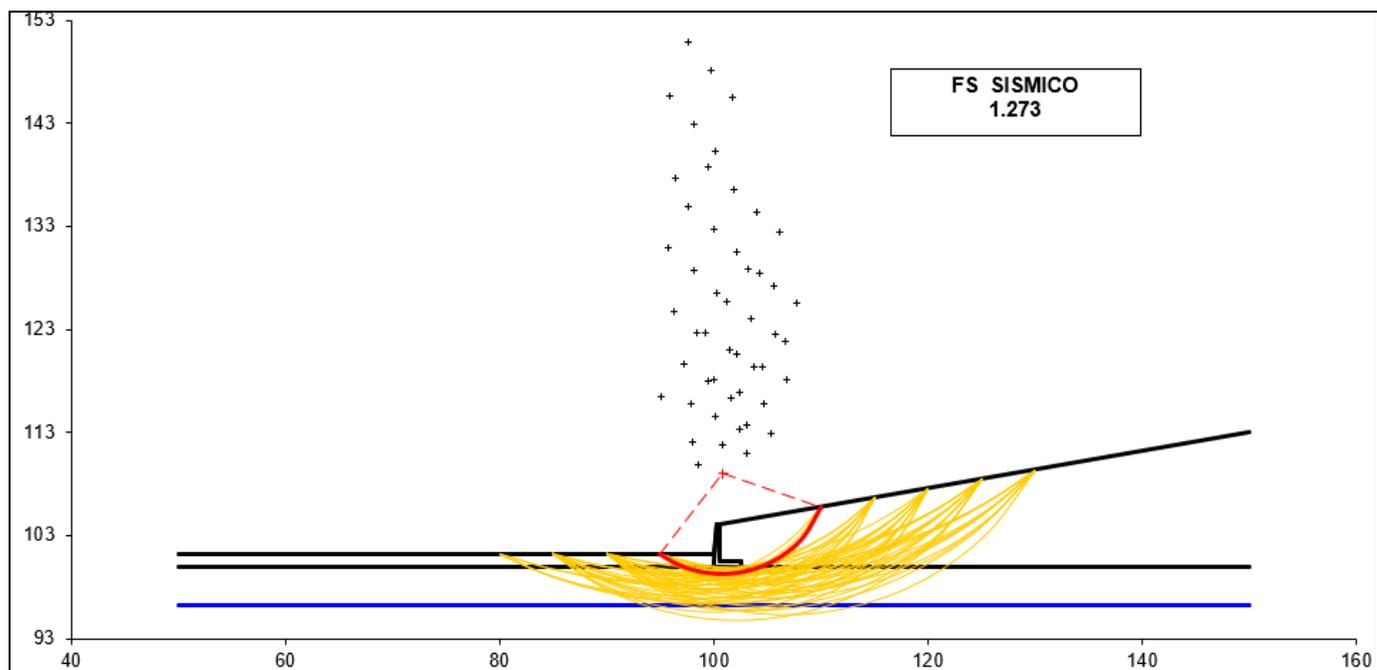
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fida	
	materiale 1			<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	materiale 4	<input type="checkbox"/>	materiale 2	<input checked="" type="checkbox"/>	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.200	0	100.600	104.020	0	50.000	100.000	0		
1	50.000	101.200	1	150.000	111.000	1	150.000	100.000	1	150.000	96.200



Condizioni statiche



Condizioni sismiche



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

11.4 Verifiche geotecniche – condizioni non drenate

1.1.32 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 237.74 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 86.25 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.59} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 287.75 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 68.76 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{4.18} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{ Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\min} \\ 237.74 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{\max} \\ 237.74 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad \begin{matrix} 86.25 \\ 86.25 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad \begin{matrix} 218.98 \\ 218.98 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad \begin{matrix} 90.08 \\ 90.08 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	79 di 90

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.	100.00			(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.38	0.38		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.84	1.84		(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			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ 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		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot cu \cdot N_c))$		0.82	0.82		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		-	-		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	430.52	430.52		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	3.34	>	1.4
		Nmax	3.34	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

1.1.33 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 241.21 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 89.10 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.56} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 287.75 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 91.37 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.15} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

241.21 241.21

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 89.10 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 209.55 \quad 209.55 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 104.02 \quad 104.02 \quad (\text{kNm/m})$$

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	81 di 90

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.		100.00		(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.		20.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante		10.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità		0.43	0.43	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente		1.74	1.74	(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		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ 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	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$			0.80	0.80	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$			-	-	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)		421.60	421.60	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	3.04	>	1.2
		Nmax	3.04	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 86 D 0 001	REV. B

Condizione sismica –

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 228.63 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 85.56 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.54} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 287.75 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 110.60 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.60} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 228.63 & 228.63 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 85.56 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 196.79 \quad 196.79 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 100.43 \quad 100.43 \quad (\text{kNm/m})$$

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

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	83 di 90

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.		100.00		(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.		20.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante		10.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità		0.44	0.44	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente		1.72	1.72	(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		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ 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	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$			0.81	0.81	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$			- -		(-)

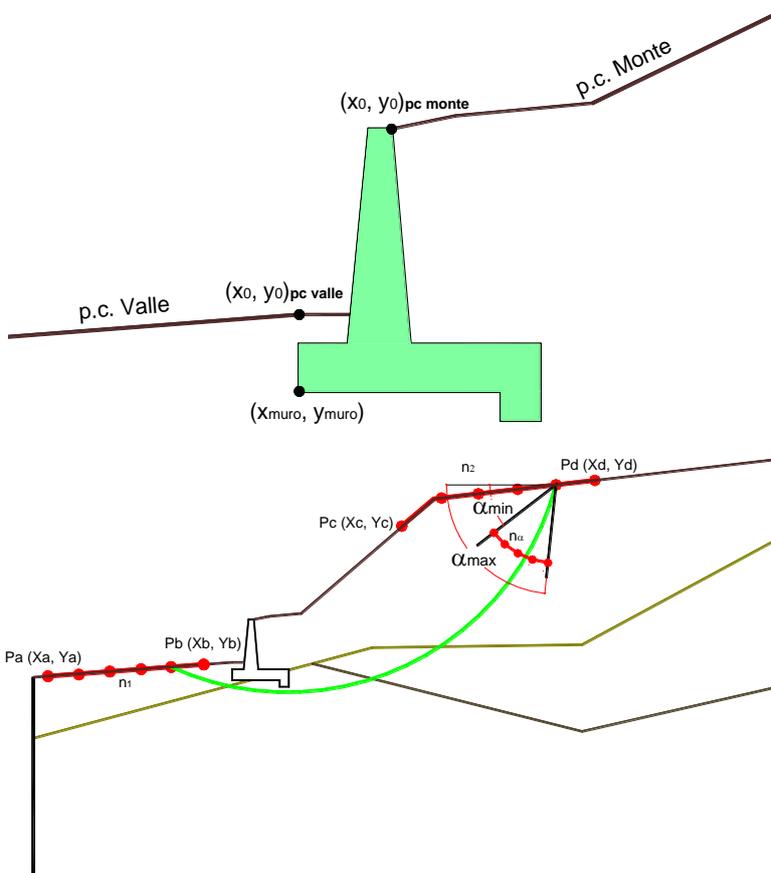
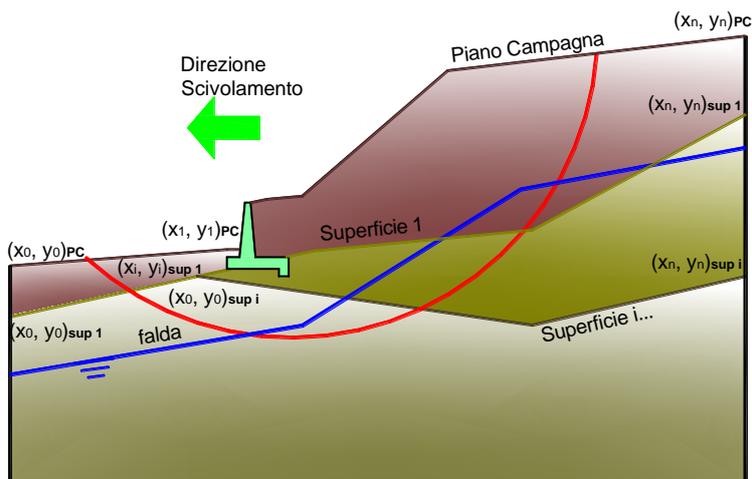
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)		424.76	424.76	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	3.20	>	1.2
		N_{max}	3.20	>	

1.1.34 Verifica di stabilità globale

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima all'opera.





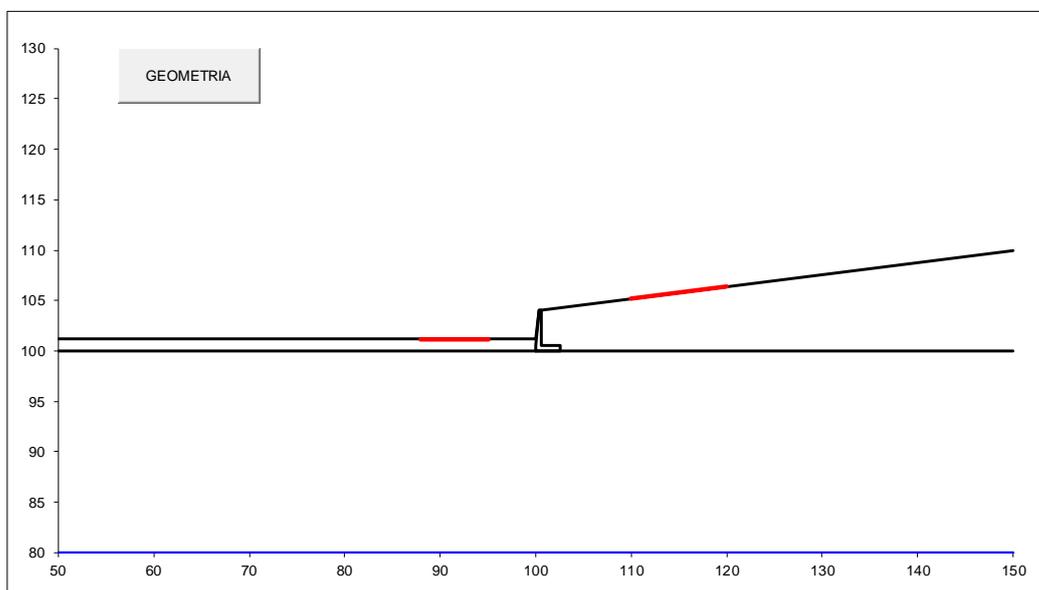
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
 TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)
 OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
 MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

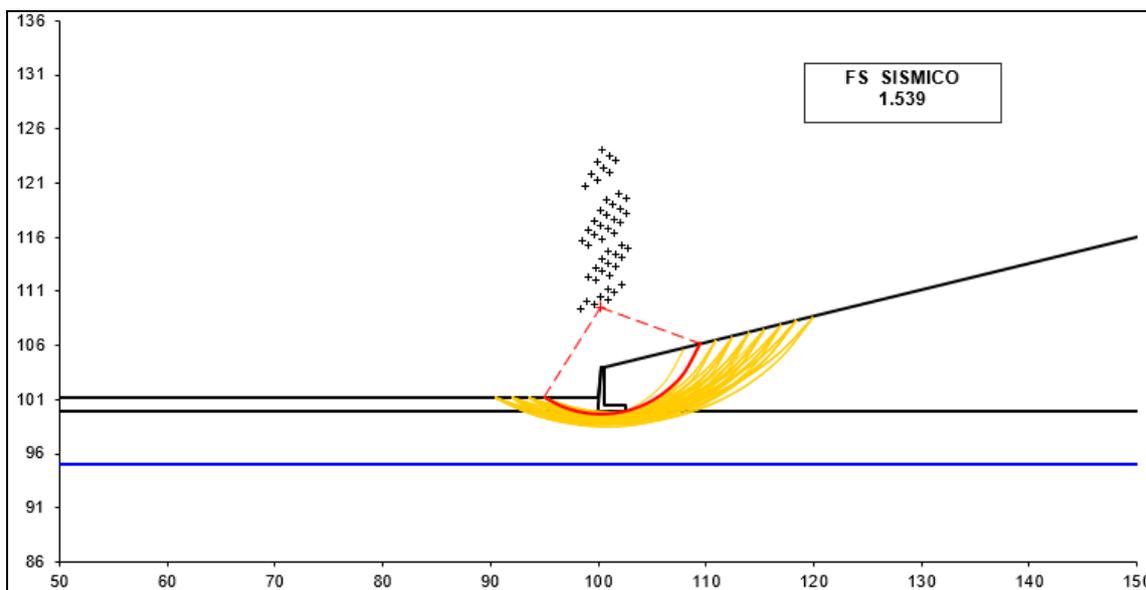
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	85 di 90

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	30	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20	0	100	AV

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 4		<input type="checkbox"/>	materiale 2	
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.200	0	100.600	104.020	0	50.000	100.000	0			0	50.000	96.200
1	50.000	101.200	1	150.000	111.000	1	150.000	100.000	1			1	150.000	96.200



Condizioni sismiche



11.5 Verifiche strutturali

1.1.35 Calcolo delle sollecitazioni

Reazione del terreno

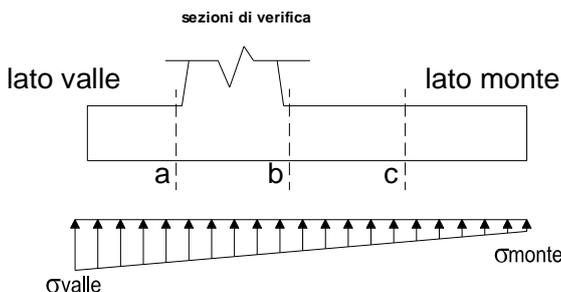
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.13 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	237.74	90.08	171.40	11.48
	237.74	90.08	171.40	11.48
sisma+	241.21	104.02	185.09	0.45
	241.21	104.02	185.09	0.45
sisma-	228.63	100.43	177.08	0.00
	228.63	100.43	177.08	0.00



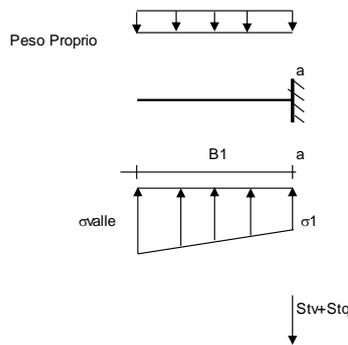
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	171.40	171.40	0.00	0.00
	171.40	171.40	0.00	0.00
sisma+	185.09	185.09	0.00	0.00
	185.09	185.09	0.00	0.00
sisma-	177.08	177.08	0.00	0.00
	177.08	177.08	0.00	0.00



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

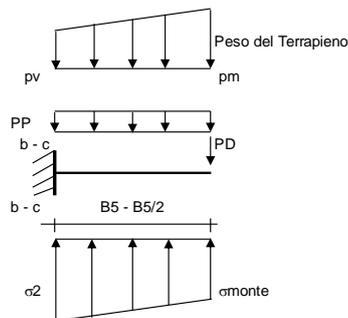
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	75.65	75.65	75.65	(kN/m ²)
pvb	66.88	66.88	66.88	(kN/m ²)
pvc	71.27	71.27	71.27	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

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

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



caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	Vb	σ_2c	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	11.48	134.49	-111.71	-44.67	72.99	-50.46	-67.49
	11.48	134.49	-111.71	-44.67	72.99	-50.46	-67.49
sisma+	0.45	142.48	-121.01	-49.90	71.47	-53.22	-73.09
	0.45	142.48	-121.01	-49.90	71.47	-53.22	-73.09
sisma-	0.00	135.94	-116.44	-48.08	67.36	-51.15	-70.36
	0.00	135.94	-116.44	-48.08	67.36	-51.15	-70.36

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

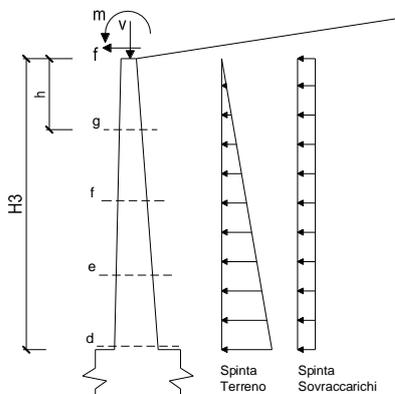
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.52	62.43	0.00	0.00	62.43	0.00	39.60	39.60
e-e	2.64	26.34	0.00	0.00	26.34	0.00	27.23	27.23
f-f	1.76	7.80	0.00	0.00	7.80	0.00	16.50	16.50
g-g	0.88	0.98	0.00	0.00	0.98	0.00	7.43	7.43

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.52	53.21	0.00	0.00	53.21
e-e	2.64	29.93	0.00	0.00	29.93
f-f	1.76	13.30	0.00	0.00	13.30
g-g	0.88	3.33	0.00	0.00	3.33

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	Mtot	Next	N _{pp+inerzia}	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.52	48.02	8.34	0.00	0.00	3.35	59.72	0.00	40.67	40.67
e-e	2.64	20.26	3.52	0.00	0.00	1.77	25.55	0.00	27.96	27.96
f-f	1.76	6.00	1.04	0.00	0.00	0.73	7.78	0.00	16.95	16.95
g-g	0.88	0.75	0.13	0.00	0.00	0.17	1.05	0.00	7.63	7.63

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.52	40.93	7.11	0.00	0.00	2.14	50.18
e-e	2.64	23.02	4.00	0.00	0.00	1.47	28.50
f-f	1.76	10.23	1.78	0.00	0.00	0.89	12.90
g-g	0.88	2.56	0.44	0.00	0.00	0.40	3.40

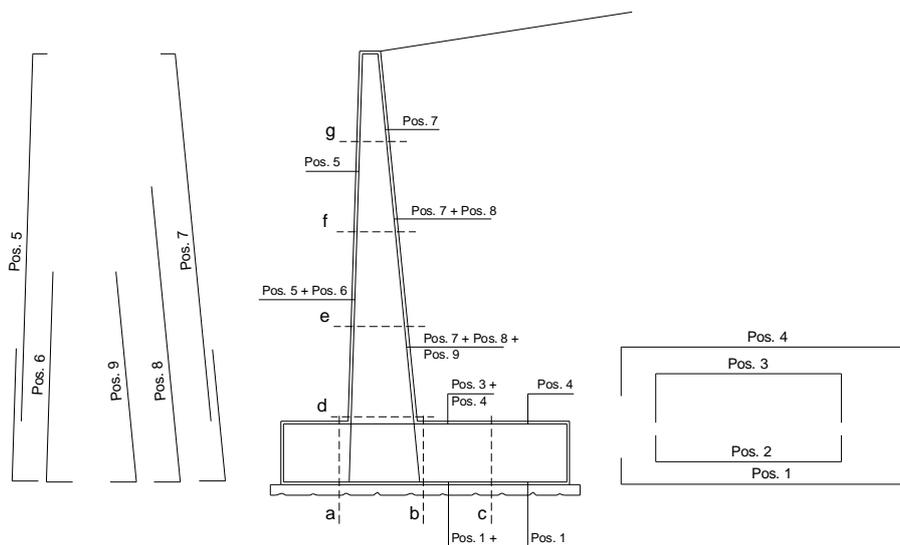
condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	Mtot	Next	N _{pp+inerzia}	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.52	48.02	5.69	0.00	0.00	3.35	57.06	0.00	38.53	38.53
e-e	2.64	20.26	2.40	0.00	0.00	1.77	24.43	0.00	26.49	26.49
f-f	1.76	6.00	0.71	0.00	0.00	0.73	7.45	0.00	16.05	16.05
g-g	0.88	0.75	0.09	0.00	0.00	0.17	1.01	0.00	7.22	7.22

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.52	40.93	4.85	0.00	0.00	2.14	47.92
e-e	2.64	23.02	2.73	0.00	0.00	1.47	27.22
f-f	1.76	10.23	1.21	0.00	0.00	0.89	12.34
g-g	0.88	2.56	0.30	0.00	0.00	0.40	3.26

1.1.36 Verifiche SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

φ14/20cm (ripartitori in fondazione e in elevazione);

NV63: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU86D - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 86 D 0 001	B	89 di 90

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0.00	0.00	0.50	31.42	15.71	252.82
b - b	-121.01	0.00	0.50	31.42	15.71	455.56
c - c	-53.22	0.00	0.50	31.42	15.71	455.56
d - d	62.43	39.60	0.60	15.71	15.71	321.30
e - e	26.34	27.23	0.53	15.71	15.71	271.42
f - f	7.80	16.50	0.45	15.71	15.71	222.71
g - g	1.05	7.63	0.38	15.71	15.71	175.01

(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	0.00	0.50	243.31	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
b - b	49.90	0.50	243.31	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
c - c	73.09	0.50	243.31	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
d - d	53.21	0.60	218.85	14	20	20	21.8	1734.81	Armatura a taglio non necessaria
e - e	29.93	0.53	201.86	14	20	20	21.8	1480.69	Armatura a taglio non necessaria
f - f	13.30	0.45	184.01	14	20	20	21.8	1226.57	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.40	0.38	164.98	14	20	20	21.8	972.45	Armatura a taglio non necessaria

1.1.37 Verifiche 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	0.00	0.00	0.50	15.71	15.71	0.00	0.00
b - b	-85.42	0.00	0.50	15.71	15.71	3.72	147.01
c - c	-38.63	0.00	0.50	15.71	15.71	1.68	66.49
d - d	48.02	39.60	0.60	15.71	15.71	1.46	53.24
e - e	20.26	27.23	0.53	15.71	15.71	0.80	24.11
f - f	6.00	16.50	0.45	15.71	15.71	0.32	6.61
g - g	0.75	7.43	0.38	15.71	15.71	0.05	0.06

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	0.00	0.00	0.50	15.71	15.71	0.00	0.00
b - b	-121.01	0.00	0.50	15.71	15.71	5.28	208.26
c - c	-53.22	0.00	0.50	15.71	15.71	2.32	91.59
d - d	59.72	38.53	0.60	15.71	15.71	1.82	69.54
e - e	25.55	26.49	0.53	15.71	15.71	1.01	32.84
f - f	7.78	16.05	0.45	15.71	15.71	0.41	10.17
g - g	1.05	7.22	0.38	15.71	15.71	0.07	0.53

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

1.1.38 Verifiche SLE fessurazione

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.50	31.42	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-85.42	0.00	0.50	31.42	15.71	2.85	75.92	0.085	0.200
c - c	-38.63	0.00	0.50	31.42	15.71	1.29	34.34	0.038	0.200
d - d	48.02	39.60	0.60	15.71	15.71	1.46	53.24	0.090	0.200
e - e	20.26	27.23	0.53	15.71	15.71	0.80	24.11	0.037	0.200
f - f	6.00	16.50	0.45	15.71	15.71	0.32	6.61	0.009	0.200
g - g	0.75	7.43	0.38	15.71	15.71	0.05	0.06	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	0.00	0.00	0.50	31.42	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-85.42	0.00	0.50	31.42	15.71	2.85	75.92	0.085	0.200
c - c	-38.63	0.00	0.50	31.42	15.71	1.29	34.34	0.038	0.200
d - d	48.02	39.60	0.60	15.71	15.71	1.46	53.24	0.090	0.200
e - e	20.26	27.23	0.53	15.71	15.71	0.80	24.11	0.037	0.200
f - f	6.00	16.50	0.45	15.71	15.71	0.32	6.61	0.009	0.200
g - g	0.75	7.43	0.38	15.71	15.71	0.05	0.06	0.000	0.200