

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

NV65: Opere di protezione al soliflusso MU88P

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 78 CL MU88P0 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	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	D.Tiberti Mar-2021

ITALFERR S.p.A.
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dist. Ing. Gianfr. 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	11
7.	CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO	13
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE	13
7.1.1	<i>Verifica a scorrimento</i>	15
7.1.2	<i>Verifica a ribaltamento</i>	16
7.1.3	<i>Verifica a carico limite della fondazione</i>	16
7.1.4	<i>Verifica a stabilità globale</i>	16
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLV (CONDIZIONI SISMICHE)	17
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE	19
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	19
7.4.1	<i>Criteri di verifica delle sezioni in c.a.</i>	19
7.4.2	<i>Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione</i>	20
7.4.3	<i>Verifica agli stati limite ultimi a taglio</i>	20
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	22
7.5.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	22
7.5.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	23
8.	CRITERI DI VERIFICA PARATIE	24
8.1	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE	24

8.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLV (CONDIZIONI SISMICHE)	24
9.	ANALISI DEI CARICHI	26
9.1	PESI PROPRI	26
9.2	CARICHI PERMANENTI	26
9.2.1	<i>Spinta del terreno</i>	26
9.3	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	28
9.3.1	<i>Vita nominale</i>	28
9.3.2	<i>Classe d'uso</i>	28
9.3.3	<i>Periodo di riferimento</i>	28
9.3.4	<i>Parametri sismici</i>	28
10.	COMBINAZIONI DI CARICO	32
11.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO	34
11.1	DATI DI INPUT.....	34
11.2	CALCOLO DELLE AZIONI.....	37
11.2.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	37
11.2.2	<i>Spinte in condizione statica</i>	39
11.2.3	<i>Spinte in condizione sismica +</i>	40
11.2.4	<i>Spinte in condizione sismica –</i>	41
11.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	42
11.3.1	<i>Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale</i>	42
11.3.2	<i>Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale</i>	44
11.3.3	<i>Verifica di stabilità globale</i>	48
11.4	VERIFICHE STRUTTURALI	51
11.4.1	<i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	51
11.4.2	<i>Verifiche SLU</i>	53
11.4.3	<i>Verifiche SLE tensione</i>	54
11.4.4	<i>Verifiche SLE fessurazione</i>	55

 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												
NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - 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 88 P 0 001</td> <td>A</td> <td>3 di 74</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	3 di 74
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	3 di 74								

12. PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA	56
12.1 DATI DI INPUT.....	56
12.2 FASI DI CALCOLO.....	58
12.3 RISULTATI DELLE ANALISI.....	61
12.4 VERIFICHE GEOTECNICHE	65
12.4.1 <i>Verifiche SLE</i>	65
12.4.2 <i>Verifica di stabilità globale</i>	66
12.1 VERIFICHE STRUTTURALI	67
12.1.1 VERIFICA A TAGLIO – CONDIZIONI STATICHE.....	68
12.1.2 VERIFICA A TAGLIO – CONDIZIONI SISMICHE	68
12.1.3 VERIFICHE A FLESSIONE - CONDIZIONI STATICHE.....	69
12.1.4 VERIFICHE A FLESSIONE– CONDIZIONI SISMICHE	72

1. PREMESSA

Il presente documento riguarda il dimensionamento delle opere di protezione al soliflusso MU88P dal km 0+335.00 al km 0+436.00 della viabilità NV65 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 viene suddivisa in 2 parti al variare dell'altezza di scavo:

- dalla progressiva 0+336.00 km alla 0+408.23 km circa, per uno sviluppo complessivo di 73 m, il manufatto è costituito da una paratia di pali appartenete al "tipo 2": presenta un diametro di 600 mm e interasse 0.80 m, con lunghezza pari a 10 m che, sommato allo spessore di 1.20 di cordolo, si ottiene una lunghezza complessiva di 11.20 m. L'altezza di scavo massima è pari a 3.72 m;
- dalla progressiva 0+408.23 km alla 0+436.00 km circa, per uno sviluppo di 28 m, il manufatto è costituito da un muro di sostegno 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 3 m.

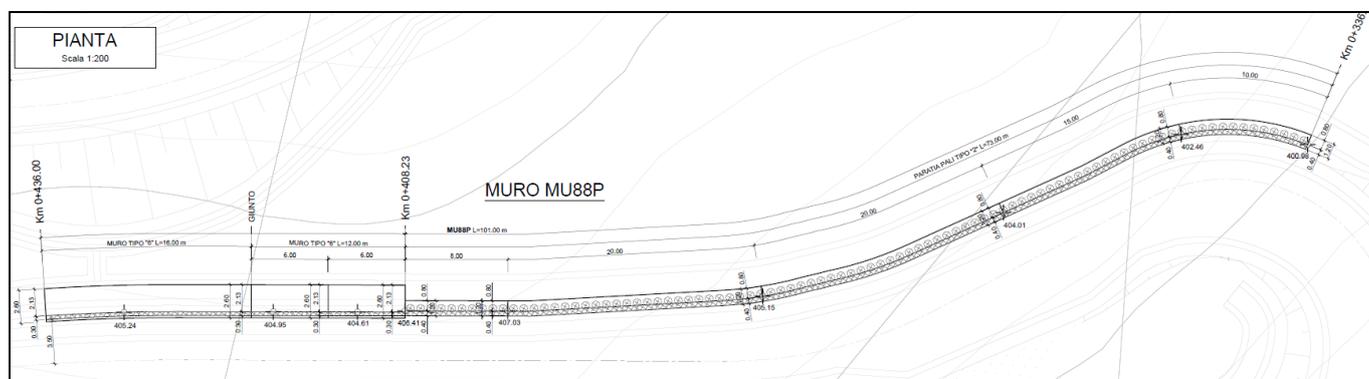


Figura 1-1 – Pianta MU88P.

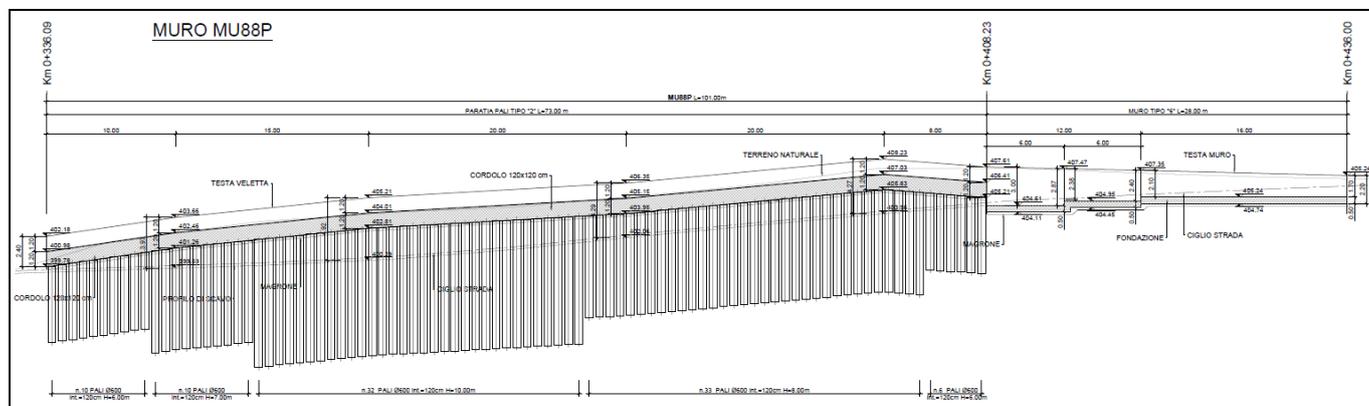


Figura 1-2 – Prospetto MU88P.

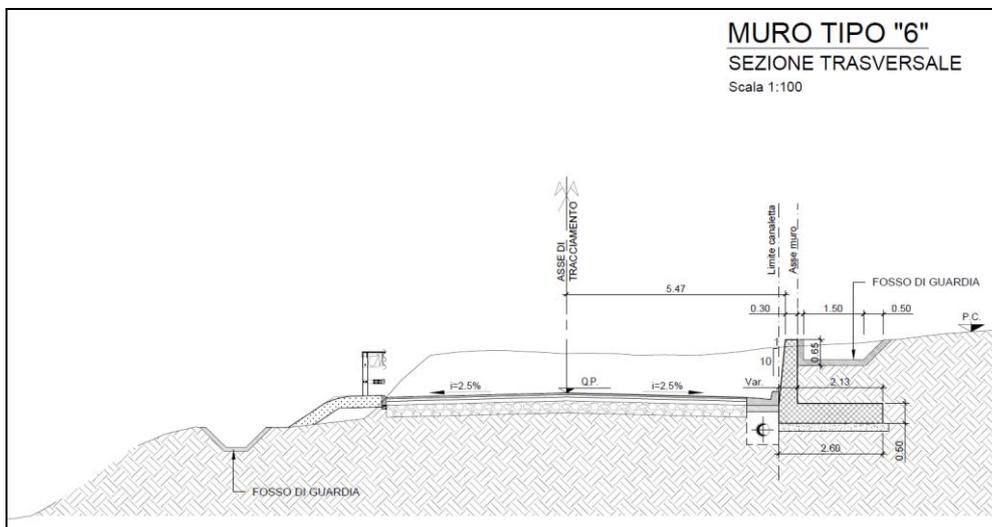


Figura 1-3 – Sezione trasversale muro tipo 6.

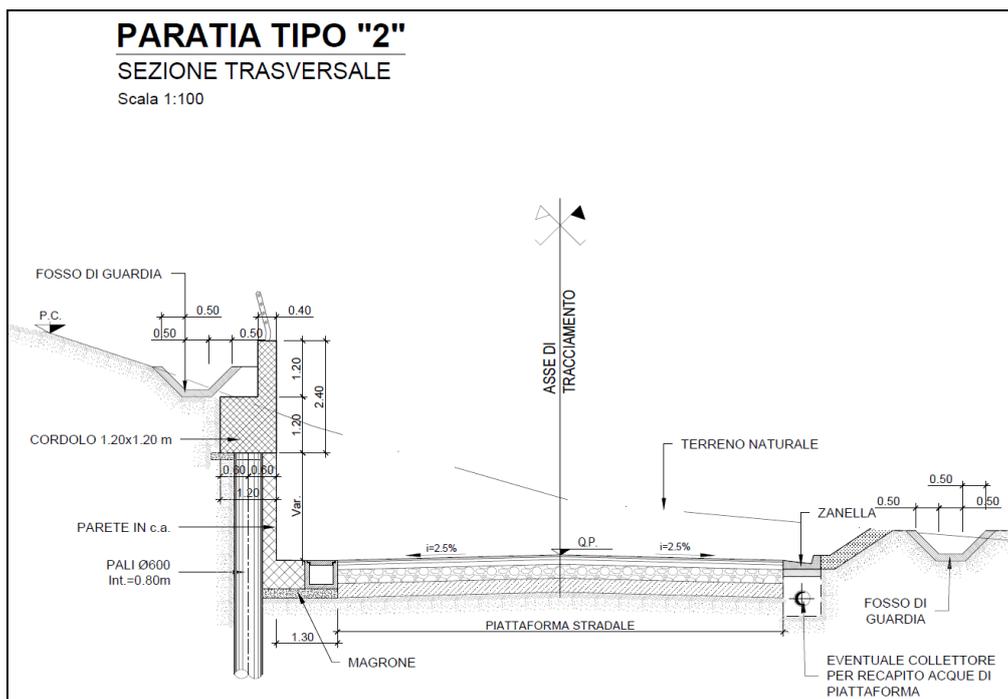


Figura 1-4 – Sezione trasversale paratia tipo 2.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A	FOGLIO 6 di 74

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.88.P.0.001: "NV65 Opere di protezione al soliflusso MU88P - 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.00.0.0.049: "Profilo geotecnico viabilità NV65"

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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)	103N
MN (megaNewton)	106N
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)	103 N/m ²
MPa (megaPascal)	106 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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} = $\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$ = 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

- Elemento strutturale: pali

Classe di resistenza = C25/30;

R_{ck} = resistenza cubica = 30 N/mm²;

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 24.9 N/ mm²;

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 32.9 N/ mm²;

f_{cd} = $\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$ = 14.11N/mm²;

f_{ctm} = resistenza a trazione media = $0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$;

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 \times f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$;

f_{cfk} = resistenza a traz. per flessione carati. = $0.70 \times f_{cfm} = 2.15 \text{ N/mm}^2$;

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e $0.40f_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.2 \text{ N/mm}^2$;

Classe di esposizione XC2

Copriferro = 60 mm

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;

Condizioni ambientali: normali

Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

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:

$f_{y \text{ nom}}$	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}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	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
$(f_v/f_{vnom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gr})_k$:	$\geq 7,5 \%$	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.



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

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	10 di 74

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]	ϕ'_k [°]
C	0	2	19	3	20
TRV	2	-	21	22	22

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

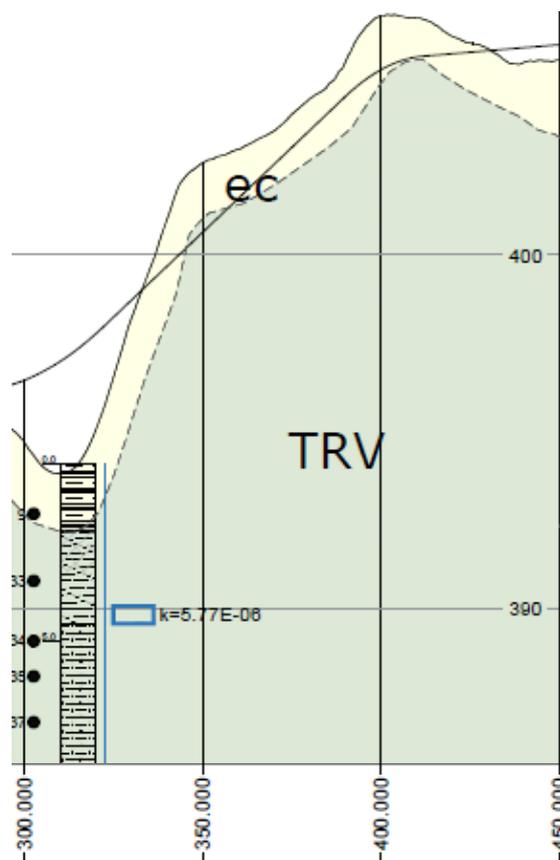


Figura 6-1 – Stralcio del profilo geotecnico.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b</p>					
<p>NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA RS3T</p>	<p>LOTTO 30 D 78</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO MU 88 P 0 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 12 di 74</p>

La falda è posta ad una profondità superiore a 20.0 m dal piano campagna.

Per le caratteristiche del terreno di rinterro si assumono i seguenti parametri:

- peso volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo d'attrito, $\varphi' = 30^\circ$;
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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.

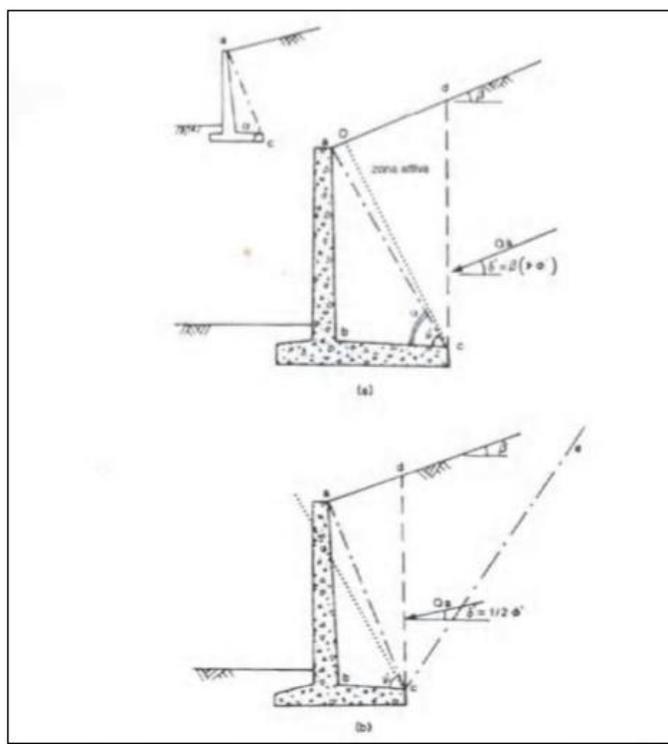


Figura 7-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

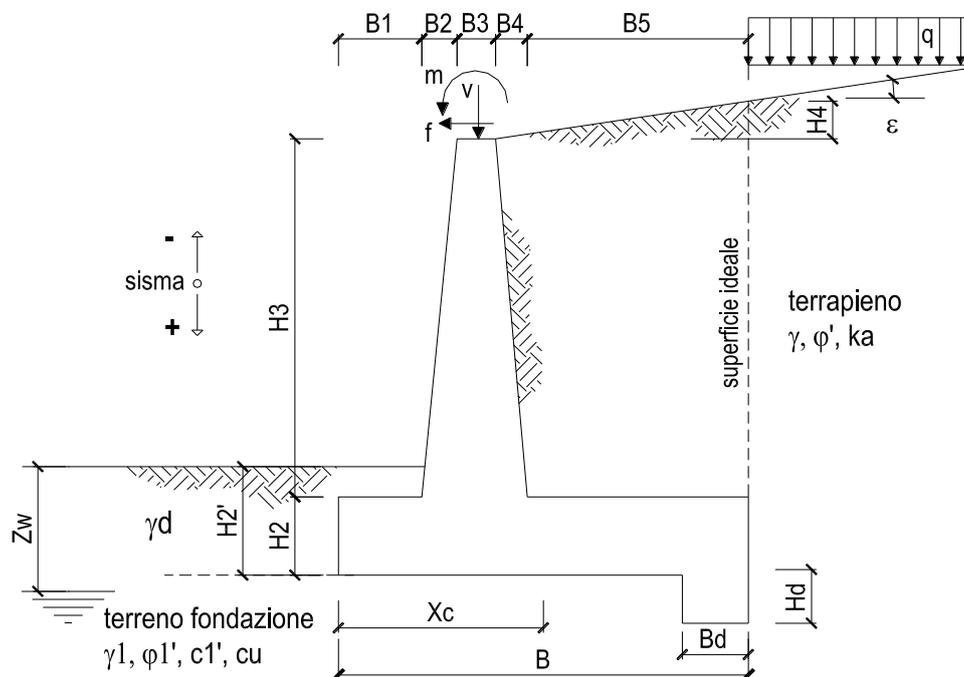
Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si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



7.1.1 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.

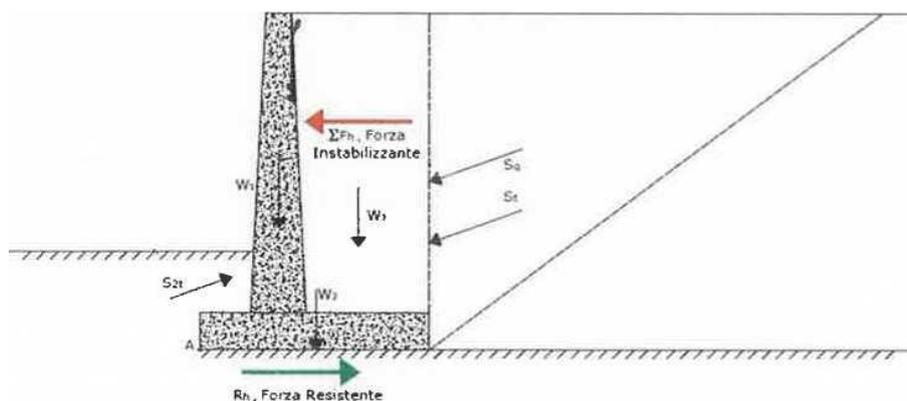


Figura 7-2 – Verifica a scorrimento.

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.

7.1.2 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.

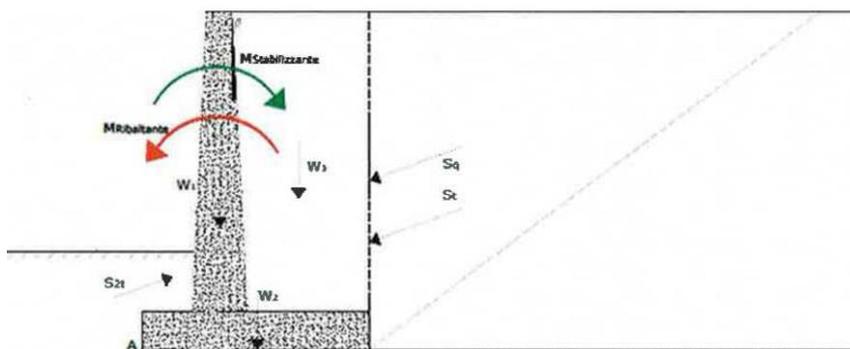


Figura 7-3– Verifica a ribaltamento.

7.1.3 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.

7.1.4 Verifica a stabilità globale

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

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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

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.

7.4.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

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

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

- verifiche per gli stati limite di esercizio.

7.4.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione

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

7.4.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018. 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:

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

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

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b</p>					
<p>NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA RS3T</p>	<p>LOTTO 30 D 78</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO MU 88 P 0 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 21 di 74</p>

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

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

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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

7.5.1 Verifiche alle tensioni

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

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

7.5.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente.

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.

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

8. CRITERI DI VERIFICA PARATIE

8.1 Verifiche geotecniche SLU in condizioni statiche

Le verifiche delle paratie sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Per le strutture di sostegno flessibili si adotta l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 17/01/2018):

- combinazione 1: A1 + M1 + R1
- combinazione 2: A2 + M2 + R1.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R1); per le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata invece condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1).

Al fine di rispettare le richieste della Normativa in merito al modello geometrico di riferimento (§6.5.2.2 DM 17/01/2018) nel caso di opere in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle è diminuita di:

$$\Delta h = \min (0.5; 10\% \Delta t)$$

in cui Δt è la differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo.

Per le verifiche di stabilità globale è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2 – tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17/01/2018).

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus.

8.2 Verifiche geotecniche SLV (condizioni sismiche)

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla configurazione finale dell'opera di sostegno. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono pari all'unità. Si adotta il metodo pseudostatico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale secondo le prescrizioni della normativa (DM 17/01/2018):

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

dove:

- a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A	FOGLIO 25 di 74

- α è il coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 17/01/2018);
- β è il coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 17/01/2018).

Per la definizione dell'azione sismica si rimanda al paragrafo 7.4. L'effetto del sisma sulle strutture di sostegno è ottenuto applicando un incremento di spinta (cfr § 7.11.6.3.1 del D.M. 17/01/2018 e § C7.11.6.3 della Circolare 7/19) del terreno valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera.

$$\Delta S_E = \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{aE} - K_a) \right] / H,$$

dove: γ rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce, H rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso), K_{aE} e K_a rappresentano i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente.

Per la valutazione della spinta passiva si assume $\alpha=1$ (§7.11.6.3 del DM 17/01/2018). Il coefficiente sismico verticale, k_v , si assume pari a 0 (§7.11.6.3 del DM 17/01/2018).

I coefficienti di spinta attiva sono determinati attraverso la relazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926). I coefficienti di spinta passiva sono determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura, δ , si assume pari a 1/2 della resistenza al taglio del terreno naturale.

9. 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.

9.1 Pesì propri

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

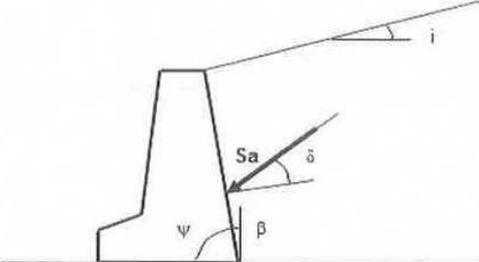
9.2 Carichi permanenti

9.2.1 Spinta del terreno

Muro di sostegno

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 .



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

$$\text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

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

Figura 9-1 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITÀ – LOTTO 3b					
NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A	FOGLIO 27 di 74

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

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

Paratia

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra il terreno e la struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

9.3 Valutazione dell'azione sismica

9.3.1 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.

9.3.2 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.

9.3.3 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.

9.3.4 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_{VR} : 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 9-1 – Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

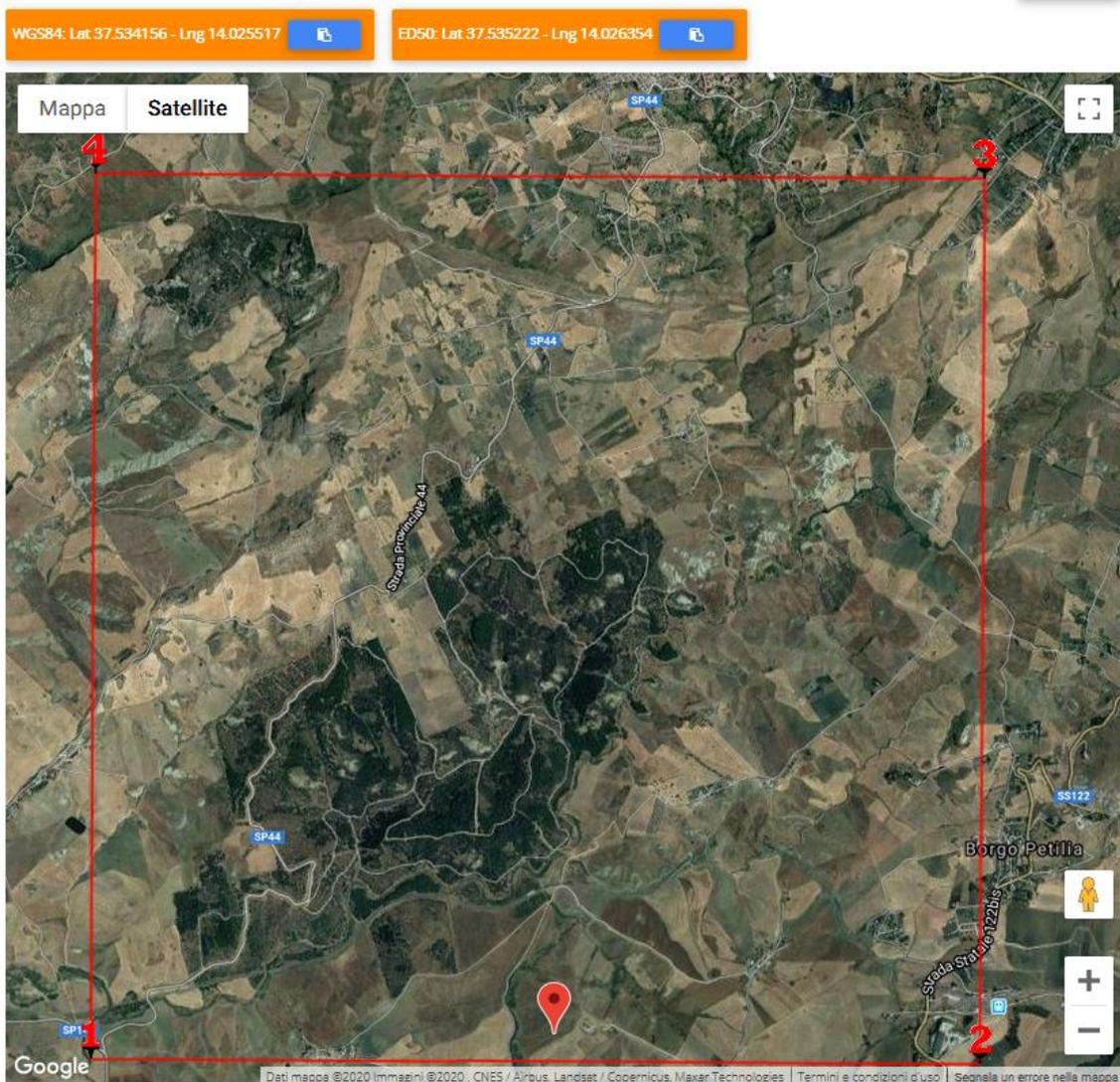


Figura 9-2 –Localizzazione del sito.

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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	0.048	2.505	0.318	
Salvaguardia vita (SLV)	1068	0.096	2.662	0.455	
Prevenzione collasso (SLC)	2193	0.116	2.736	0.506	
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	112.5				

Tabella 9-2 – 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 9-3 – Categorie topografiche.

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

L'area interessata risulta classificabile come T2.

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 9-4 – 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 9-5 – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T .

Nel caso in esame quindi si ha:

	Cat. Sottosuolo	C				
	Cat. Topografica	T2				
			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	1,31
	ST Amplificazione topografica		1,20	1,20	1,20	1,20

10. 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 (SILT):

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

- 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 10-1 - 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

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	1,0	1,0

Tabella 10-2 - 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 10-3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 10-4 – 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

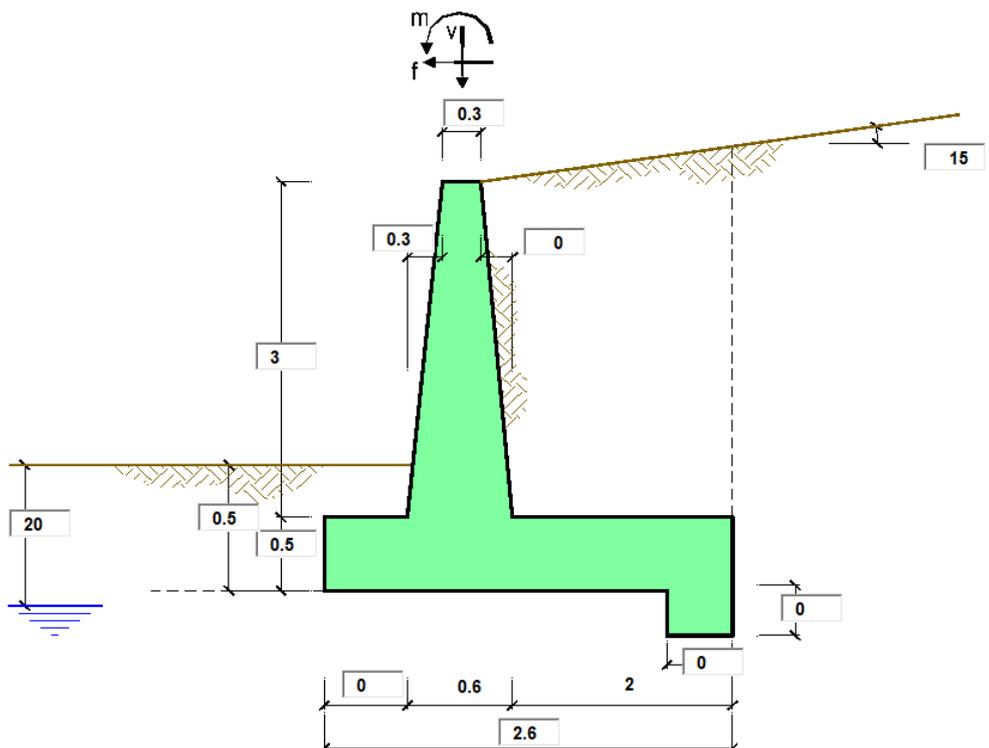
Tabella 10-5 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.2

Tabella 10-6 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza SLV di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

11. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO

11.1 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

Come terreno di fondazione si considera l'unità geotecnica TRV, poiché si intesta ad una profondità maggiore rispetto allo spessore di coltre in superficie.

				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	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	11.00	11.00	11.00	11.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	22.00	22.00	22.00	22.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	22.00	22.00	22.00	22.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	21.00	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	21.00	21.00	21.00	21.00
	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	0.096	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.065664	(-)	β_s	0.57
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0328	(-)	k_h	0.09850
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	k_v	0.04925	

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.377	0.377	0.377
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.442	0.442	0.479
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.447	0.447	0.492
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2.198	2.198	2.198
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2.101	2.101	2.052
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2.094	2.094	2.036

				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	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)	
$\epsilon_{ys} =$	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)

11.2 Calcolo delle azioni

11.2.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	11.25	11.25	11.25
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	22.50	22.50	22.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	32.50	32.50	32.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	66.25	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	114.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	10.18	10.18	10.18
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	124.18	124.18	124.18
- 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		

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	2.25
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	10.13	10.13	10.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	42.25	42.25	42.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	54.63	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	182.40
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	19.69	19.69	19.69
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	202.09	202.09	202.09
- 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		

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	38 di 74

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	4.35	6.53
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	2.18	3.26

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	8.15	12.23
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	4.08	6.12

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	1.11	1.66
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.95	4.43
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)	0.53	0.80
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.60	6.89

- 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)	0.33	0.50
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)	1.39	2.08
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.79	2.69

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	14.97	22.46
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	3.86	5.80
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	18.83	28.25

- 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)	5.99	8.98
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.65	0.97
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)	6.63	9.95

11.2.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58.37	75.88	75.88
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)	57.30	74.49	74.49
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.14	14.48	14.48
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	77.08	100.21	100.21
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	28.96	37.65	37.65
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 =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

11.2.3 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)	58.37	58.37	58.37
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	12.23	12.23	19.34
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 = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.30	57.30	57.30
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.01	12.01	18.98
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.14	11.14	11.14
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.33	2.33	3.69
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(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 = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	77.08	77.08	77.08
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	16.15	16.15	25.54
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	28.96	28.96	28.96
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	6.07	6.07	9.59
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

11.2.4 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)	58.37	58.37	58.37
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat	(kN/m)	8.49	8.49	13.95
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)	57.30	57.30	57.30
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	8.33	8.33	13.69
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)	11.14	11.14	11.14
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	1.62	1.62	2.66
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)	77.08	77.08	77.08
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	11.21	11.21	18.42
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	28.96	28.96	28.96
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	4.21	4.21	6.92
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

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

11.3 Verifiche geotecniche

11.3.1 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v \text{ perm}} + S_{q_v \text{ acc}} \quad 204.91 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f \quad 74.49 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.40 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.11} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3} \quad 256.71 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp} \quad 62.56 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{4.10} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} (+ \text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\text{min}} \\ 204.91 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{\text{max}} \\ 204.91 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f - S_p \quad 74.49 \quad 74.49 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 194.15 \quad 194.15 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 72.24 \quad 72.24 \quad (\text{kNm/m})$$

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

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	43 di 74

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.	22.00			(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.50			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.35	0.35		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.89	1.89		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	7.82			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	16.88			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	7.13			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.57	0.57		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.51	0.51		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.44	0.44		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	299.42	299.42		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.77	>	1.4
		N_{max}	2.77	>	

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

11.3.2 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 210.16 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 81.81 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.40 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.04} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 256.71 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 86.58 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.97} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad 210.16 \quad 210.16 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 81.81 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 183.50 \quad 183.50 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 89.71 \quad 89.71 \quad (\text{kNm/m})$$

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.	22.00			(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.50			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.43	0.43		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.75	1.75		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	7.82			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	16.88			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	7.13			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.54		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.47		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.39	0.39		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	268.99	268.99		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.24	>	1.2
		N_{max}	2.24	>	

 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					
	NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU 88 P 0 001	REV. A

Condizione sismica –

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 196.94 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 78.13 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.40 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.02} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 256.71 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 107.41 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.39} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 78.13 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 169.73 \quad 169.73 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 86.29 \quad 86.29 \quad (\text{kNm/m})$$

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

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	47 di 74

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.	22.00			(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.50			(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)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	7.82			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	16.88			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	7.13			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.53	0.53		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.47		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.39	0.39		(-)

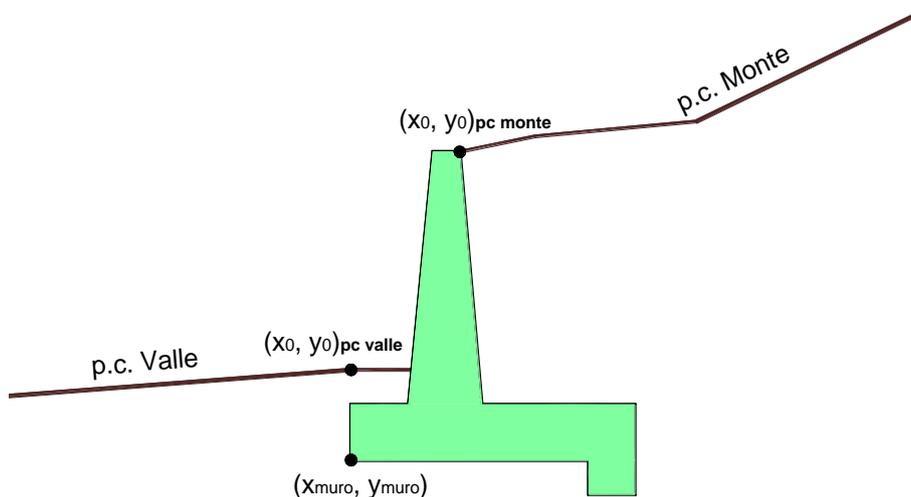
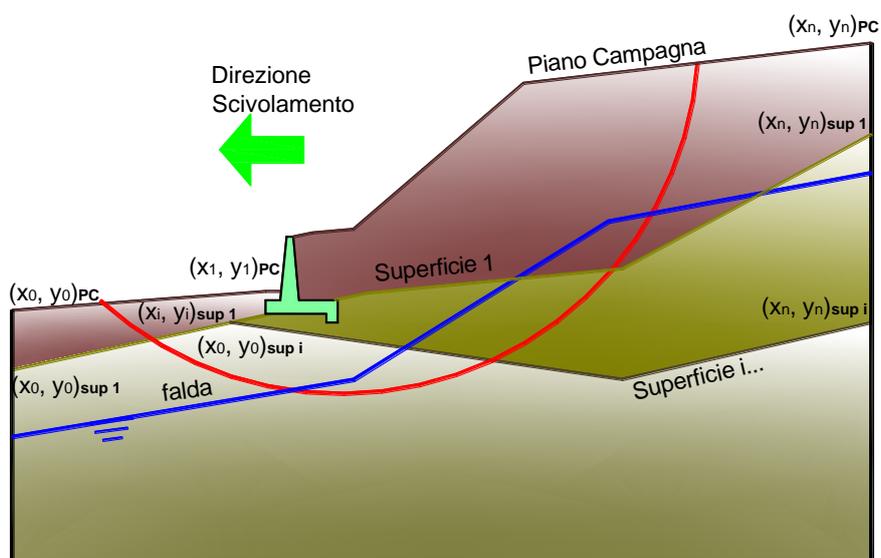
(fondazione nastriforme $m = 2$)

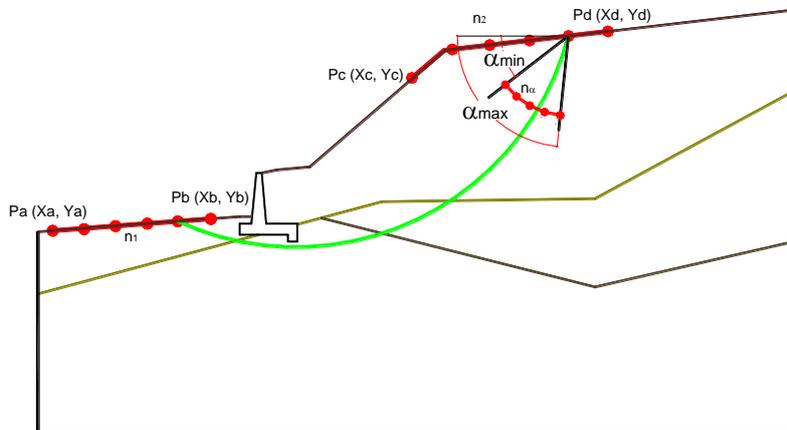
q_{lim}	(carico limite unitario)	267.68	267.68		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.34	>	1.2
		Nmax	2.34	>	

11.3.3 Verifica di stabilità globale

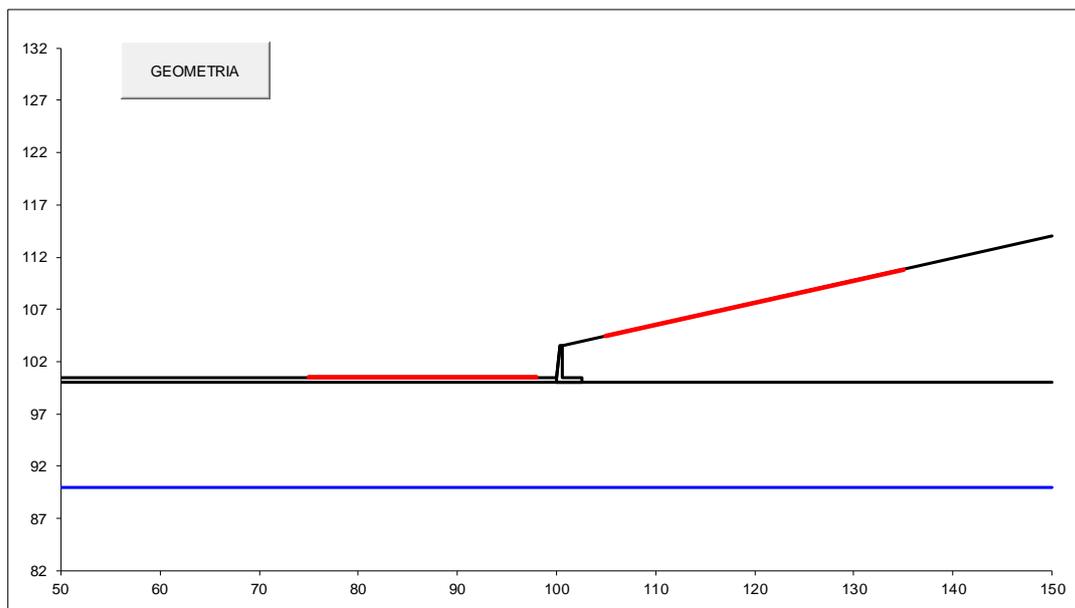
Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima all'opera.





	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	24.7913	0	Rilevato - riporto
materiale 2	21.00	17.9119	17.6	TRV

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		Ida			
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		<input checked="" type="checkbox"/>			
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	100.500	0	100.600	103.500	0	50.000	100.000	0		0	50.000	90.000
1	50.000	100.500	1	150.000	114.000	1	150.000	100.000	1		1	150.000	90.000

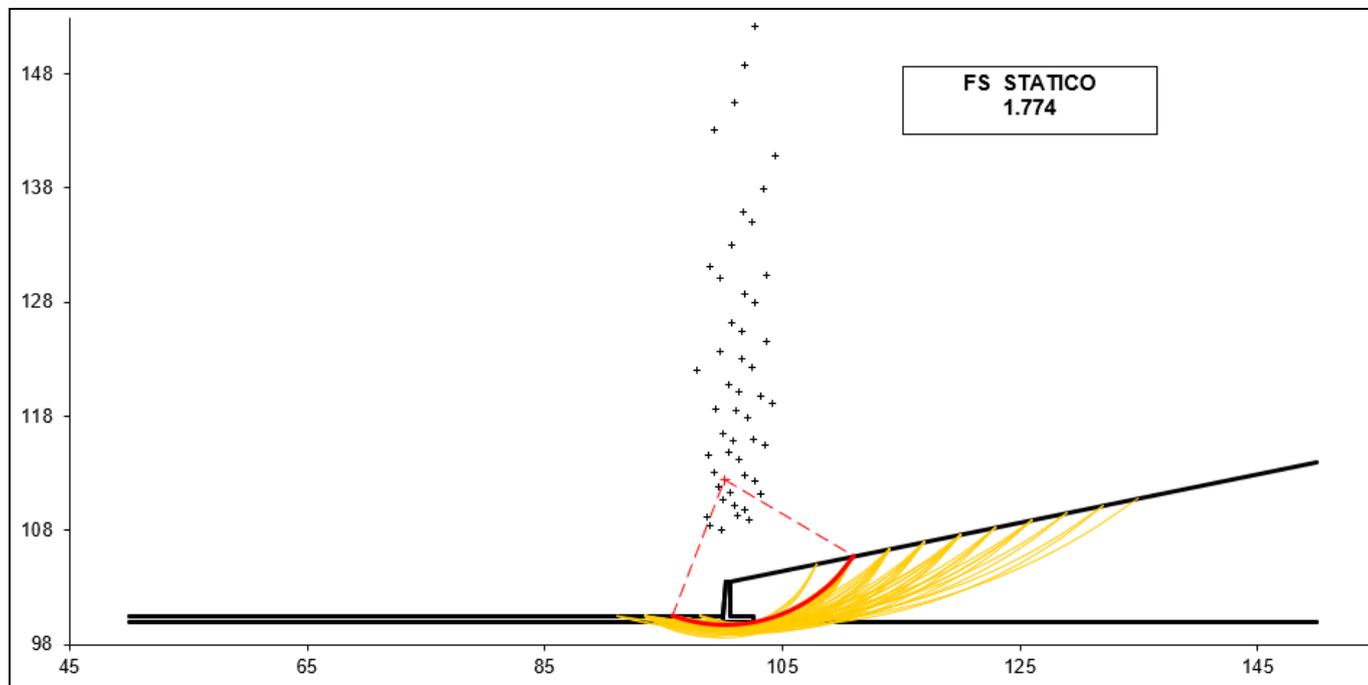


#strisce
30

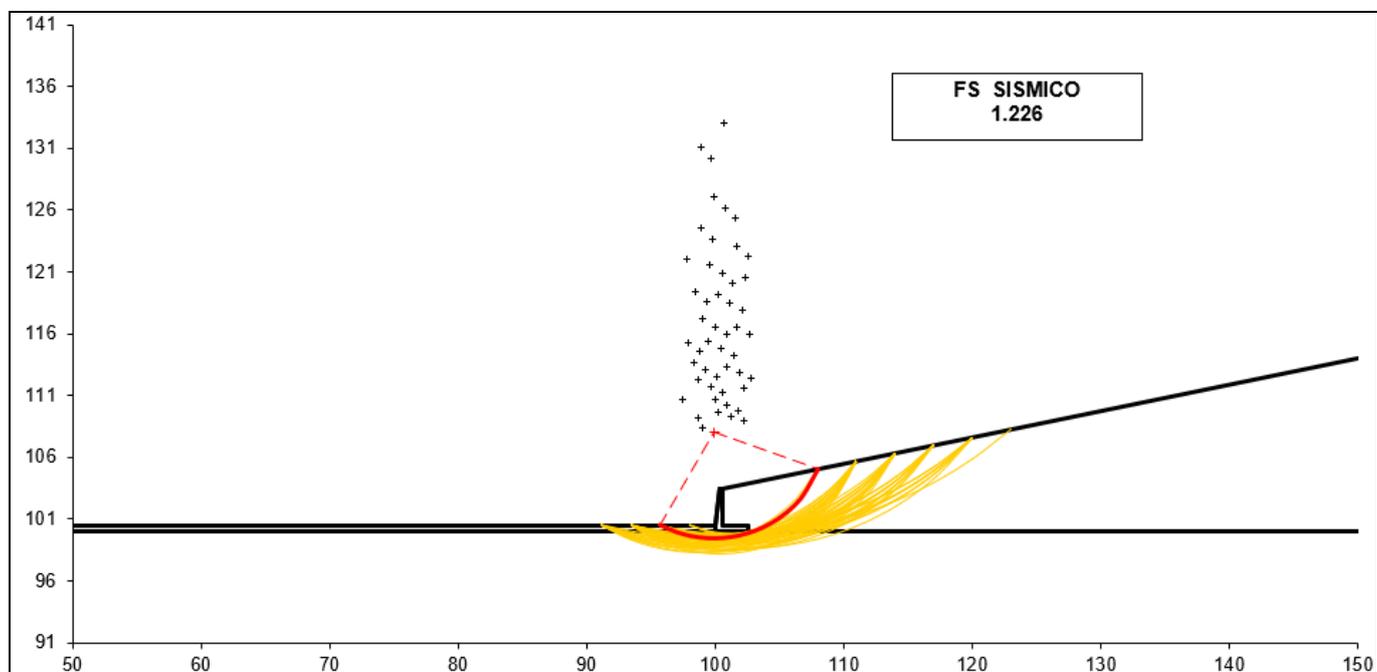
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1.774
	SISMICO	1.226

CALCOLO

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



11.4 Verifiche strutturali

11.4.1 Calcolo delle sollecitazioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

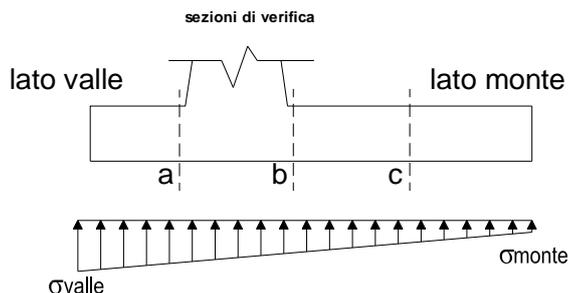
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	204.91	72.24	142.93	14.70
	204.91	72.24	142.93	14.70
sisma+	210.16	89.71	160.45	1.21
	210.16	89.71	160.45	1.21
sisma-	196.94	86.29	152.34	0.00
	196.94	86.29	152.34	0.00



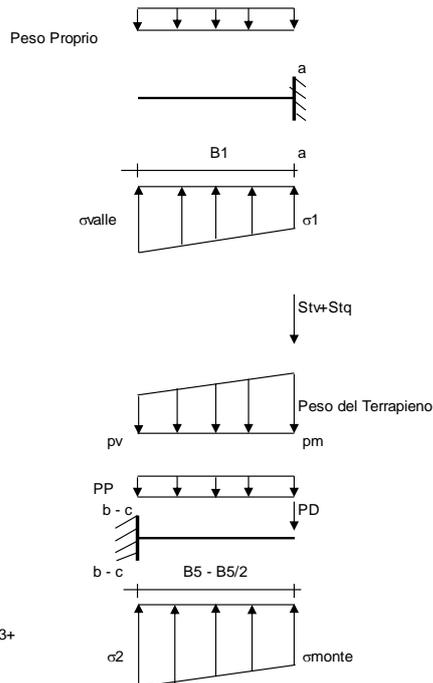
Mensola Lato Valle

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	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	142.93	142.93	0.00	0.00
	142.93	142.93	0.00	0.00
sisma+	160.45	160.45	0.00	0.00
	160.45	160.45	0.00	0.00
sisma-	152.34	152.34	0.00	0.00
	152.34	152.34	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	67.18	67.18	67.18	(kN/m ²)
pvb	57.00	57.00	57.00	(kN/m ²)
pvc	62.09	62.09	62.09	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B5 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot B5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	M_b	V_b	σ_2c	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	14.70	113.34	-86.38	-35.63	64.02	-37.90	-53.02
	14.70	113.34	-86.38	-35.63	64.02	-37.90	-53.02
sisma+	1.21	123.70	-100.45	-42.64	62.46	-42.93	-61.31
	1.21	123.70	-100.45	-42.64	62.46	-42.93	-61.31
sisma-	0.00	116.99	-96.22	-40.90	58.07	-41.07	-58.75
	0.00	116.99	-96.22	-40.90	58.07	-41.07	-58.75

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	52 di 74

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

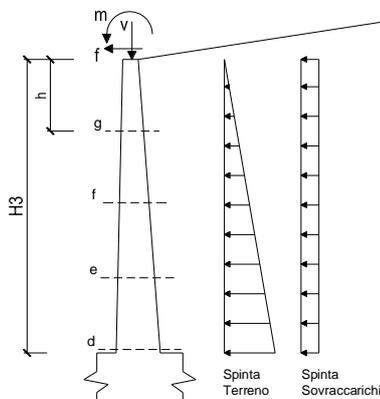
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	41.16	0.00	0.00	41.16	0.00	33.75	33.75
e-e	2.25	17.36	0.00	0.00	17.36	0.00	23.20	23.20
f-f	1.50	5.14	0.00	0.00	5.14	0.00	14.06	14.06
g-g	0.75	0.64	0.00	0.00	0.64	0.00	6.33	6.33

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	41.16	0.00	0.00	41.16
e-e	2.25	23.15	0.00	0.00	23.15
f-f	1.50	10.29	0.00	0.00	10.29
g-g	0.75	2.57	0.00	0.00	2.57

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	31.66	6.76	0.00	0.00	2.95	41.37	0.00	34.86	34.86
e-e	2.25	13.36	2.85	0.00	0.00	1.56	17.77	0.00	23.96	23.96
f-f	1.50	3.96	0.84	0.00	0.00	0.65	5.45	0.00	14.52	14.52
g-g	0.75	0.49	0.11	0.00	0.00	0.15	0.75	0.00	6.54	6.54

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	31.66	6.76	0.00	0.00	2.22	40.63
e-e	2.25	17.81	3.80	0.00	0.00	1.52	23.13
f-f	1.50	7.91	1.69	0.00	0.00	0.92	10.53
g-g	0.75	1.98	0.42	0.00	0.00	0.42	2.82

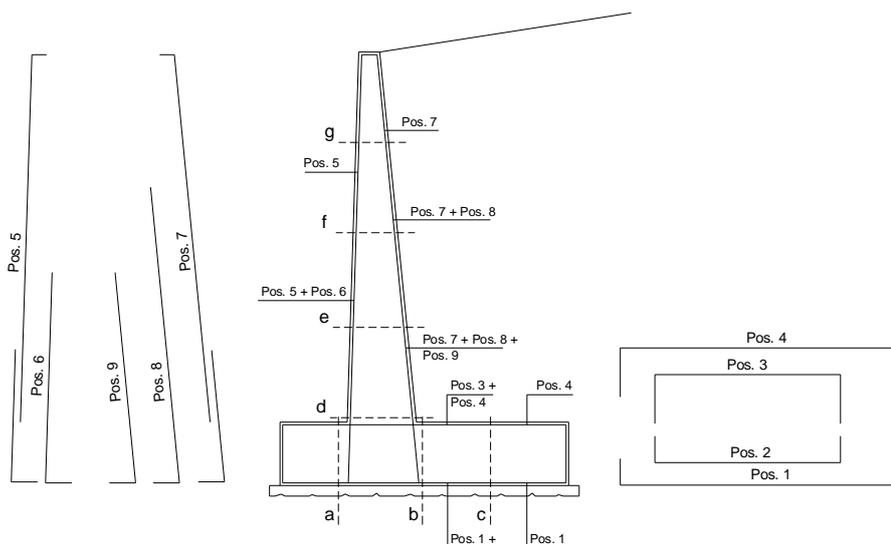
condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	31.66	4.69	0.00	0.00	2.95	39.30	0.00	32.64	32.64
e-e	2.25	13.36	1.98	0.00	0.00	1.56	16.89	0.00	22.44	22.44
f-f	1.50	3.96	0.59	0.00	0.00	0.65	5.19	0.00	13.60	13.60
g-g	0.75	0.49	0.07	0.00	0.00	0.15	0.72	0.00	6.12	6.12

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	31.66	4.69	0.00	0.00	2.22	38.57
e-e	2.25	17.81	2.64	0.00	0.00	1.52	21.97
f-f	1.50	7.91	1.17	0.00	0.00	0.92	10.01
g-g	0.75	1.98	0.29	0.00	0.00	0.42	2.69

11.4.2 Verifiche SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il 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	

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	-100.45	0.00	0.50	15.71	15.71	251.00
c - c	-42.93	0.00	0.50	15.71	15.71	251.00
d - d	41.37	34.86	0.60	15.71	15.71	320.24
e - e	17.77	23.96	0.53	15.71	15.71	270.81
f - f	5.45	14.52	0.45	15.71	15.71	222.42
g - g	0.75	6.54	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	42.64	0.50	193.12	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
c - c	61.31	0.50	193.12	14	20	20	21.8	1395.98	Armatura a taglio non necessaria
d - d	41.16	0.60	218.24	14	20	20	21.8	1734.81	Armatura a taglio non necessaria
e - e	23.15	0.53	201.45	14	20	20	21.8	1480.69	Armatura a taglio non necessaria
f - f	10.53	0.45	183.77	14	20	20	21.8	1226.57	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2.82	0.38	164.85	14	20	20	21.8	972.45	Armatura a taglio non necessaria

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);

11.4.3 Verifiche SLE tensione

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(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	-66.03	0.00	0.50	15.71	15.71	2.88	113.64
c - c	-29.01	0.00	0.50	15.71	15.71	1.26	49.92
d - d	31.66	33.75	0.60	15.71	15.71	0.96	32.75
e - e	13.36	23.20	0.53	15.71	15.71	0.52	14.30
f - f	3.96	14.06	0.45	15.71	15.71	0.20	3.46
g - g	0.49	6.33	0.38	15.71	15.71	0.03	-0.06

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(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	-100.45	0.00	0.50	15.71	15.71	4.38	172.88
c - c	-42.93	0.00	0.50	15.71	15.71	1.87	73.89
d - d	41.37	32.64	0.60	15.71	15.71	1.26	46.33
e - e	17.77	22.44	0.53	15.71	15.71	0.70	21.58
f - f	5.45	13.60	0.45	15.71	15.71	0.29	6.41
g - g	0.75	6.12	0.38	15.71	15.71	0.05	0.21

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

11.4.4 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	-66.03	0.00	0.50	15.71	15.71	2.88	113.64	0.177	0.200
c - c	-29.01	0.00	0.50	15.71	15.71	1.26	49.92	0.078	0.200
d - d	31.66	33.75	0.60	15.71	15.71	0.96	32.75	0.055	0.200
e - e	13.36	23.20	0.53	15.71	15.71	0.52	14.30	0.022	0.200
f - f	3.96	14.06	0.45	15.71	15.71	0.20	3.46	0.005	0.200
g - g	0.49	6.33	0.38	15.71	15.71	0.03	-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	15.71	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-66.03	0.00	0.50	15.71	15.71	2.88	113.64	0.177	0.200
c - c	-29.01	0.00	0.50	15.71	15.71	1.26	49.92	0.078	0.200
d - d	31.66	33.75	0.60	15.71	15.71	0.96	32.75	0.055	0.200
e - e	13.36	23.20	0.53	15.71	15.71	0.52	14.30	0.022	0.200
f - f	3.96	14.06	0.45	15.71	15.71	0.20	3.46	0.005	0.200
g - g	0.49	6.33	0.38	15.71	15.71	0.03	-0.06	0.000	0.200

12. PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA

12.1 Dati di input

Sono di seguito descritti il modello e le principali caratteristiche dell'opera strutturale adottate nelle analisi di verifica.

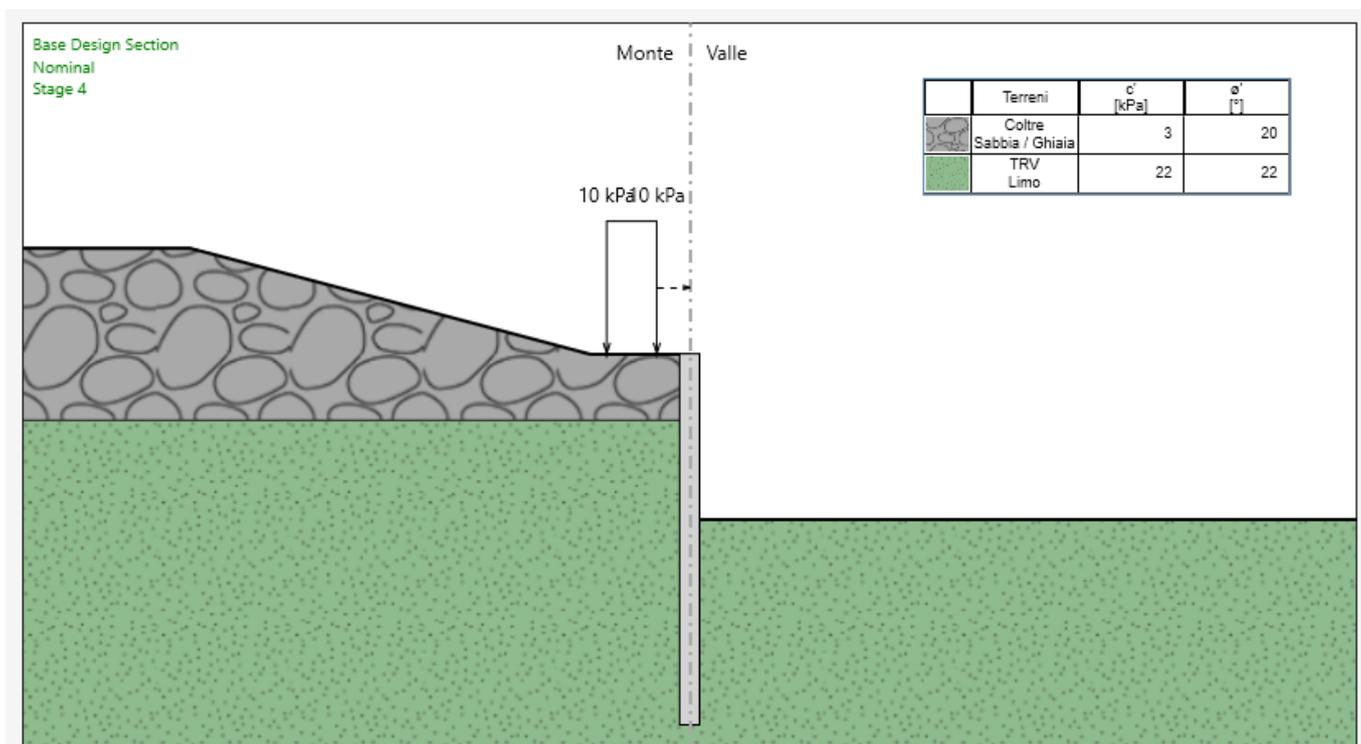


Figura 12-1. Schema di calcolo paratia

Tipologia struttura di sostegno	pali $\phi 600$ ad interasse 0.80 m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 9.20$ m (1.20 m cordolo + 8.0 m palo)
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 3.75$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = 4.22$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	12.0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0.0°
Sovraccarichi permanenti a monte	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi permanenti a valle	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	$q = 10$ kPa
Sovraccarichi variabili a valle	$q = 0$ kPa

Tabella 12-1 - Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo.

U.G.	da	a	γ	c'	cu	ϕ'	E_{op}	ν
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
C	0	2	19	3	-	20	15	0.3
TRV	2	-	21	22	150	22	160	0.3

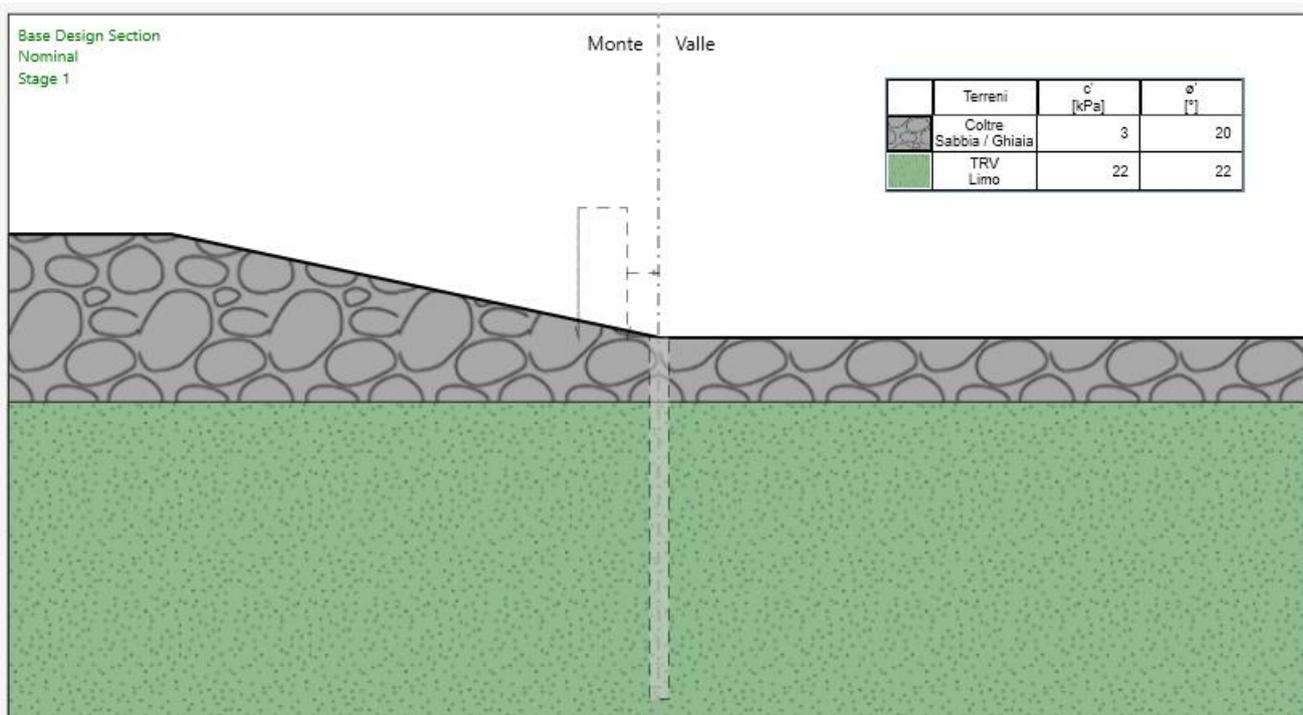
Tabella 12-2 - Parametri geotecnici di calcolo

U.G.	Condizione	Cat. sottosuolo	Cat. topografica	ag (g)	Ss	St	amax/g
[-]	[-]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[-]	[-]
TRV	SLV	C	T2	0.096	1.5	1.2	0.17

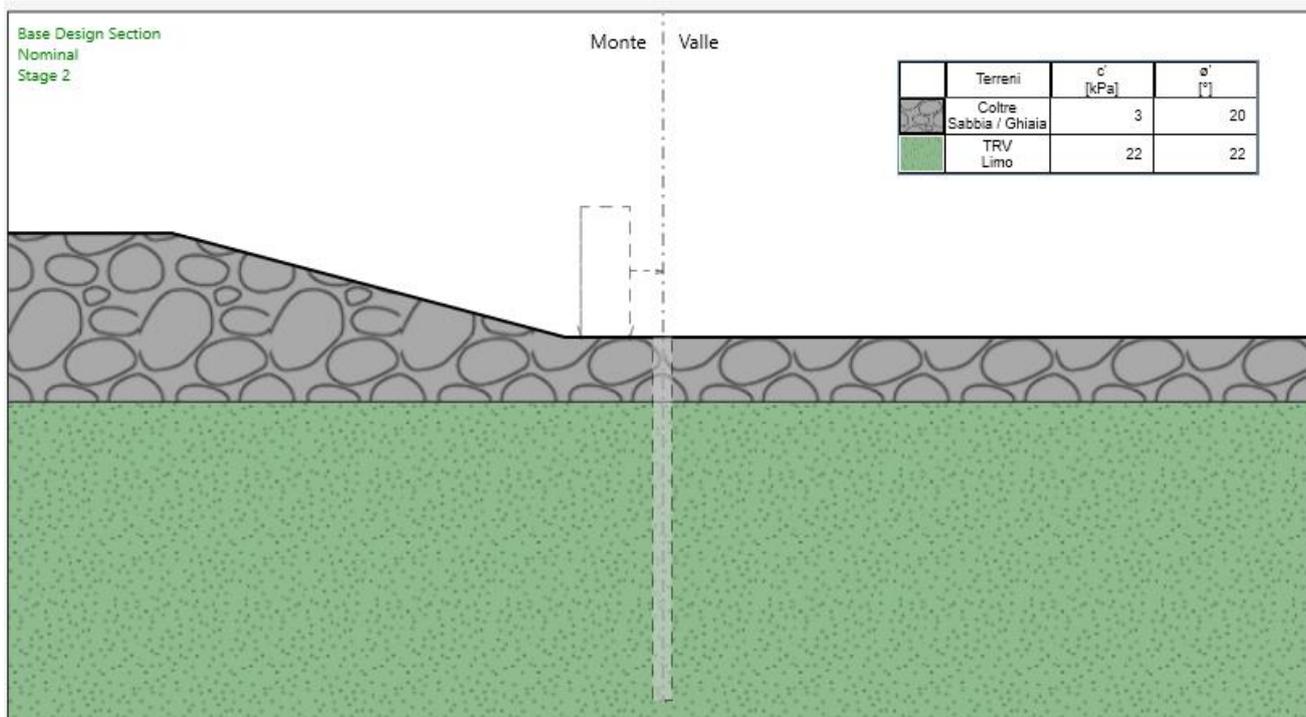
Tabella 12-3 - Parametri per l'analisi sismica

12.2 Fasi di calcolo

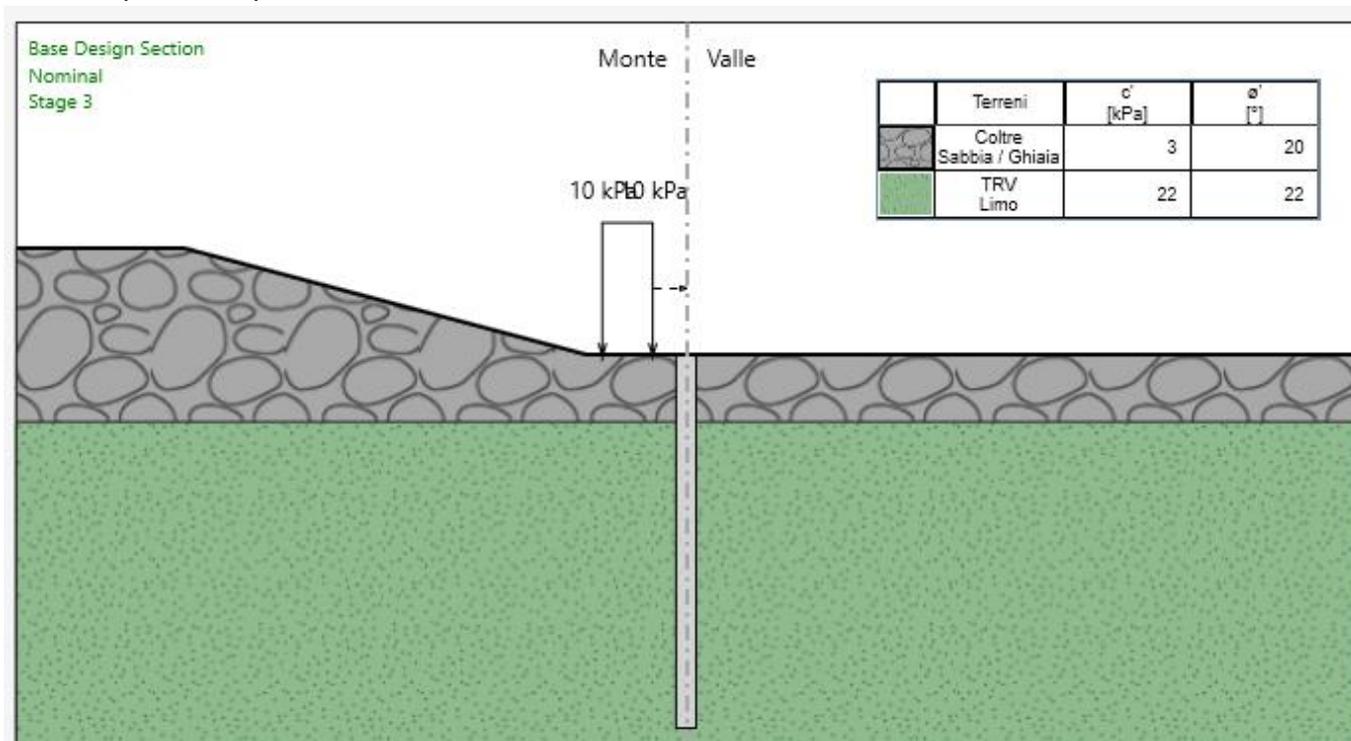
1) Geostatico



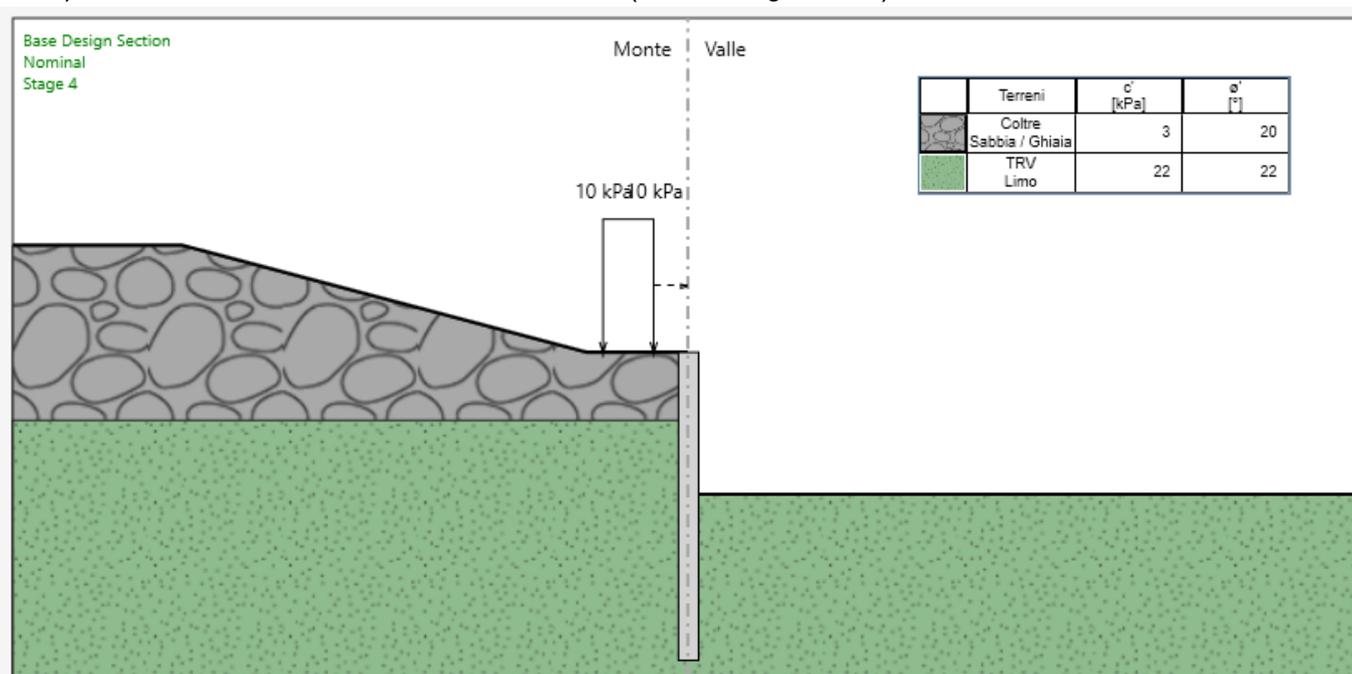
2) Prescavo per realizzazione paratia di pali



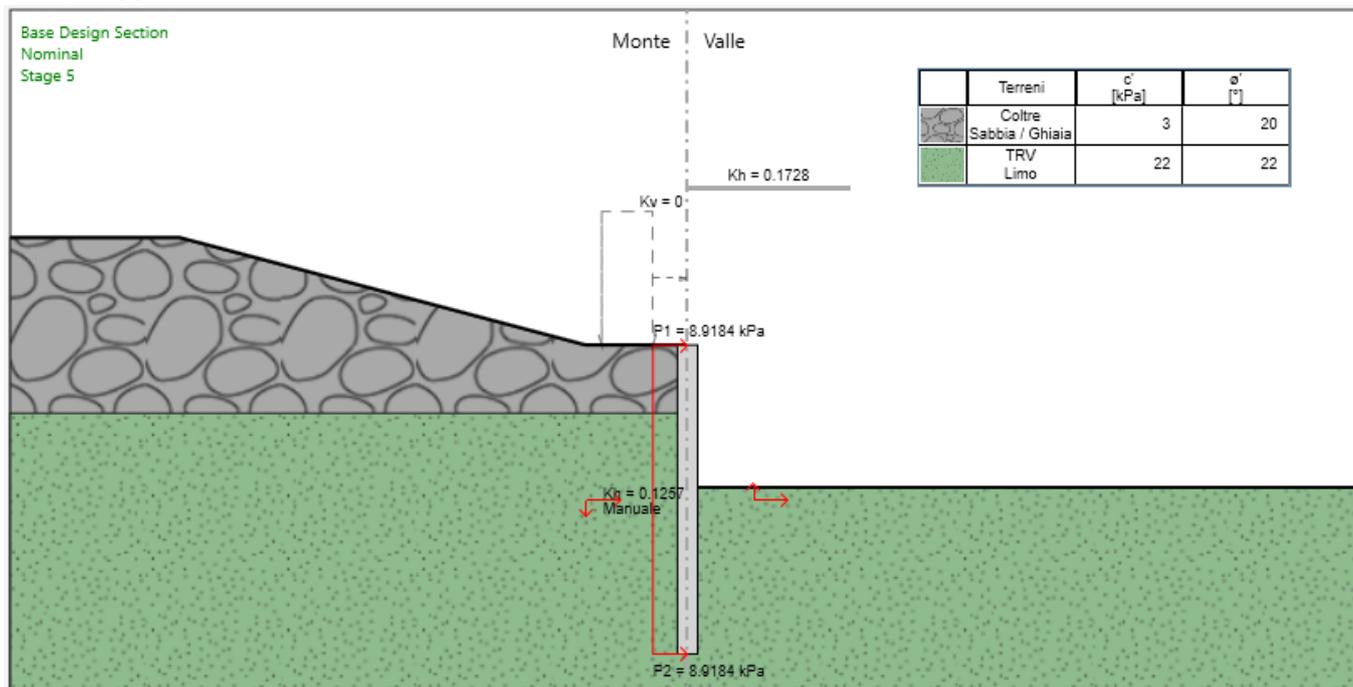
- 3) Applicazione del carico dovuto alla presenza dei macchinari di cantiere (10 kPa) e realizzazione della paratia di pali di diametro 600 mm e interasse 0.80 m



- 4) Scavo fino a "Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2)", di 4.22 m



5) Applicazione azione sismica



Applicando l'azione sismica al modello si ha:

$$U_s = 0.005 H_{scavo} = 0.0211;$$

α è posto cautelativamente pari a 1;

$$\beta \text{ è pari a } 0.133 \ln(5/U_s) = 0.7272.$$

1. Definizione accelerazione

Coefficiente accel. base a_g / g

Fattore importanza I

Coefficiente S_s

Coefficiente S_T

$a_{max} / g =$

2. Accelerazione di calcolo

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

U_s m T_c m/s

V_{max} m/s V_{max}/a_{max} >

R = >

NTC

$U_s =$ m

$\beta =$ >

$\alpha =$ >

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

12.3 Risultati delle analisi

A seguire si riportano i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti dalle analisi.

	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo palo	
	M (kNm/m)	z (Mmax) (m)	T (kN/m)	M (kNm)	T (kN)
SLE	31.2	4.8	-	25.0	
SLU	41.2	4.8	19.0	33.0	15.2
SLV	142.4	5.2	61.7	113.9	49.4

Tabella 12-4 – Riepilogo sollecitazioni.

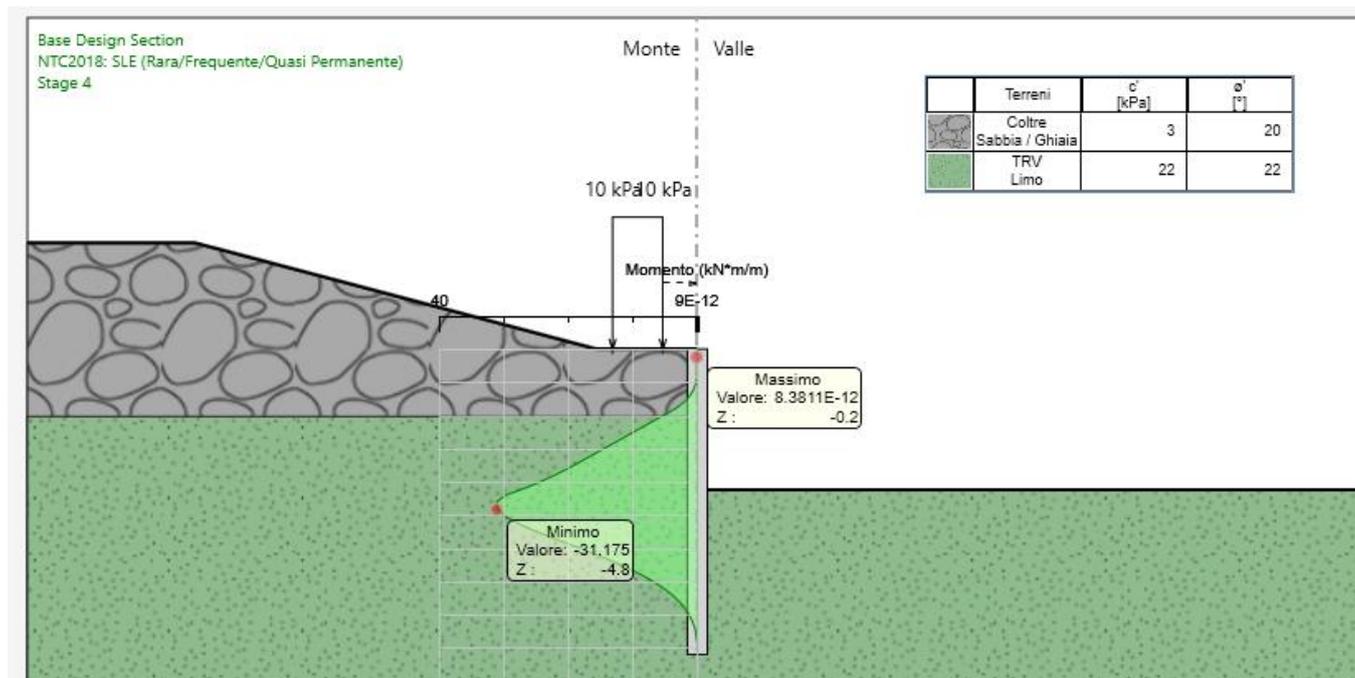


Figura 12-2 – Momento SLE.

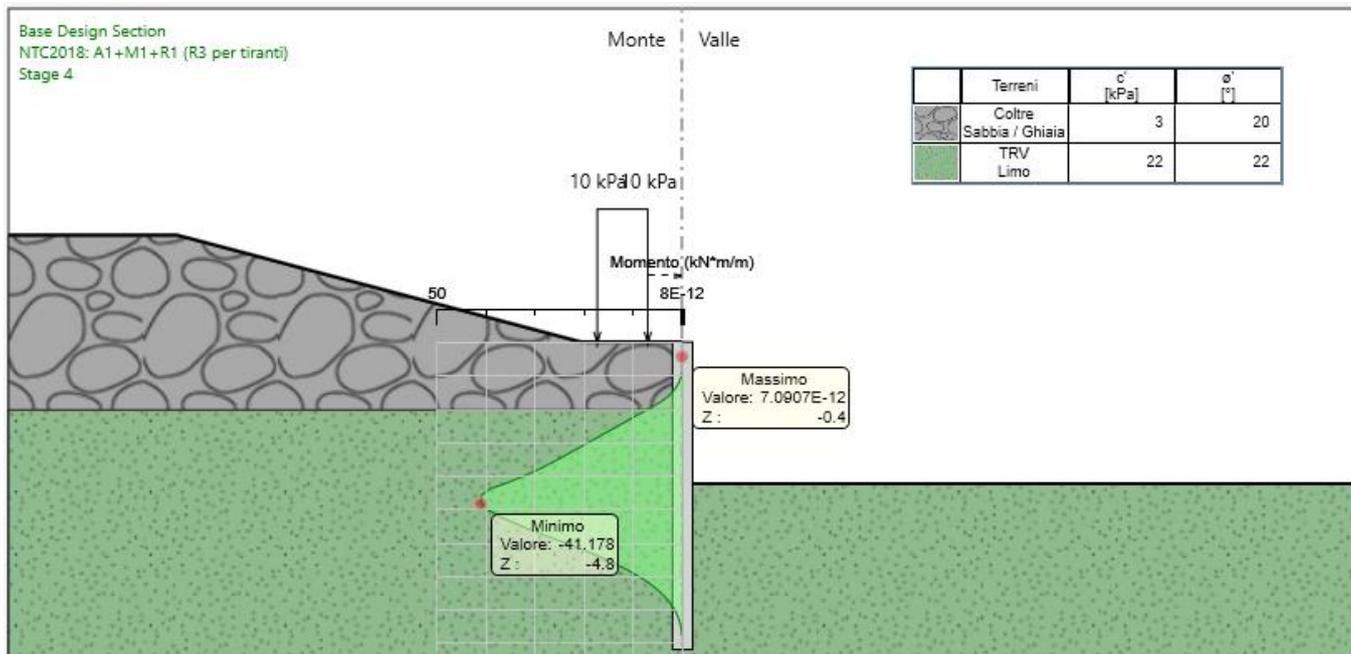


Figura 12-3 – Momento SLU.

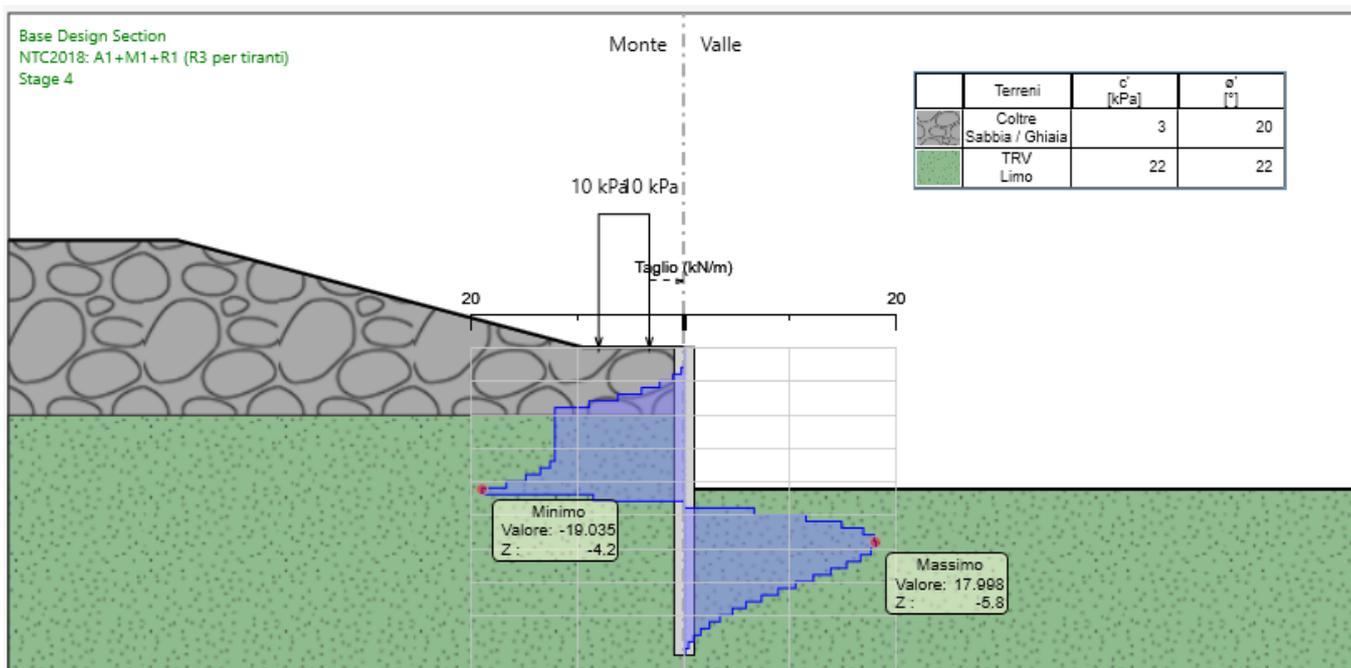


Figura 12-4 – Taglio SLU.

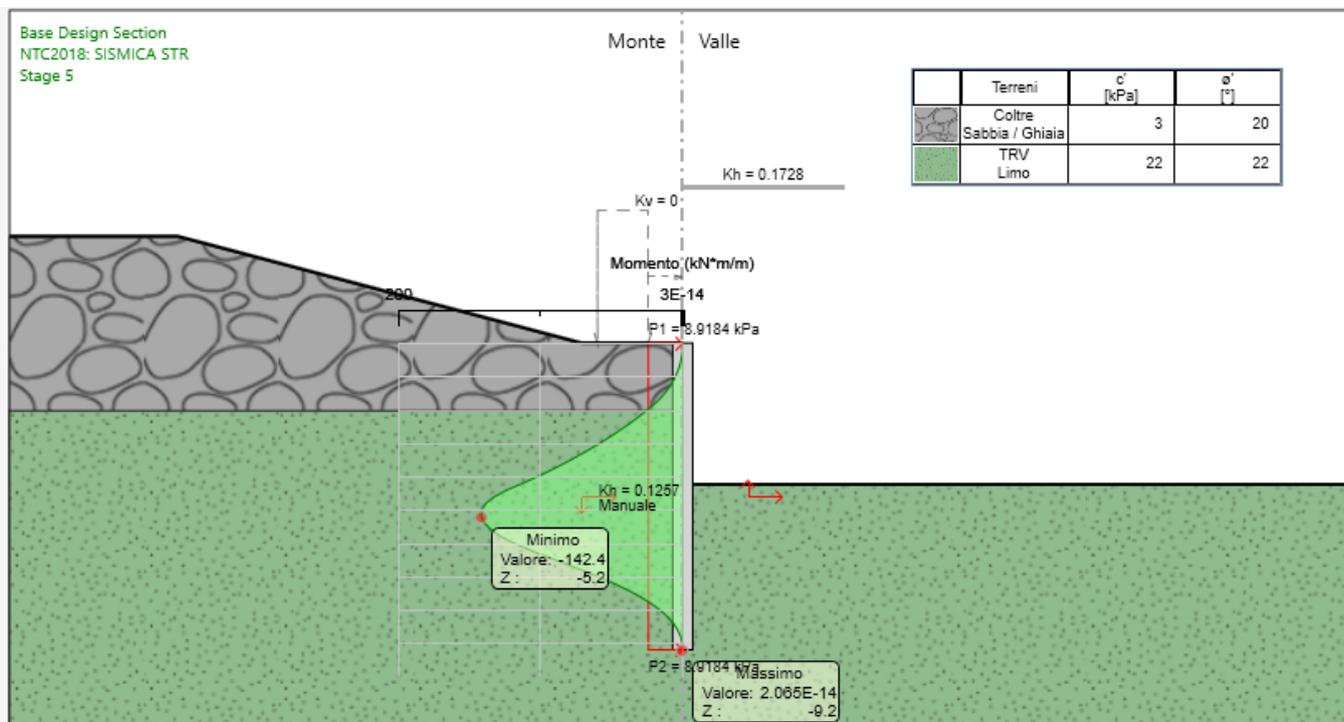


Figura 12-5 – Momento SLV.

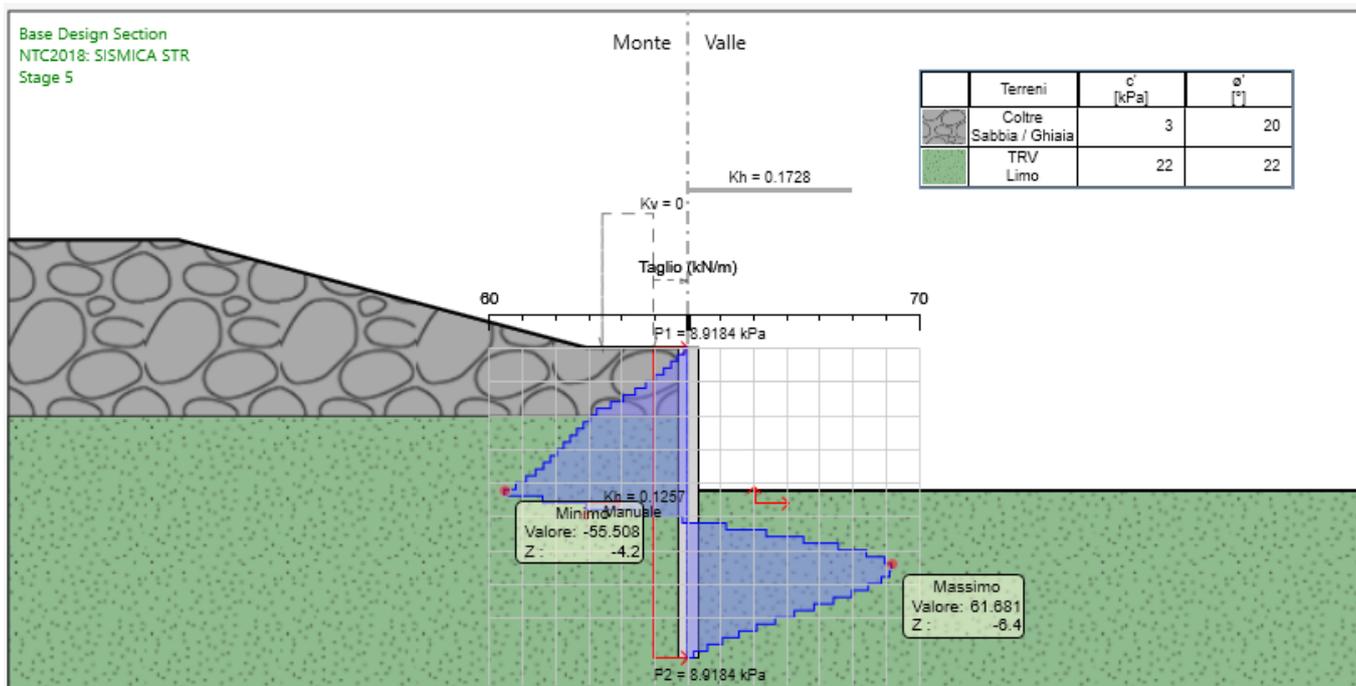


Figura 12-6 – Taglio SLV.

Summary for DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Left Wall>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.21 D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Stage 2)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.46 D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Stage 4)

Summary for DA <NTC2018: SISMICA STR>

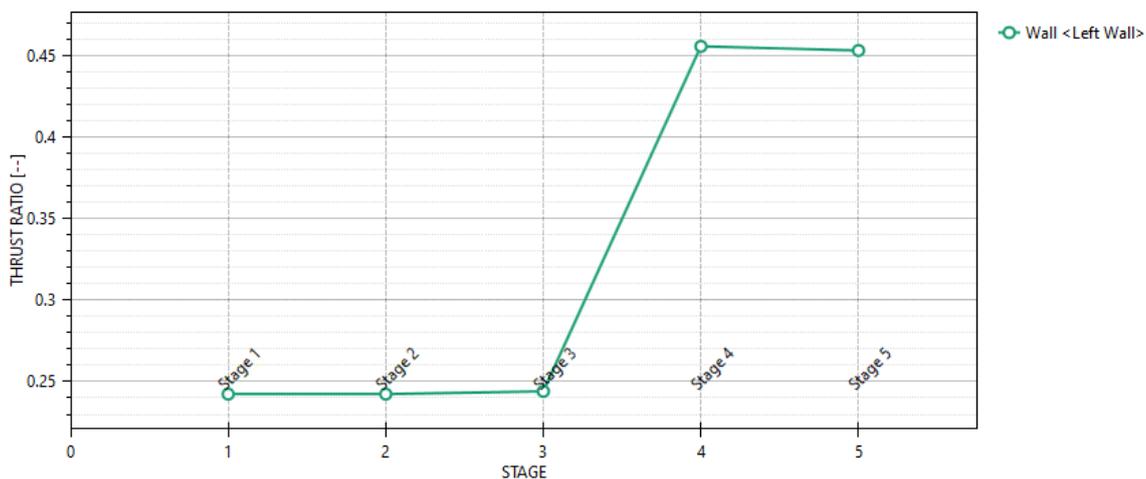
Parete <Left Wall>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.16 D.A. NTC2018:
SISMICA STR (Stage 2)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.44 D.A. NTC2018:
SISMICA STR (Stage 5)

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



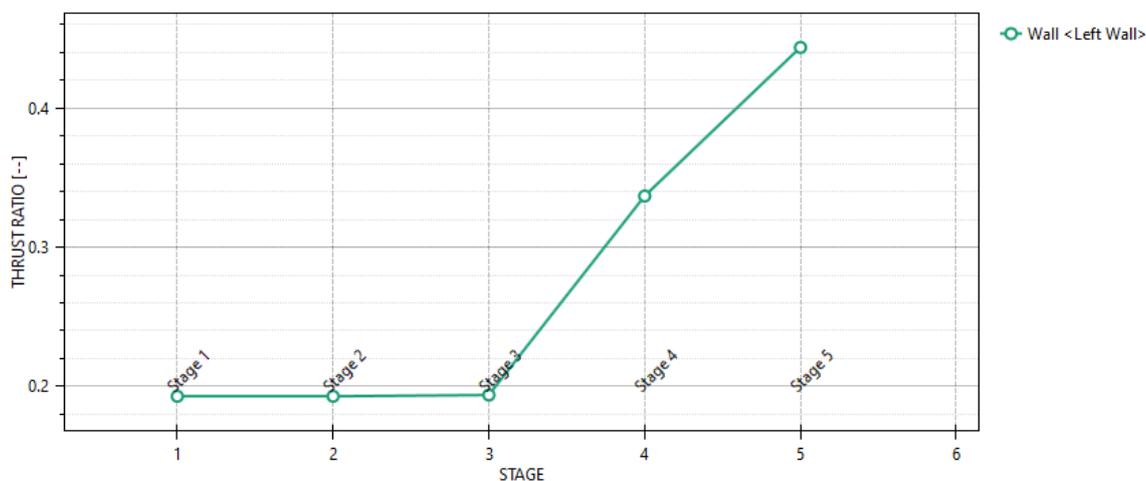
Design Assumption NTC2018: A2+M2+R1

Scegli grafico

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>



Design Assumption NTC2018: SISMICA GEO

Scegli grafico

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

12.4 Verifiche geotecniche

12.4.1 Verifiche SLE

Nell'immagine che segue si riporta lo spostamento della paratia in fase 4.

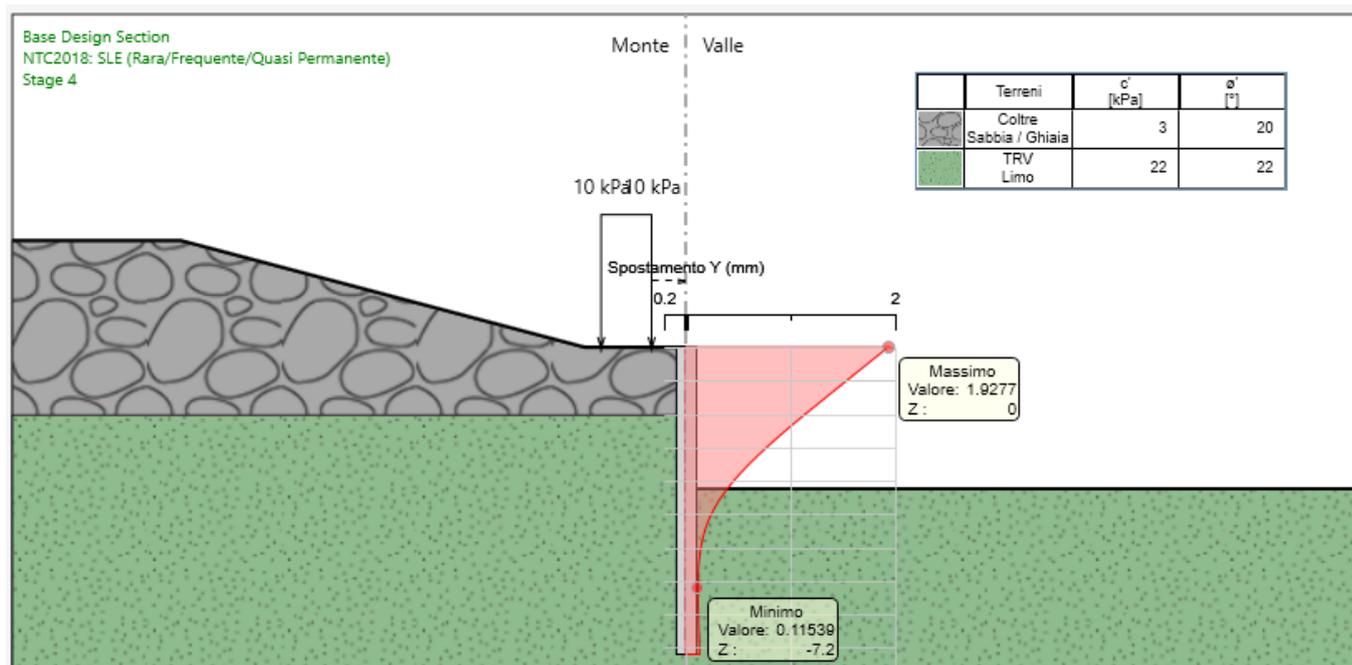
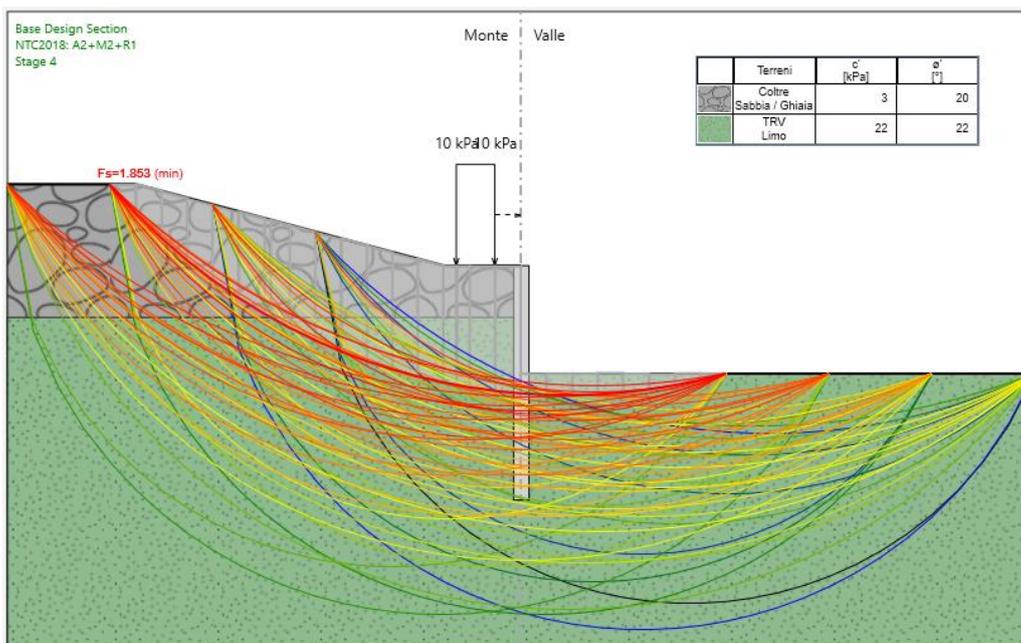


Figura 12-7 – Deformata dell'opera di sostegno nella configurazione di fondo scavo.

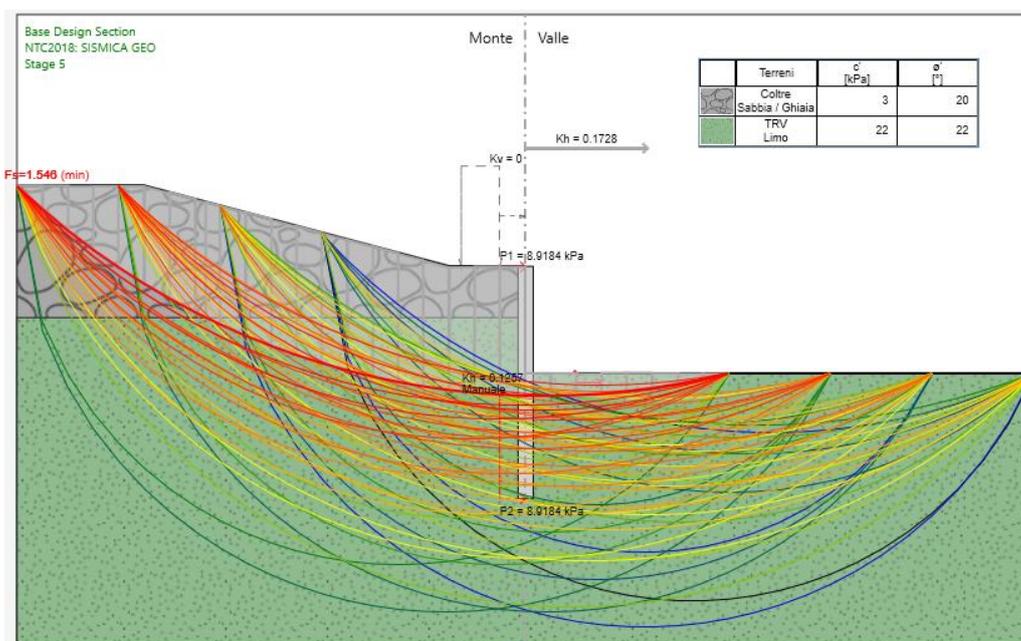
La deformata dell'opera rientra nei limiti progettuali stabiliti.

12.4.2 Verifica di stabilità globale

CONDIZIONI STATICHE: verifica soddisfatta ($1.853 > 1.1$)

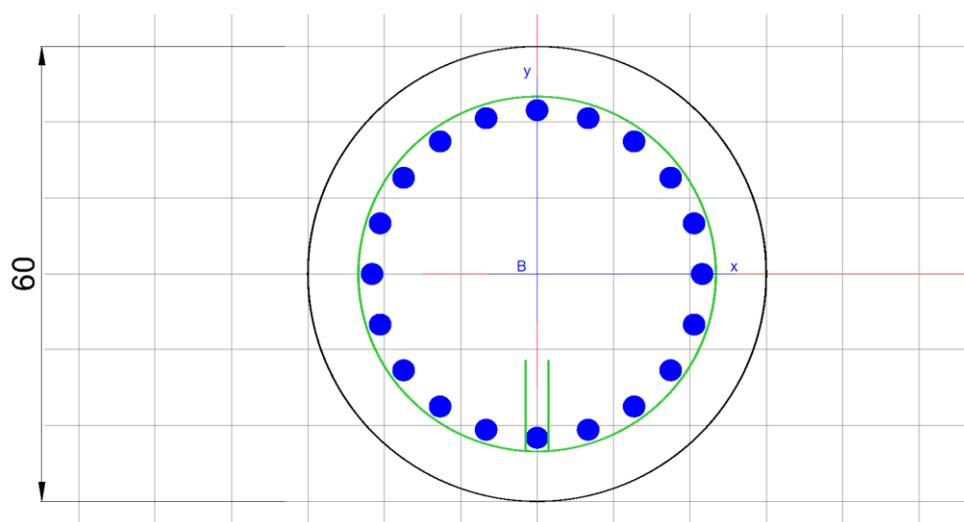


CONDIZIONI SISMICHE: verifica soddisfatta ($1.452 > 1.2$)



12.1 Verifiche strutturali

Per l'armatura della paratia di pali sono state impiegate 20 barre con diametro $\varnothing 24$ mm e una spirale $\varnothing 12/15$ cm.



Si riportano di seguito le verifiche a taglio e a flessione in condizioni statiche e sismiche.

12.1.1 Verifica a taglio – condizioni statiche

VERIFICA A TAGLIO - SLU						
r	300	mm				
c	82	mm				
rs	218	mm				
α	0.48	rad				
Atot	282743	mm ²				
A	221568	mm ²				
h	559.9	mm	Rck	30		
d	438.8	mm	fck	24.9		
bw	505.0	mm	γ_c	1.5		
$1+(200/d)^{0,5}$	1.675			N.ro		area_ferro
k	1.675		As	20	ϕ	24.0
Asl	9048	mm ²				
Asl/(bw·d)	0.041					
ρ_1	0.020		Vrd	163.9	kN	
vmin	0.379		Ved	15	KN	
vmin·bw·d	83898	N	Vrd/Ved	10.78	-	
Vrd	163863	N				
Non necessita di armatura a taglio						

12.1.2 Verifica a taglio – condizioni sismiche

VERIFICA A TAGLIO - SLV						
r	300	mm				
c	82	mm				
rs	218	mm				
α	0.48	rad				
Atot	282743	mm ²				
A	221568	mm ²				
h	559.9	mm	Rck	30		
d	438.8	mm	fck	24.9		
bw	505.0	mm	γ_c	1.5		
$1+(200/d)^{0,5}$	1.675			N.ro		area_ferro
k	1.675		As	20	ϕ	24.0
Asl	9048	mm ²				
Asl/(bw·d)	0.041					
ρ_1	0.020		Vrd	163.9	kN	
vmin	0.379		Ved	49	KN	
vmin·bw·d	83898	N	Vrd/Ved	3.32	-	
Vrd	163863	N				
Non necessita di armatura a taglio						

La sezione analizzata non necessita armatura a taglio per entrambe le configurazioni (statica e sismica), tuttavia si prevede una spirale $\phi 12$ passo 15 cm a favore di sicurezza.

12.1.3 Verifiche a flessione - condizioni statiche

DATI GENERALI SEZIONE CIRCOLARE DI PALO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø24	(90.5 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.4	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb. N Mx Vy MT



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

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	70 di 74

1	0.00	33.00	15.20	0.00
---	------	-------	-------	------

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	25.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	25.00 (81.30)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	25.00 (81.30)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	0.00	33.00	-0.09	599.66	18.172	8.5	---	---	90.5 (8.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	71 di 74

Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00214	21.6	-0.00488	-21.6

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 15.1 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	15.20	477.30	535.31	53.9 36.3	2.500	1.000	0.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.12	-30.0	0.00	30.0	-21.0	21.6	21.0	1277	40.7	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm Distanza massima in mm tra le fessure
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	72 di 74

1	S	-0.00014	0.00008	0.50	0.60	0.000063 (0.000063)	373	0.023 (990.00)	81.30
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	----------------	-------

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.12	-30.0	0.00	30.0	-21.0	21.6	21.0	1277	40.7	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00014	0.00008		0.50	0.60	0.000063 (0.000063)	373	0.023 (0.40)	81.30

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.12	-30.0	0.00	30.0	-21.0	21.6	21.0	1277	40.7	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00014	0.00008		0.50	0.40	0.000063 (0.000063)	373	0.023 (0.30)	81.30

12.1.4 Verifiche a flessione– condizioni sismiche

DATI GENERALI SEZIONE CIRCOLARE DI PALO IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa



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

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
 MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	73 di 74

Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione: 60.0 cm
 Barre circonferenza: 20Ø24 (90.5 cm²)
 Coprif. (dal baric. barre): 8.4 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	113.90	49.40	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Coprifero netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
 Interfero netto minimo barre longitudinali: 4.4 cm
 Interfero massimo barre longitudinali: 0.0 cm [deve essere < 0.0]
 Coprifero netto minimo staffe: 6.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	0.00	113.90			3.949	6.2	---	---	90.5 (8.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00168	30.0	0.00109	21.6	-0.00196	-21.6



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

NV65: OPERE DI PROTEZIONE AL SOLIFLUSSO
 MU88P - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU 88 P 0 001	A	74 di 74

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 12 mm
 Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 15.1 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
 bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 ASt Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	49.40	464.29	522.82	53.7 35.4	2.500	1.000	1.4