

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA

INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ELLERA

RILEVATI E TRINCEE

Relazione di calcolo opere di sostegno di linea definitive

SCALA:

-

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

I R 0 B 0 2 D 1 0 C L T R 0 1 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L. Dinelli 	Luglio 2020	G. Scasserra 	Luglio 2020	T. Paoletti 	Luglio 2020	L. Berardi Luglio 2020

File : IR0B02D10CLTR0100001A.docx

n. Elab.:

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
3.1.1	ELEMENTO STRUTTURALE: PALI DI GRANDE DIAMETRO.....	9
3.1.2	ELEMENTO STRUTTURALE: MURO DI SOSTEGNO - ELEVAZIONE	10
3.1.3	ELEMENTO STRUTTURALE: MURO DI SOSTEGNO - FONDAZIONE.....	10
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE	13
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	15
6	CRITERI DI VERIFICA PARATIE.....	16
6.1.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI	20
6.1.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	20
7	ANALISI DEI CARICHI PARATIE	22
7.1.1	SPINTA DEL TERRENO STATICA.....	22
7.1.2	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE	24
8	CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO	25
8.1.1	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO.....	30
8.1.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	31
	È STATA TRASCURATA LA RESISTENZA PASSIVA ANTISTANTE IL MURO.	31
8.1.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE.....	32
8.1.4	VERIFICHE ALLE TENSIONI	32
8.1.5	VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	33
9	ANALISI DEI CARICHI MURI.....	35

9.1.1	PESI PROPRI	35
9.1.2	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE	35
9.1.3	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE	37
10	COMBINAZIONI DI CALCOLO	38
11	PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO B IN SX.....	39
11.1.1	VERIFICHE SLE	45
11.1.2	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	48
12	PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO A2 IN SX.....	54
12.1.1	VERIFICHE SLE	59
12.1.2	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	62
13	PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO A1 IN SX.....	68
13.1.1	VERIFICHE SLE	73
13.1.2	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	76
14	PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO A3 IN DX.....	82
14.1.1	VERIFICHE SLE	87
14.1.2	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	90
15	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO TIPO A.....	96
15.1.1	FORZE VERTICALI E INERZIALI	100
15.1.2	SPINTE IN CONDIZIONE STATICA	102
15.1.3	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +	103
15.1.4	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -.....	104
15.1.5	VERIFICHE A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE	105
15.1.6	VERIFICHE A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE IN SISMICA +.	107
15.1.7	VERIFICHE A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE SISMICA -.....	109

15.1.8	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	111
15.1.9	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	112
15.1.10	VERIFICHE SLU.....	114
15.1.11	VERIFICHE SLE	115
16	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO MU06	116
16.1.1	FORZE VERTICALI E INERZIALI	120
16.1.2	SPINTE IN CONDIZIONE STATICA	122
16.1.3	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +	123
16.1.4	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA –	124
16.1.5	VERIFICHE A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE	125
16.1.6	VERIFICHE A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE IN SISMICA + .	127
16.1.7	VERIFICHE A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE SISMICA –.....	129
16.1.8	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	131
16.1.9	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	133
16.1.10	VERIFICHE SLU.....	135
16.1.11	VERIFICHE SLE	136
17	INCIDENZE.....	137

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del progetto Potenziamento della linea Foligno–Terontola, rientrano gli interventi di semplificazione e velocizzazione ed upgrade tecnologico presso la stazione di Ellera. Le attività prevedono la velocizzazione degli itinerari in deviata, l'adeguamento a STI dei marciapiedi di stazione e l'upgrading tecnologico dell'impianto esistente ACEI in un più moderno apparato ACC.

Il Programma di Esercizio fornito come input prevede interventi di semplificazione e velocizzazione dei deviatori dell'impianto. In particolare si effettuano le seguenti lavorazioni:

- Sostituzione delle comunicazioni esistenti a 30 km/h con comunicazioni a 60 km/h lato Foligno. La sostituzione era prevista anche per i deviatori lato Terontola ma è stato deciso successivamente da RFI di mantenere l'attuale velocità per le comunicazioni lato Terontola;
- Realizzazione di tronchini di indipendenza per i binari di precedenza;
- Ampliamento del marciapiede al servizio dei binari II e futuro III, accessibile attraverso un nuovo sottopasso, e adeguamento a STI del marciapiede esistente;
- Dismissione dei binari di scalo lato F.V. e della relativa comunicazione di accesso posta sul I binario.

Per la stazione di Ellera è inoltre previsto, come detto in precedenza, l'upgrade tecnologico dell'attuale apparato (con ACC telecomandabile) e conseguente riconfigurazione del Posto Centrale.

L'inizio dell'intervento è previsto alla progressiva Km 49+050 circa e termina alla progressiva Km 49+900 circa.

È prevista la modifica dell'attuale PRG di stazione allo schematico comunicato dal Cliente, la realizzazione di un nuovo sottopasso e dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), innalzamento del marciapiede del binario I H=55cm e realizzazione di un nuovo marciapiede ad isola H=55cm. Inoltre verrà prevista la realizzazione di un nuovo sottopasso pedonale.

Verranno previste due nuove pensiline ferroviarie su ciascun marciapiede a copertura del nuovo sottopasso.

Le suddette modifiche al PRG di stazione comportano la necessità di demolire e ricostruire il cavalcaferrovia di Via Corcianese.

Verrà previsto un nuovo Fabbricato Tecnologico per ospitare la cabina ACC, i locali tecnologici e la Cabina MT/BT, quest'ultima necessaria per una migliore gestione dei carichi elettrici presenti in stazione.

Saranno previsti infine, dal punto di vista impiantistico:

- illuminazione punte scambi;
- impianti RED;
- illuminazione scale, sottopasso, banchine;
- impianti IaP e DS.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [1] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Profilo geotecnico Ellera (IR0B.0.2.D.10.F7.GE.00.0.6.001.A.)
- [2] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Relazione geotecnica generale Ellera (IR0B.0.2.D.10.GE.GE.00.0.6.001.A)
- [3] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Relazione di calcolo opere di sostegno di linea definitive (IR0B.0.2.D.10.CL.TR.01.0.0.001.A)
- [4] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 1 lato sx – Muro di sostegno: Pianta, profilo e sezioni (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.001.A)
- [5] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 2 lato sx – Paratia di pali: Pianta, profilo e sezioni - tav. 1 di 2 (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.002.A)
- [6] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 2 lato sx – Paratia di pali: Pianta, profilo e sezioni - tav. 2 di 2 (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.003.A)
- [7] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 3 lato sx – Paratia di pali: Pianta, profilo e sezioni - tav. 1 di 2 (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.004.A)
- [8] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 3 lato sx – Paratia di pali: Pianta, profilo e sezioni - tav. 2 di 2 (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.005.A)
- [9] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 1 lato dx – Muro di sostegno: Pianta, profilo e sezioni (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.006.A)

[10] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 2 lato dx – Paratia di pali: Pianta, profilo e sezioni (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.007.A)

[11] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Tratto 3 lato dx – Paratia di pali: Pianta, profilo e sezioni (IR0B.0.2.D.10.PZ.TR.01.0.0.008.A)

2.2 Normativa e standard di riferimento

[12] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;

[13] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;

[14] RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20.12.2019 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 delle NTC2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi delle NTC citate.

È stato tenuto in conto anche di quanto indicato nel Manuale di Progettazione RFI.

Calcestruzzo

3.1.1 Elemento strutturale: pali di grande diametro

Classe di resistenza = C25/30

R_{ck} = resistenza cubica = 30 N/mm²

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

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

f_{cd} = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 x 24.9 / 1.5 = 14.11 N/mm²

f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice = 0.30 x $f_{ck}^{2/3}$ = 2.56 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a trazione caratteristica = 0.70 x f_{ctm} = 1.79 N/mm²

f_{cfm} = resistenza media a trazione per flessione = 1.20 x f_{ctm} = 3.07 N/mm²

E_{cm} = modulo elastico tra 0 e 0.40 f_{cm} = 22000 x $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31447 N/mm²

Classe di esposizione XC2

Copriferro minimo = 60 mm

Tolleranza di posa del copriferro = +10 mm;

Condizioni ambientali: normali

Apertura fessure limite: w_1 = 0.2 mm

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	10 di 137

3.1.2 Elemento strutturale: muro di sostegno - elevazione

Classe di resistenza = C32/40

R_{ck} = resistenza cubica = 40 N/mm²

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

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

f_{cd} = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 x 30.7 / 1.5 = 18.81 N/mm²

f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice = 0.30 x $f_{ck}^{2/3}$ = 3.10 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a trazione caratteristica = 0.70 x f_{ctm} = 2.17 N/mm²

f_{cfm} = resistenza media a trazione per flessione = 1.20 x f_{ctm} = 3.72 N/mm²

E_{cm} = modulo elastico = 22000 x $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33643 N/mm²

Classe di esposizione XC4

Copriferro minimo = 50 mm

Tolleranza di posa del copriferro = +10 mm

Condizioni ambientali: aggressive

Apertura fessure limite: w_1 = 0.2 mm

3.1.3 Elemento strutturale: muro di sostegno - fondazione

Classe di resistenza = C30/37

R_{ck} = resistenza cubica = 37 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 x R_{ck} = 30.7 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 38.7 N/mm²

f_{cd} = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 x 30.7 / 1.5 = 17.4 N/mm²

f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice = 0.30 x $f_{ck}^{2/3}$ = 2.94 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a trazione caratteristica = 0.70 x f_{ctm} = 2.06 N/mm²

f_{cfm} = resistenza media a trazione per flessione = 1.20 x f_{ctm} = 3.53 N/mm²

E_{cm} = modulo elastico = 22000 x $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 328801 N/mm²

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	11 di 137

Classe di esposizione XC3

Copriferro minimo = 40 mm

Tolleranza di posa del copriferro = +10 mm

Condizioni ambientali: normali

Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2$ mm

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:

$$f_{y\text{ non}} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad f_{t\text{ non}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

Tabella 3-1 Requisiti acciaio.

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
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

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:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

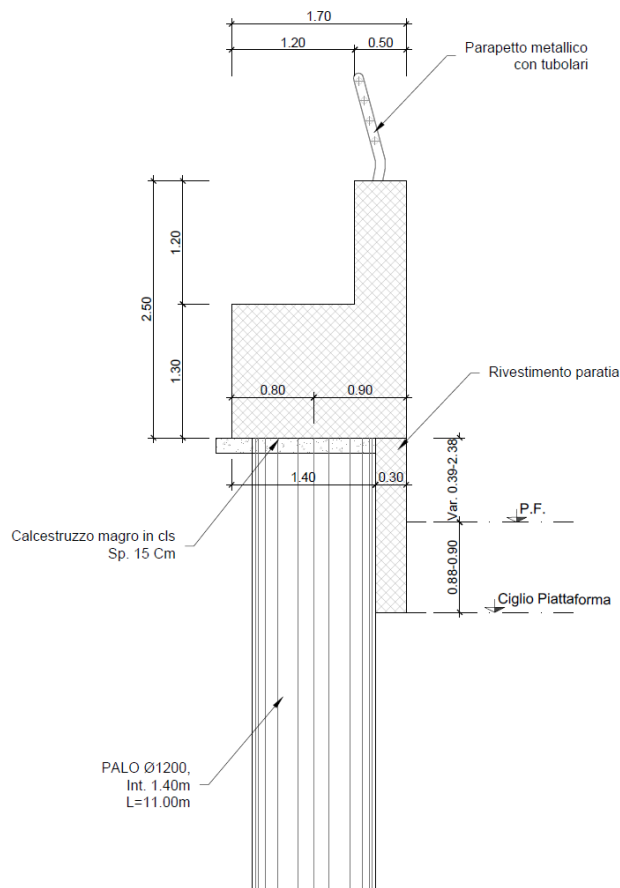
$$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$$

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il presente documento riguarda il dimensionamento delle opere di sostegno di linea le cui sezioni tipo sono mostrete di seguito.

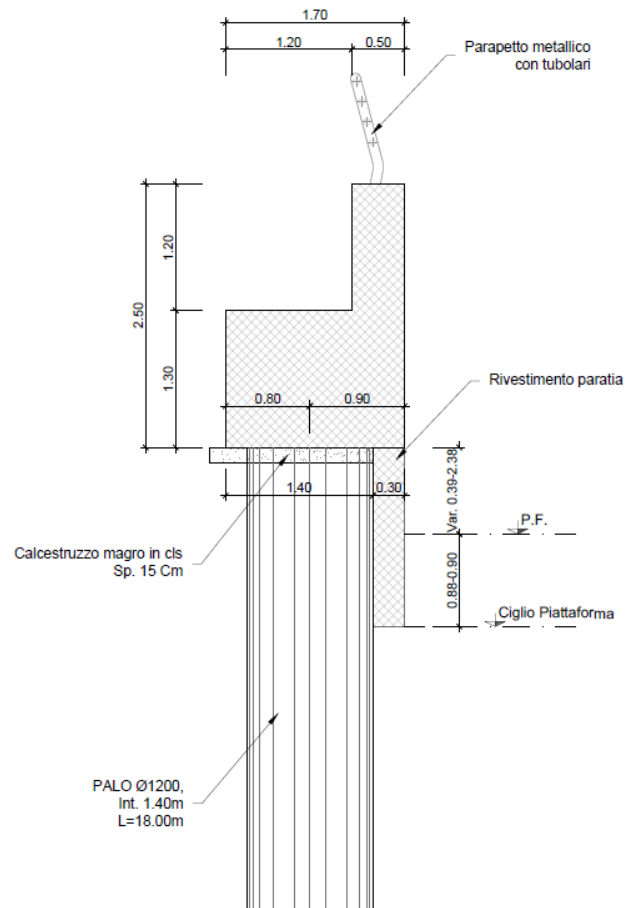
PARATIA TIPO "A1"

SCALA 1:50



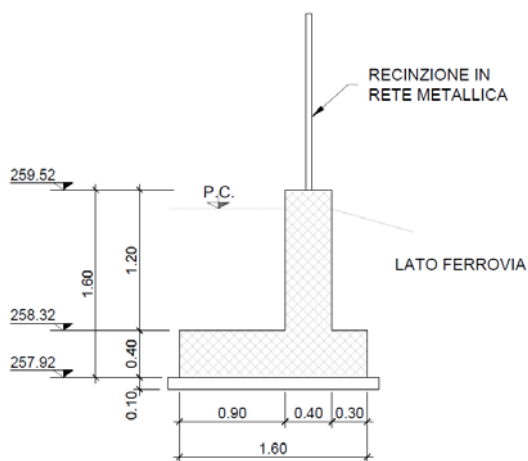
PARATIA TIPO "A2"

SCALA 1:50



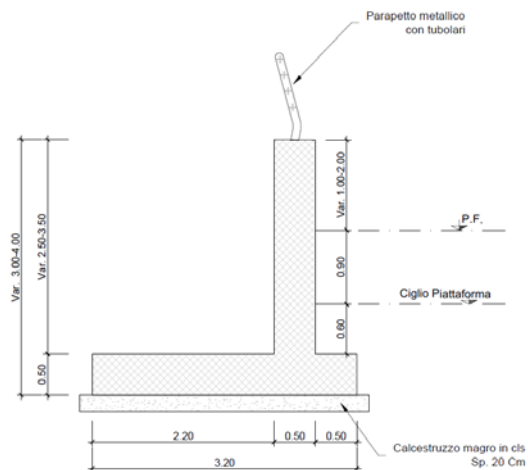
SEZIONE MURO TIPO "MU06"

SCALA 1:50



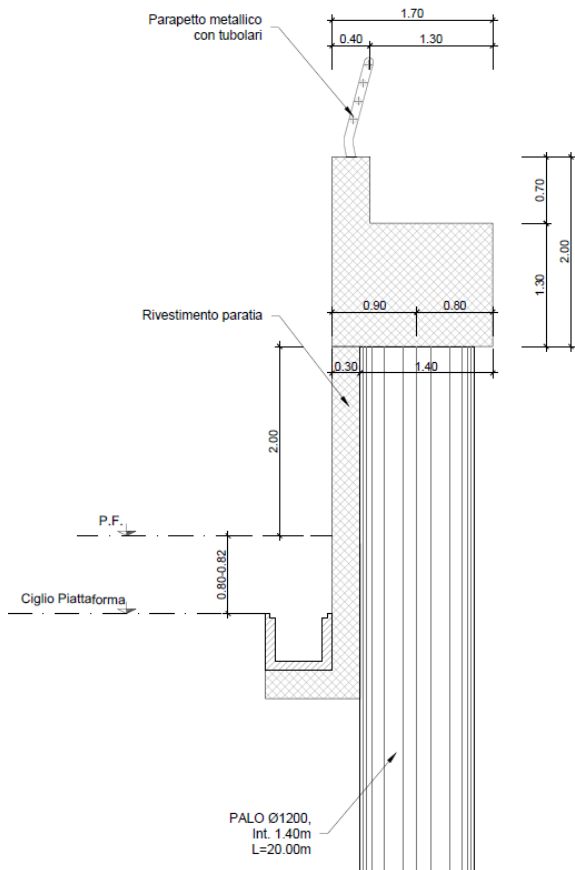
MURO TIPO "A"

SCALA 1:50



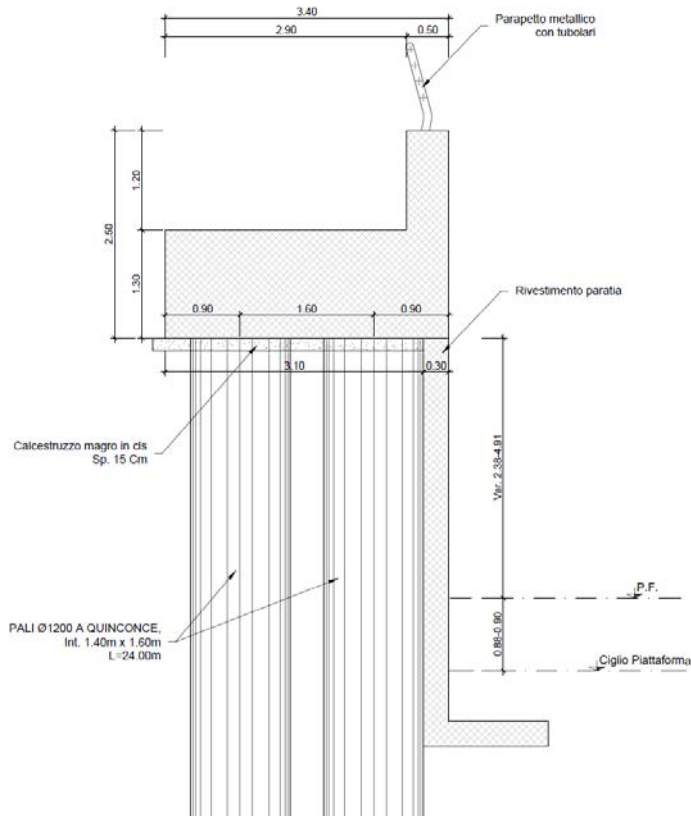
PARATIA TIPO "A3"

SCALA 1:50



PARATIA TIPO "B"

SCALA 1:50



5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione geotecnica generale (Doc. [2]) alla quale si rimanda per qualsiasi approfondimento. Si riporta a seguire lo schema stratigrafico generale con individuazione delle unità di interesse e i relativi parametri fisici e meccanici assunti nei calcoli (valori medi dell'intervallo di variabilità riportato nella relazione geotecnica). Per quota 0.0 si intende quota p.f..

Tabella 5-1 – Valori di calcolo dei parametri geotecnici del terreno

Unità litologiche da p.c.	da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	E [MPa]
T1	p.c. +5.6 ÷ + 2.1	-8.0 ÷ - 13.0	19.0	-	33	30
T2	-8.0 ÷ - 13.0	-23.0 ÷ 26.0	19.0	-	36	50

La falda risulta a quota – 7.0 m da piano ferro.

Per il materiale di rinterro a tergo dei muri sono stati considerati i seguenti parametri caratteristici:

$$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad c'=0 \text{ kPa} \quad \phi'=33^\circ$$

6 CRITERI DI VERIFICA PARATIE

Verifiche SLU in condizioni statiche

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

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia (STR).

Le verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno – deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 delle NTC18, tenendo in conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: (A1 + M1 + R1) per STR;

Combinazione 2: (A2 + M2 + R1) per GEO.

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC18, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

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

Nei modelli di calcolo, per le paratie non vincolate, in accordo al punto 6.5.2.2 delle NTC18, l'entità dello scavo è stata incrementata di $\Delta h = \min(0.5m; 10\%H_{scavo})$, in cui H_{scavo} è l'altezza di scavo prevista.

Tabella 6-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_F')	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_{Qk}	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_{Gk}

Tabella 6-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6-3 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza SLU di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

COEFFICIENTE	R2
γ_F	1,1

Verifiche SLU in condizioni sismiche (SLV)

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte 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 stati posti pari all'unità, mentre sono state impiegate le resistenze di progetto ridotte con gli opportuni coefficienti parziali γ_R .

Tabella 6-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza SLV di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.2

L'analisi è stata eseguita con metodi pseudo – statici. In tali metodi l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo. La componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente è stata valutata a partire dell'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume significativo per l'opera secondo la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

- α è il coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 NTC18);
- β è il coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 NTC18).

Nei casi in esame è stato considerato un valore di β relativo a $u_s=0.005 \cdot H$, con H altezza complessiva della paratia.

La componente verticale dell'accelerazione è stata considerata nulla ($a_v=0$).

L'accelerazione massima orizzontale a_{max} è stata valutata come:

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

Sono stati inoltre trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per la definizione dell'azione sismica si rimanda al paragrafo 0.

Stabilità globale

Per la valutazione della superficie di scorrimento critica (ed in generale di tutte le superfici di scorrimento) è stato utilizzato il metodo delle strisce all'equilibrio limite applicando le ipotesi di Bishop.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi SLV, ai fini della valutazione dell'azione sismica, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{ed} \quad F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v pari rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g \text{ e } k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui:

- β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g : accelerazione di gravità.

Il valore di β_s è assunto pari a 0.38 coerentemente con quanto indicato al punto 7.11.4 delle NTC18.

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, devono 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.

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.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

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

Verifiche 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.

6.1.1 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 $0,75 f_{yk}$

6.1.2 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]:

Tabella 6-5 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura	
			Sensibile	Poco sensibile

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

 COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 21 di 137

			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

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

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 delle NTC18, 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:

$$\text{Combinazione Caratteristica (Rara)} \quad \delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

7 ANALISI DEI CARICHI PARATIE

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulle strutture 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.

Carichi permanenti

7.1.1 Spinta del terreno statica

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie Plus v. 20, 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 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 .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7. Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979) forniscono valori di m per argille italiane.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da:

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi' / 2)$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + \phi' / 2)$$

Attraverso valori opportuni di K_A e K_P si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948)

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_P}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno. Nel caso in cui si voglia tenere conto dell'adesione a tra parete e terreno, i limiti attivo e passivo si modificano come segue.

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - c' K_{ac} \text{ con } K_{ac} = 2\sqrt{K_A(1 + a/c')} \leq 2.56\sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + c' K_{pc} \text{ con } K_{pc} = 2\sqrt{K_P(1 + a/c')} \leq 2.56\sqrt{K_P}$$

Nei casi in esame si è assunto δ , angolo di attrito terreno/struttura, pari a $1/2\phi'$, dove ϕ' è l'angolo di attrito del terreno naturale.

Carichi accidentali

A tergo dell'opera si considera un sovraccarico accidentale pari a 10 kPa riferito a mezzi di cantiere, quindi solo in fase provvisoria.

Azione sismica

L'azione sismica è stata definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo calcolata considerando:

Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni

Classe d'uso dell'opera: II ($C_U=1.0$)

Periodo di riferimento dell'opera: $V_R= V_N \cdot C_U = 50$ anni

I parametri allo SLV per il sito in esame risultano:

Long: 12.322536 - Lat: 43.093874

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica =T1

L'accelerazione massima orizzontale a_{max} allo SLV risulta quindi:

$$a_{max}=S a_g= S_S S_T a_g = 0.209g$$

con:

coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$

coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.20$

accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, nella condizione di SLV, $a_g = 0.174g$.

7.1.2 Spinta del terreno in condizioni sismiche

L'effetto del sisma sulle paratie a sbalzo è ottenuto applicando la spinta del terreno valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione triangolare:

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

dove γ rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce, H rappresenta il dislivello tra quota piano campagna e quota fondo scavo, K_{aE} e K_a K_{aE} rappresentano i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente.

8 CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

Verifiche SLU in condizioni statiche

Le verifiche dei muri di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

SLU di tipo geotecnica (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 secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, 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 Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC18 (di seguito riportate).

Nella verifica a ribaltamento, i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I, si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tabella 8-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{Fi})	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_{Qi}	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_{G2}

Tabella 8-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 8-3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

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 8-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo da applicare alla verifica di stabilità globale.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

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

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 8-1), così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale "cd", assunto come il paramento virtuale del muro (Figura 8-1).

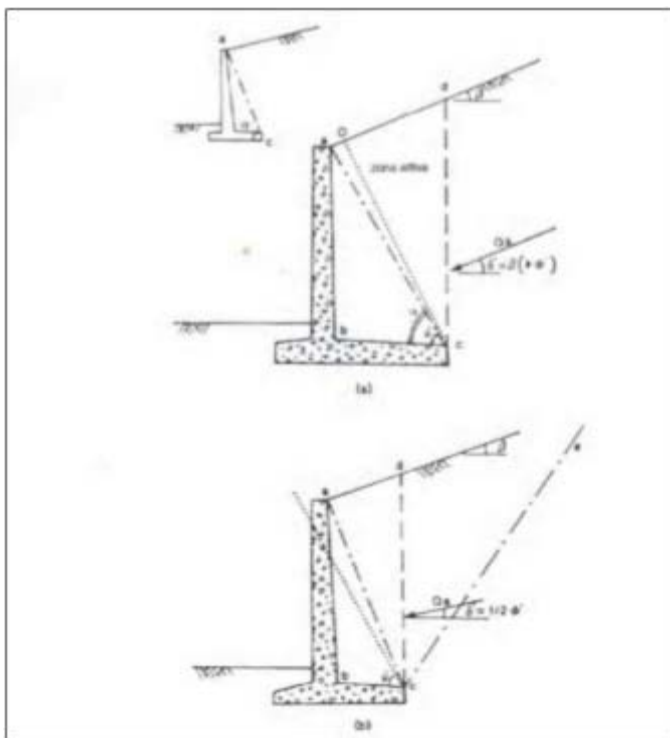


Figura 8-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

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

Il terreno al di sopra della suola ("abcd" in Figura 8-1) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Verifiche SLU in condizioni sismiche (SLV)

Nell'ambito delle progettazione delle opere geotecniche soggette ad azioni Sismiche, il § 7.11 .1 delle NTC18 specifica che le verifiche degli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere eseguite assumendo unitari i coefficienti parziali sulle azioni e su parametri geotecnici e applicando alle resistenze di progetto, i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 delle stesse NTC, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Riguardo i valori dei coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R), per il caso dei muri di sostegno, la Tab. 7.11.III delle NTC (di seguito riportata per completezza), definisce per ciascuna verifica di stabilità locale il relativo valore da considerare per la fase sismica.

Tabella 8-5 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno

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

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 generalmente applicando 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 (per muri a fondazione diretta), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

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

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

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

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

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

dove:

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

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

- $\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

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

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

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

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità globale del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018 eseguita adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.2.

Tabella 8-6 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza SLV di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.2

Stabilità globale

Per le verifiche di stabilità si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie circolare 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.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi SLV, ai fini della valutazione dell'azione sismica, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{ed} \quad F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v pari rispettivamente ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g \quad \text{e} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui:

- β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g : accelerazione di gravità.

Il valore di β_s è assunto pari a 0.38 coerentemente con quanto indicato al punto 7.11.4 delle NTC18.

Verifiche geotecniche

8.1.1 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata condotta confrontando la risultante delle azioni resistenti 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.

Il coefficiente di attrito fondazione-terreno è stato considerato pari a $\mu = \tan \varphi$.

È stata trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

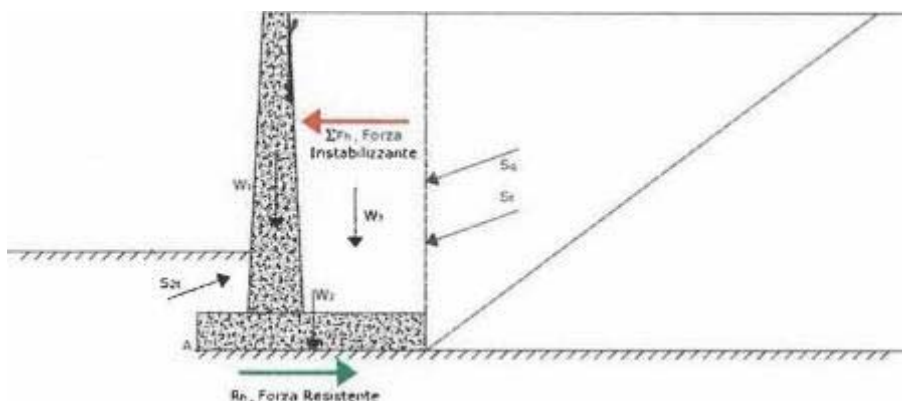


Figura 8-2 – Verifica a scorrimento.

8.1.2 Verifica a ribaltamento

La verifica al ribaltamento è stata condotta confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

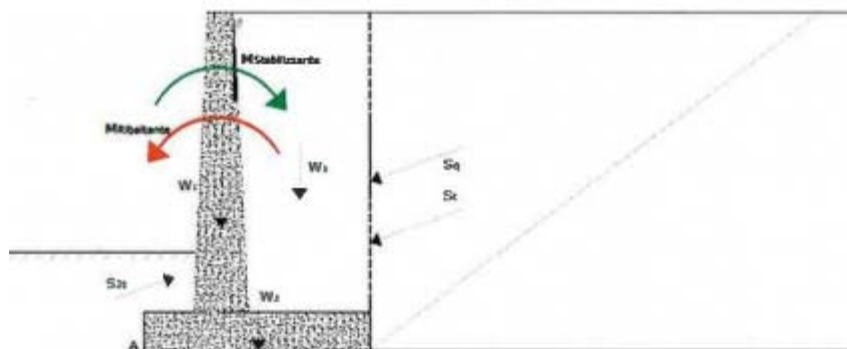


Figura 8-3– Verifica a ribaltamento.

È stata trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

8.1.3 Verifica a carico limite della fondazione

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B N_{s_y} d_y i_y b_y g_y$$

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.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

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

Verifiche strutturali SLE

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

8.1.4 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): $0,55 f_{cd}$
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{cd}$;
- 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 $0,75 f_{yk}$

8.1.5 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]:

Tabella 8-7 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

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

Risultando:

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	34 di 137

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

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 delle NTC18, 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:

$$\text{Combinazione Caratteristica (Rara)} \quad \delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

9 ANALISI DEI CARICHI MURI

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

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

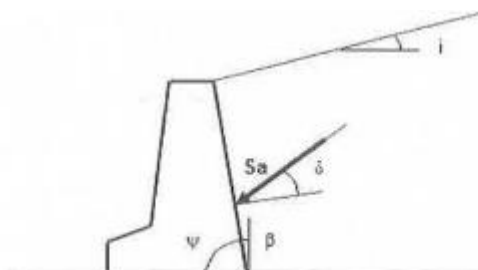
Carichi permanenti

9.1.1 Pesi propri

Il peso proprio del muro (compreso di terrapieno) è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

9.1.2 Spinta del terreno in condizioni statiche

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



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

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

Carichi accidentali

A tergo dell'opera si considera un sovraccarico accidentale pari a 10 kPa dovuto ai mezzi di cantiere.

Azione sismica

L'azione sismica è stata definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. L'analisi sismica è stata svolta considerando una vita nominale:

Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni

Classe d'uso dell'opera: II ($C_U=1.0$)

Periodo di riferimento dell'opera: $V_R= V_N \cdot C_U = 50$ anni

I parametri allo SLV per il sito in esame risultano:

Long: 12.322536 - Lat: 43.093874

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica = T1

L'accelerazione di picco a_{max} allo SLV risulta:

$$a_{max}=S a_g= S_S S_T a_g = 0.209g$$

con:

coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$

coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.20$

accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, nella condizione di SLV, $a_g = 0.174g$.

9.1.3 Spinta del terreno in condizioni sismiche

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.

La spinta attiva si calcola come:

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

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

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

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

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

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

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

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

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

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

10 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

11 PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO B IN SX

Dati di input

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche dell'opera sottoposta a verifica che ha validità per altezze di scavo $H > 4.5$ m, considerata in configurazione definitiva.

La paratia è stata calcolata con riferimento alla sezione in prossimità del cavalcavia esistente, con scavo provvisorio considerato fino alla quota di base necessaria alla realizzazione del rivestimento paratia e delle opere idrauliche (l'ipotesi è cautelativa considerando che tale scavo è limitato ad una larghezza limitata a ridosso dell'opera), mentre la configurazione definitiva rispecchia la geometria di valle ad estradosso del supercompattato, quindi trascurando la presenza dell'armamento.

Tabella 11-1 - Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo.

Tipologia struttura di sostegno	due file di pali $\phi 1200$ ad interasse longitudinale 1.40 m e trasversale 1.60 m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 25.3$ m (1.30 m cordolo + 24.0 m palo)
Altezza di scavo H (da estradosso cordolo)	H = 7.5 m configurazione provvisoria H = 6.5 m configurazione definitiva
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) $H_{cal} = H + \min [0.5\text{m}; 10\%H_{scavo}]$	$H_{cal} = 8.0$ m configurazione provvisoria $H_{cal} = 7.0$ m configurazione definitiva
Inclinazione del piano campagna a monte	0.0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0.0°
Sovraccarichi permanenti a monte	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	$q = 10$ kPa

Lo stato tenso-deformativo dei pali è stato investigato mediante il software di calcolo PARATIE PLUS, programma non lineare agli elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili.

Si è considerato un comportamento piano nelle deformazioni, analizzando una striscia di parete di larghezza unitaria. La realizzazione dello scavo sostenuto da paratie è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una quota di scavo, da un insieme di puntoni e tiranti applicati e da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	40 di 137

La paratia è stata modellata con un diaframma di profondità 25.3 m (pali+cordolo) e larghezza 1.20 m così da avere una rigidezza equivalente a quella della doppia fila di pali.

D=	1.2	m	diametro palo
A=	1.13	m ²	area sezione
J=	0.10	m ⁴	inerzia sezione
i=	1.4	m	interasse pali
n=	2	-	numero file
s			spessore
$= (12 \cdot n \cdot J / i)^{(1/3)}$	1.20	m	equivalente

Fasi di calcolo

Nel programma di calcolo Paratie Plus sono state implementate le seguenti fasi di calcolo:

- Stato attuale
- Realizzazione della paratia
- Scavo fino a quota scavo provvisoriale ($H_{cal} = 8.0$ m)
- Applicazione sovraccarico accidentale a monte
- Rinterro (+1.0 m) fino a quota fondo scavo definitivo ($H_{cal} = 7.0$ m)
- Applicazione azione sismica.

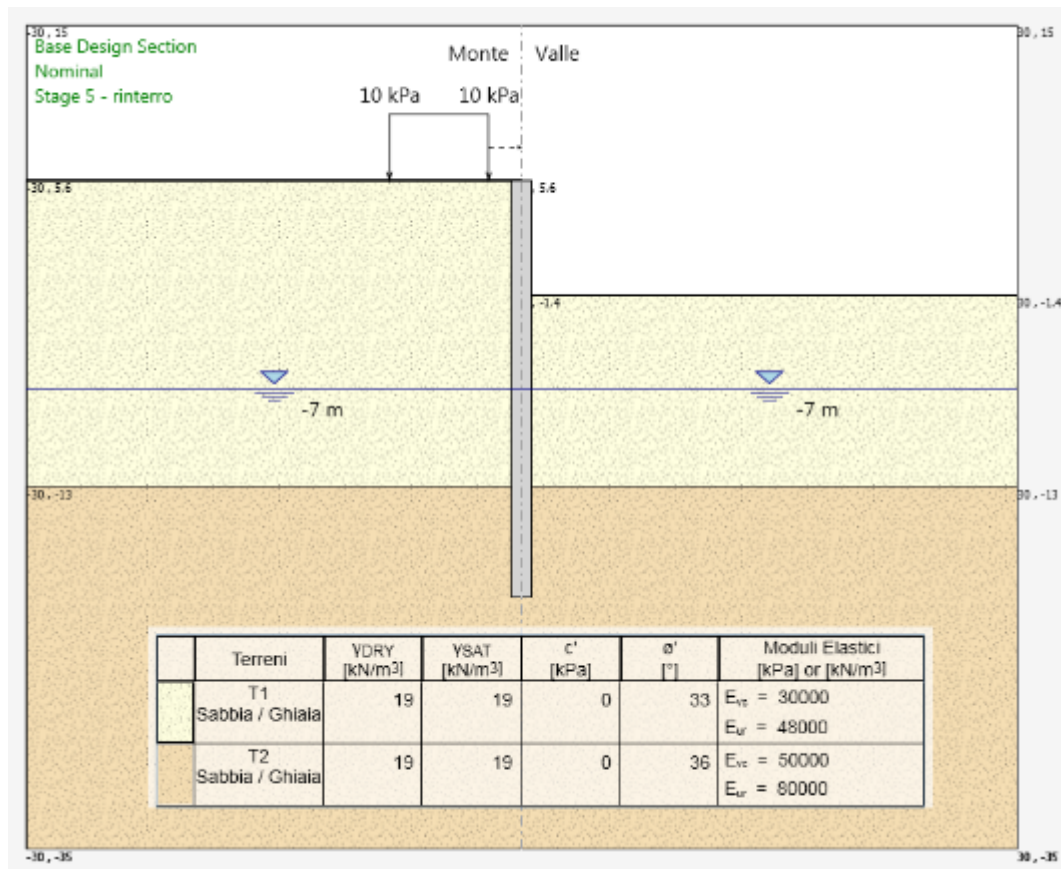


Figura 11-1 – Schema di calcolo paratia fase 5.

Risultati delle analisi

A seguire si riportano i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti dalle analisi, con particolare riferimento agli andamenti riferiti alle fasi di maggior interesse, da cui sono stati estratti i valori massimi per le verifiche strutturali di cui al paragrafo 0.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	42 di 137

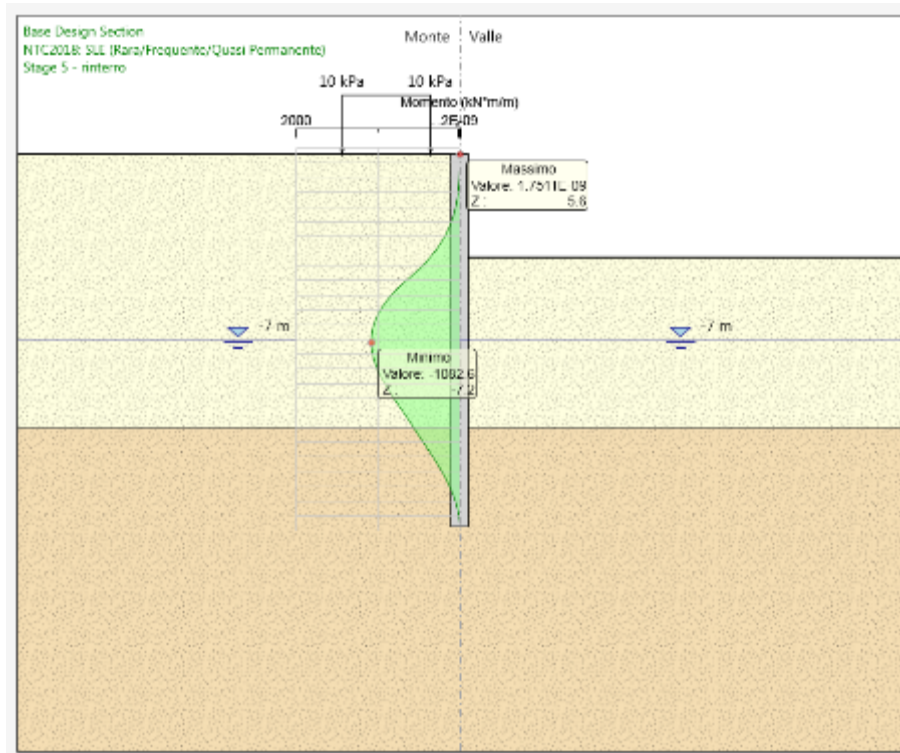


Figura 11-2 – Momento SLE.

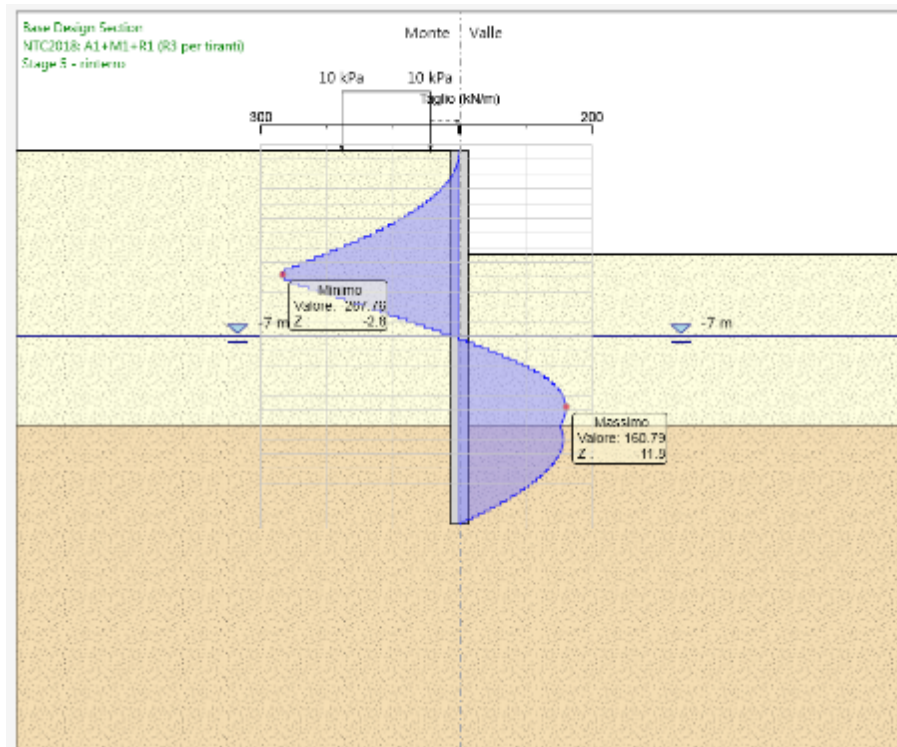
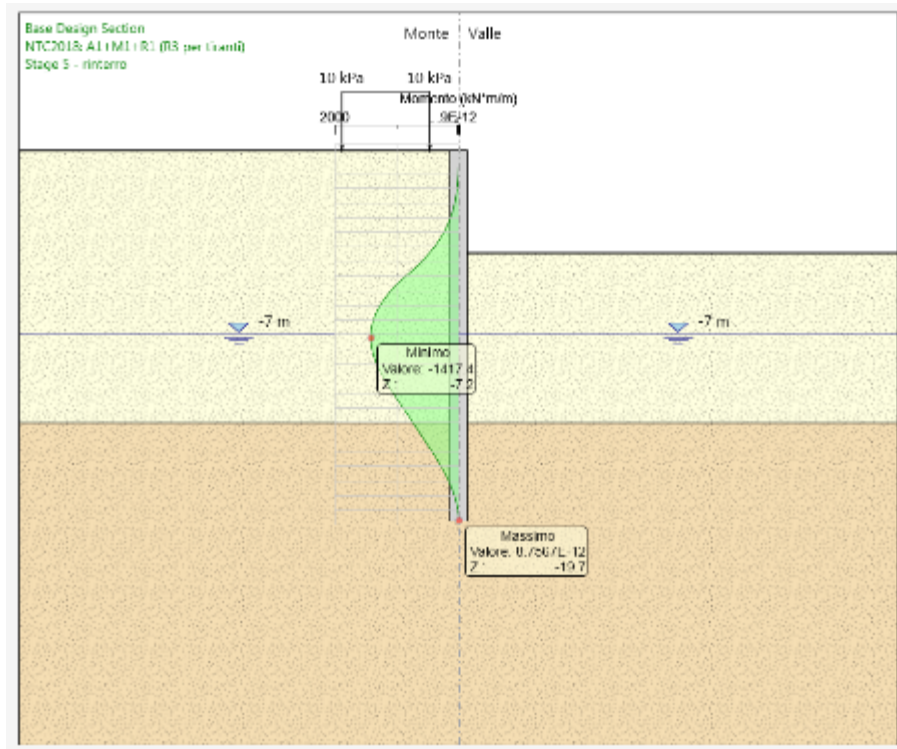


Figura 11-3 – Momento e taglio SLU.

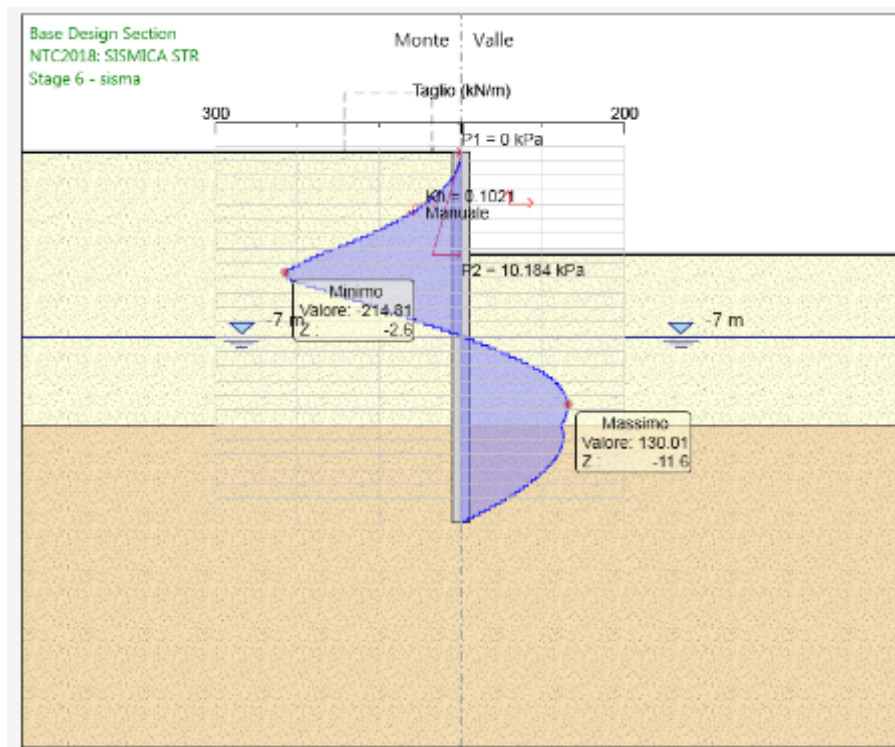
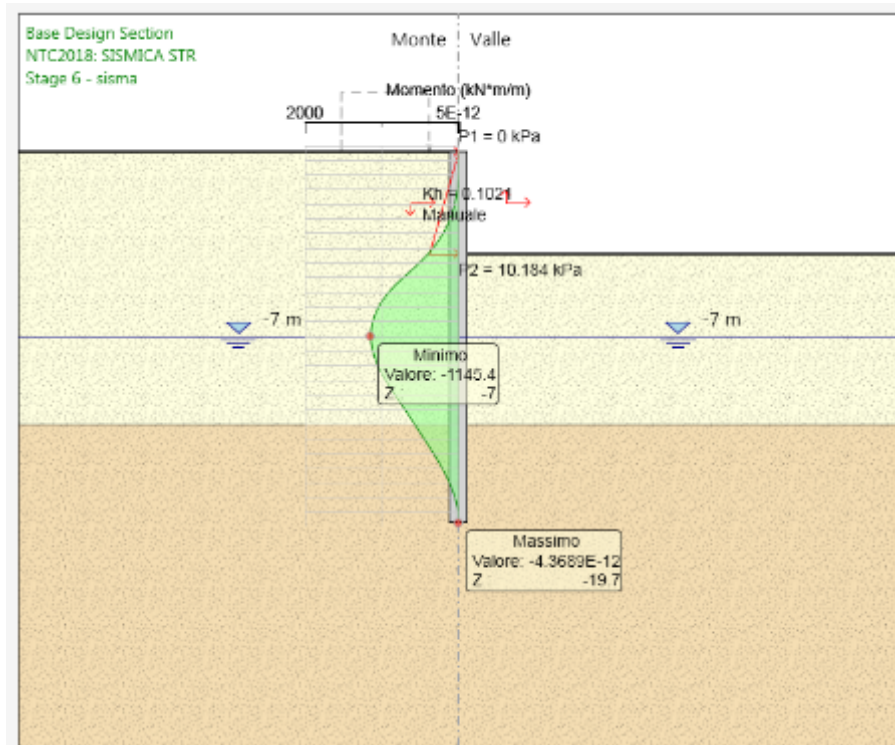


Figura 11-4 – Momento e taglio SLV.

Verifiche Geotecniche

11.1.1 Verifiche SLE

Nell'immagine di Figura 11-5 si riporta lo spostamento massimo della paratia che risulta essere mediamente pari a circa 4.0 cm, calcolato nella fase di scavo massimo (8.0 m) e con l'aggiunta del sovraccarico (Figura 11-6).

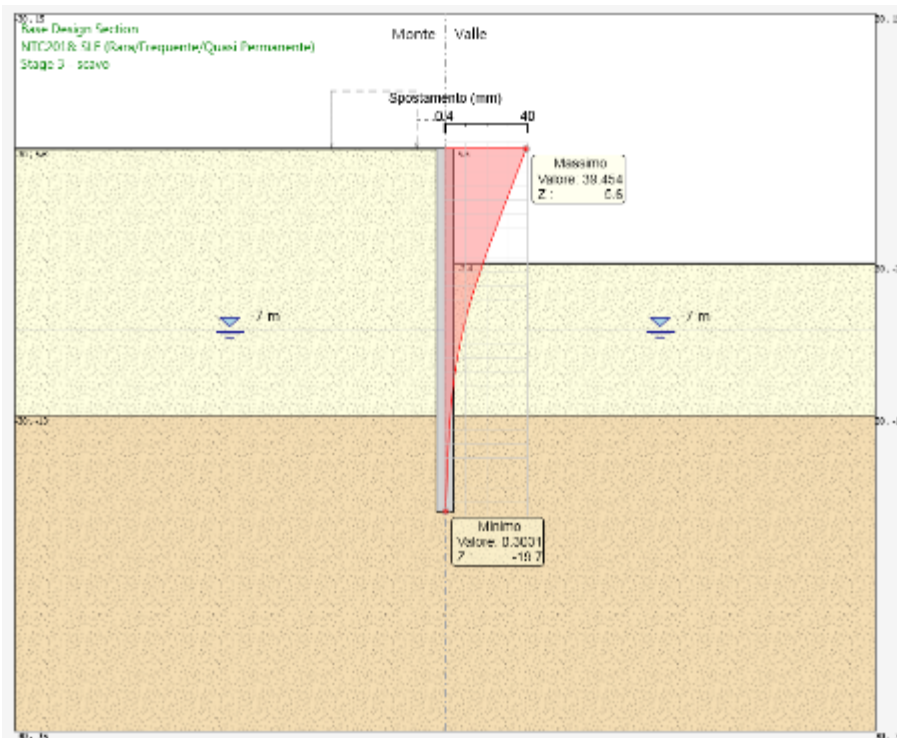


Figura 11-5 – Deformata dell'opera di sostegno in fase 3.

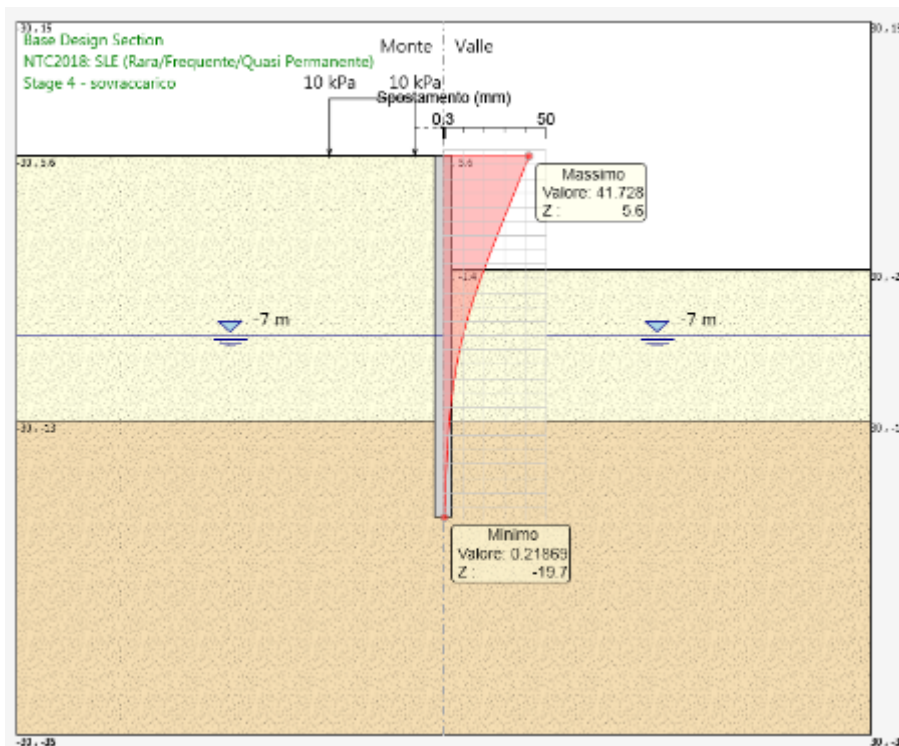


Figura 11-6 – Deformata dell’opera di sostegno in fase 4.

La deformata dell’opera rientra nei limiti progettuali stabiliti ed è compatibile con la funzionalità dell’opera stessa e dei manufatti adiacenti, come dimostrato dall’andamento della stima dei cedimenti indicato in Figura 11-7 che riporta un cedimento massimo a tergo della paratia di circa 3.2 cm.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	47 di 137

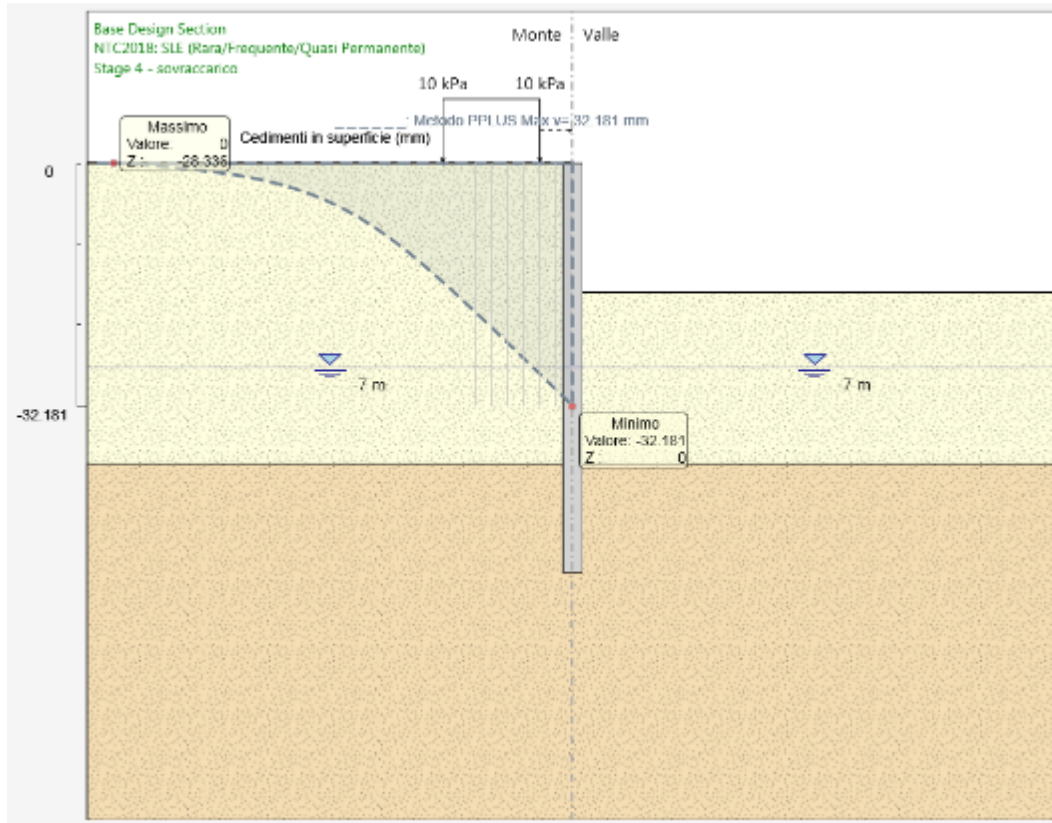


Figura 11-7 – Cedimenti in fase 4.

11.1.2 Verifica di stabilità globale

Nelle figure seguenti sono riportate le possibili superfici di rottura analizzate in condizioni statiche e sismiche e i minimi fattori di sicurezza ottenuti. Tali valori sono superiori ai valori minimi richiesti dalle NTC18 e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

$FS_{MIN} = 4.01 \geq 1.1$ in condizioni statiche

$FS_{MIN} = 3.79 \geq 1.2$ in condizioni sismiche

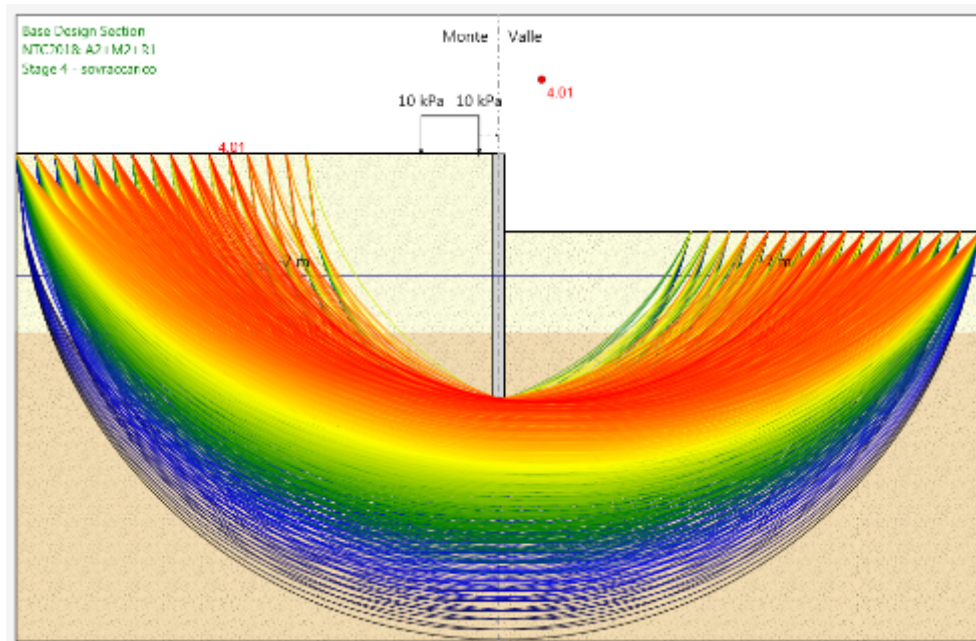


Figura 11-8 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni statiche.

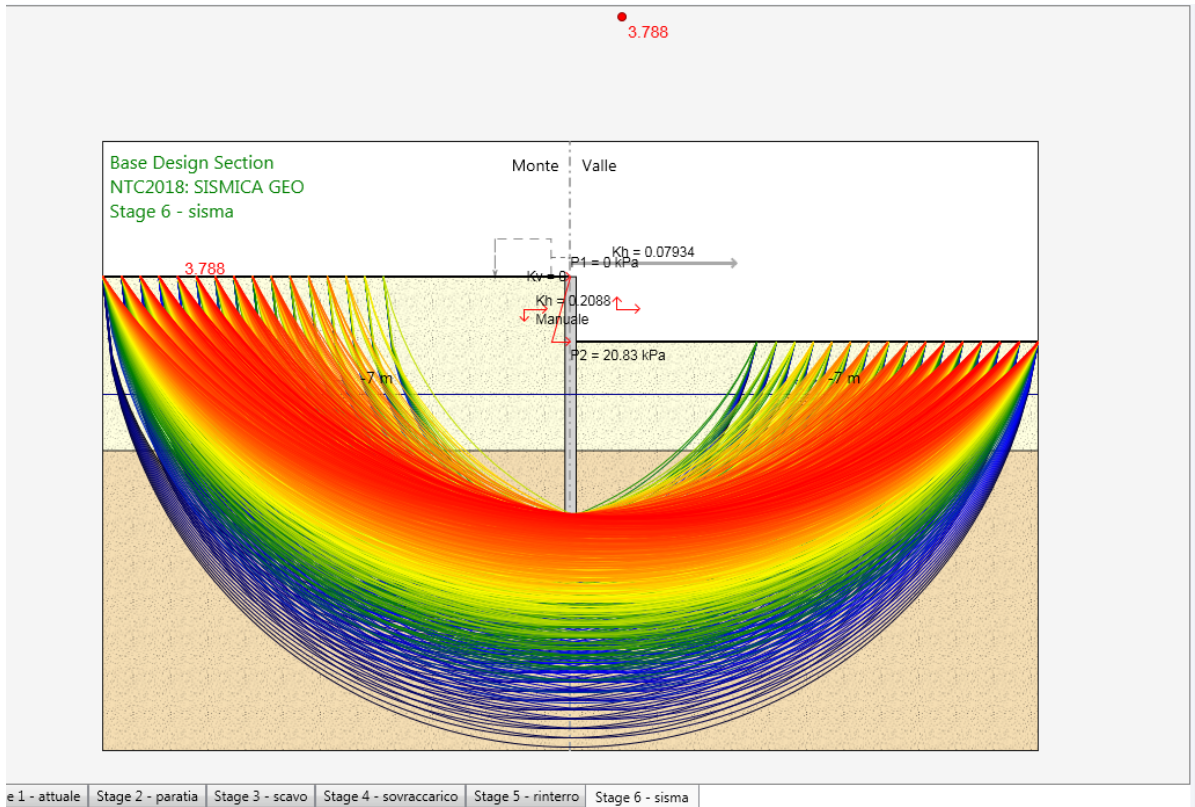


Figura 11-9 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni sismiche.

Verifiche strutturali

Le sollecitazioni sul singolo palo sono state ottenute moltiplicando per l'interasse e dividendo per il numero di file le sollecitazioni derivanti dal modello. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Tabella 11-2 – Riepilogo sollecitazioni.

	FASE	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo palo		
		M (kNm/m)	z (m)	T (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
SLE	5	1082.60	-7.2	-	361.91	757.82	-
SLU	5	1417.40	-7.2		361.91	992.18	
SLU	5	804.01	-2.8	267.76	237.50	562.81	187.73
SLV	6	1145.40	-7.0		356.26	801.78	
SLV	6	637.41	-2.6	214.81	231.85	446.19	150.37

Il palo Ø1200 è armato con 32 barre Φ26. L'armatura trasversale è costituita da una spirale Φ12 passo 20 cm.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	26.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	137.50 daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	5400.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	4500.0 daN/cm ²

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	51 di 137

Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.5	32	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	36191	99218	0	0	0
2	23750	56281	0	18743	0
3	35626	80178	0	0	0
4	23185	44619	0	15037	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	36191	75782	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	52 di 137

Copriferro netto minimo staffe: 7.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	36191	99218	0	36164	295458	0	2.98	169.9(33.9)
2	S	23750	56281	0	23744	292113	0	5.19	169.9(33.9)
3	S	35626	80178	0	35607	295309	0	3.68	169.9(33.9)
4	S	23185	44619	0	23196	291965	0	6.54	169.9(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 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)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 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 compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec.max	Xc.max	Yc.max	es.min	Xs.min	Ys.min	es.max	Xs.max	Ys.max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00252	0.0	50.5	-0.00790	0.0	-50.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00250	0.0	50.5	-0.00809	0.0	-50.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00252	0.0	50.5	-0.00791	0.0	-50.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00250	0.0	50.5	-0.00809	0.0	-50.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000103151	-0.002689088	----	----
2	0.000000000	0.000104845	-0.002790730	----	----
3	0.000000000	0.000103226	-0.002693581	----	----
4	0.000000000	0.000104920	-0.002795222	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	53 di 137

Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0	318922	37316	94.8 84.3	104.5	1.000	1.023	0.0	11.3(0.0)
2	S	18743	317350	37410	94.8 84.5	104.5	1.000	1.015	5.7	11.3(0.0)
3	S	0	318850	37320	94.8 84.3	104.5	1.000	1.022	0.0	11.3(0.0)
4	S	15037	317276	37414	94.8 84.5	104.5	1.000	1.014	4.5	11.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	54.5	0.0	0.0	-1227	0.0	-50.5	1756	47.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00070	0	0.500	26.0	82	0.00037 (0.00037)	441	0.162 (0.20)	63053	0

12 PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO A2 IN SX

Dati di input

In analogia a quanto riportato per il caso precedente, sono di seguito descritte le principali caratteristiche dell'opera sottoposta a verifica la cui validità è da estendere alle condizioni di scavo massimo con altezze da circa 3.0 m a 4.5m, considerato nella configurazione definitiva.

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

Tipologia struttura di sostegno	pali ϕ 1200 ad interasse 1.40 m
Altezza totale paratia	Htot = 19.3 m (1.30 m cordolo + 18.0 m palo)
Altezza di scavo H (da estradosso cordolo)	H = 5.5 m configurazione provvisoria H = 4.5 m configurazione definitiva
Altezza di scavo di calcolo(DM 2018 § 6.5.2.2) Hcal = H + min [0.5; 10% Hscavo]	Hcal = 6.0 m configurazione provvisoria Hcal = 5.0 m configurazione definitiva
Inclinazione del piano campagna a monte	0.0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0.0°
Sovraccarichi permanenti a monte	g = 0 kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	q = 10 kPa

Fasi di calcolo

Nel programma di calcolo Paratie Plus sono state implementate le seguenti fasi di calcolo:

- Stato attuale
- Realizzazione della paratia
- Scavo fino a quota scavo provvisoria ($H_{cal} = 6.0$ m)
- Applicazione sovraccarico accidentale a monte
- Rinterro (+1.0 m) fino a quota fondo scavo definitivo ($H_{cal} = 5.0$ m)
- Applicazione azione sismica.

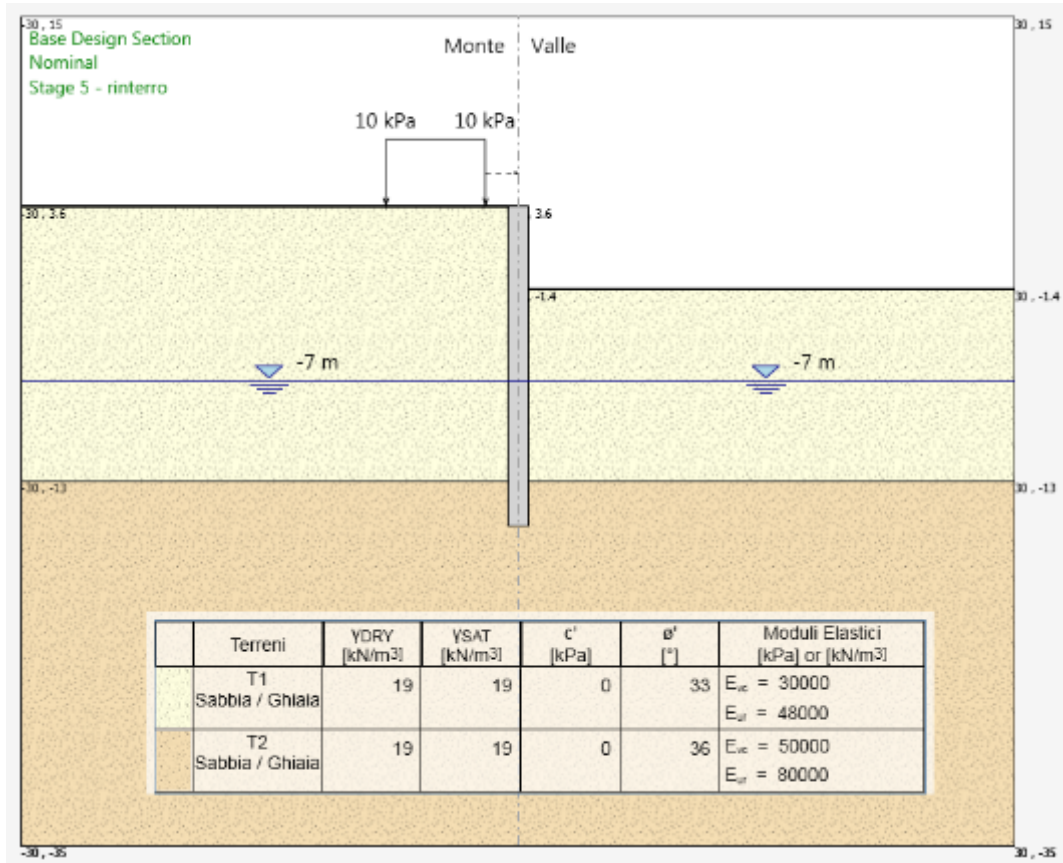


Figura 12-1 – Schema di calcolo paratia fase 5.

Risultati delle analisi

A seguire si riportano i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti dalle analisi, con particolare riferimento agli andamenti riferiti alle fasi di maggior interesse, da cui sono stati estratti i valori massimi per le verifiche strutturali di cui al paragrafo 0.

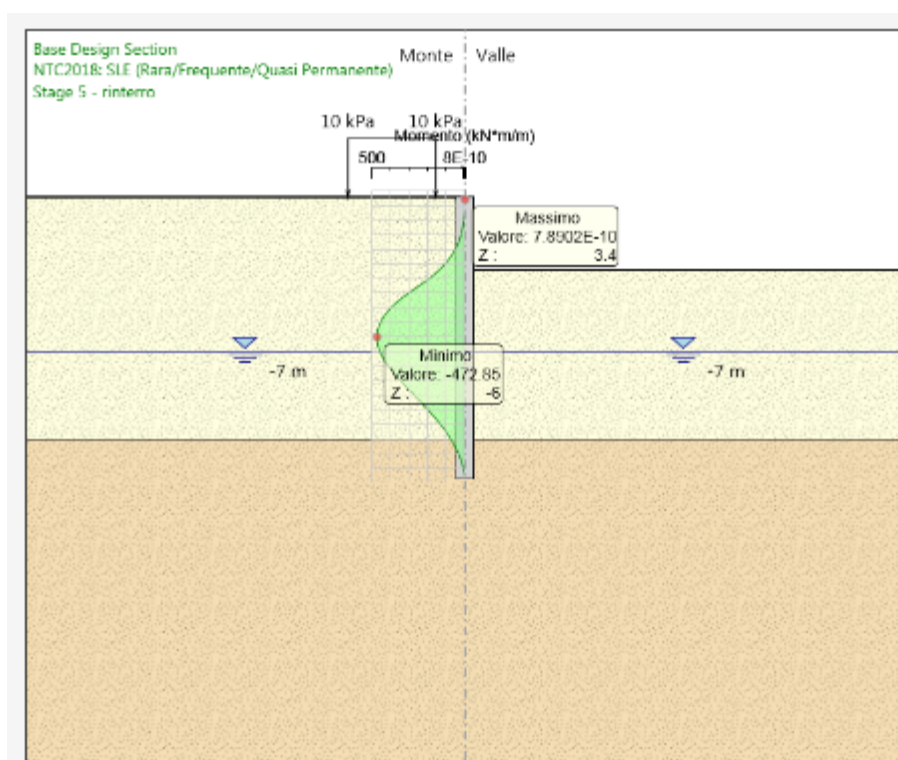


Figura 12-2 – Momento SLE.

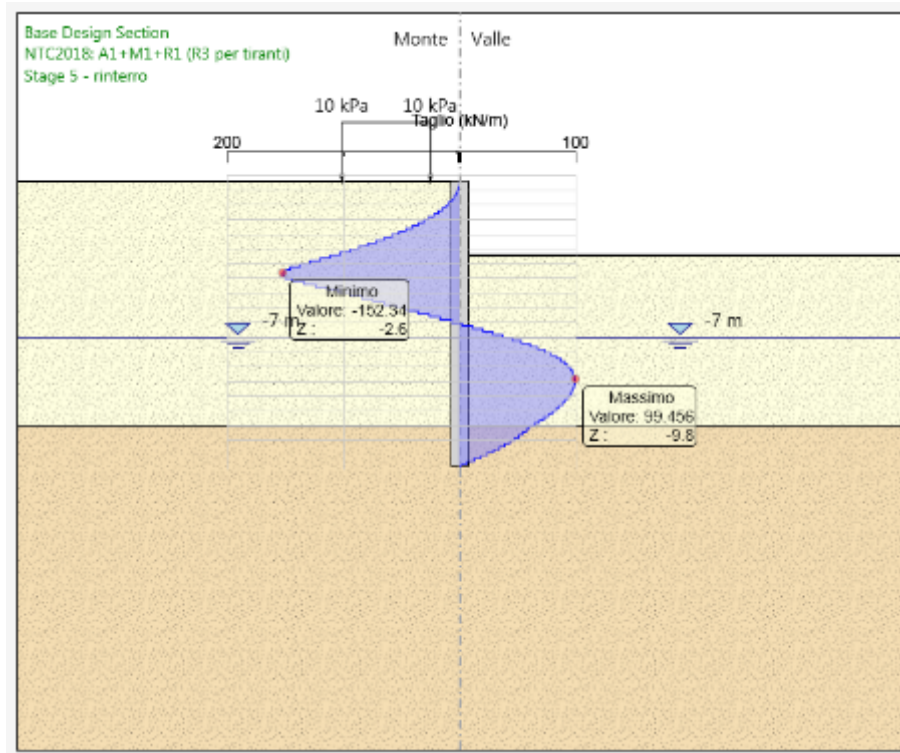
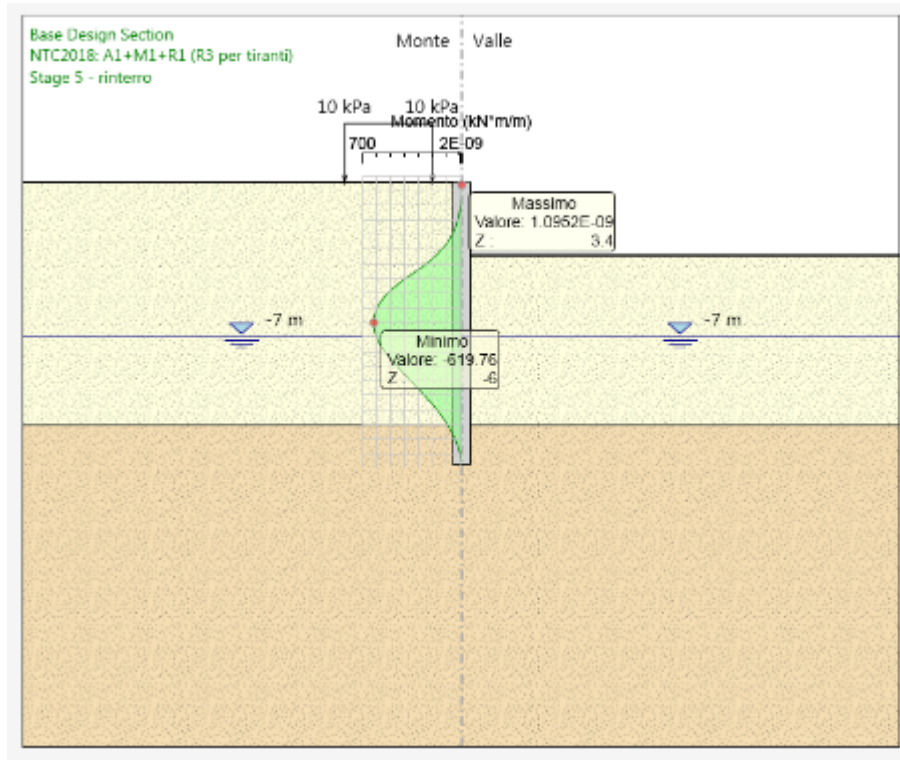


Figura 12-3 – Momento e taglio SLU.

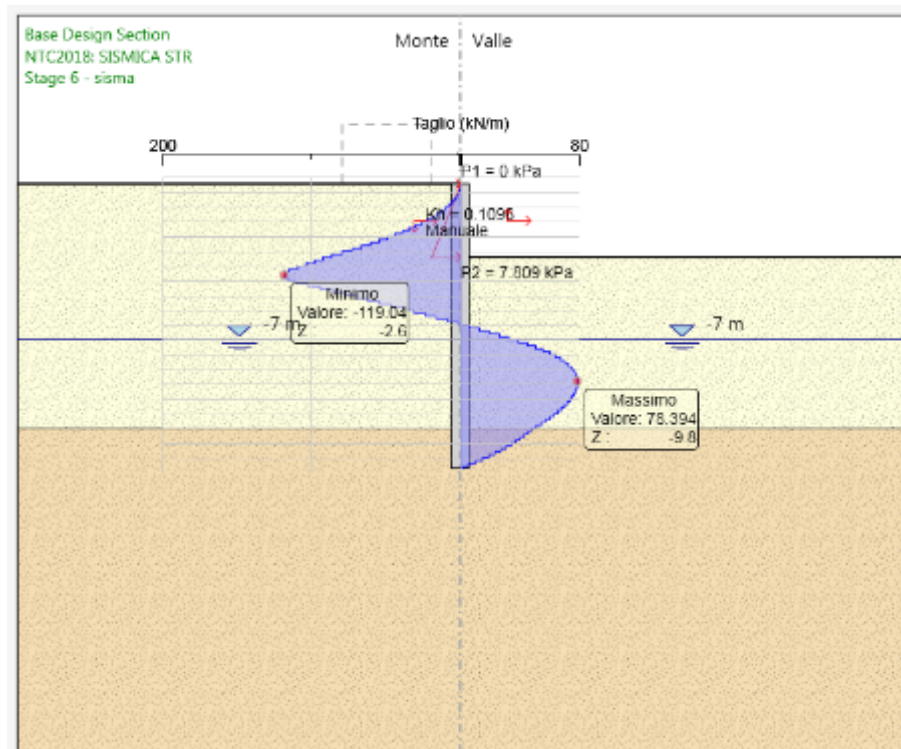
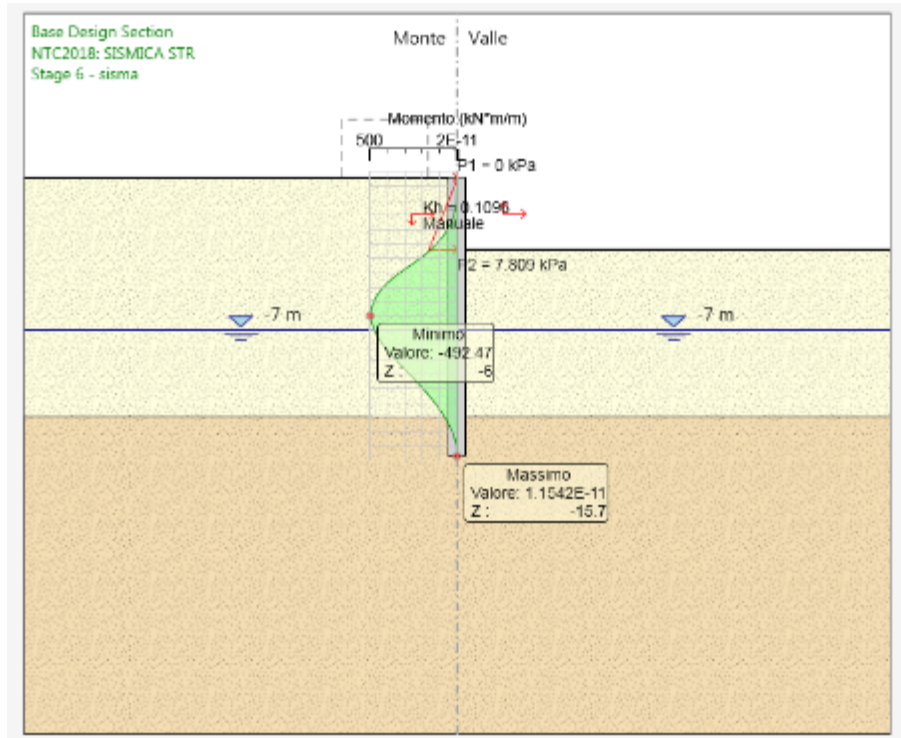


Figura 12-4 – Momento e taglio SLV.

Verifiche geotecniche

12.1.1 Verifiche SLE

Nell'immagine di Figura 12-5 si riporta lo spostamento massimo della paratia che risulta essere pari a circa 2.0 cm calcolato nella fase di scavo massimo (6.0 m) e con l'aggiunta del sovraccarico (Figura 12-6).

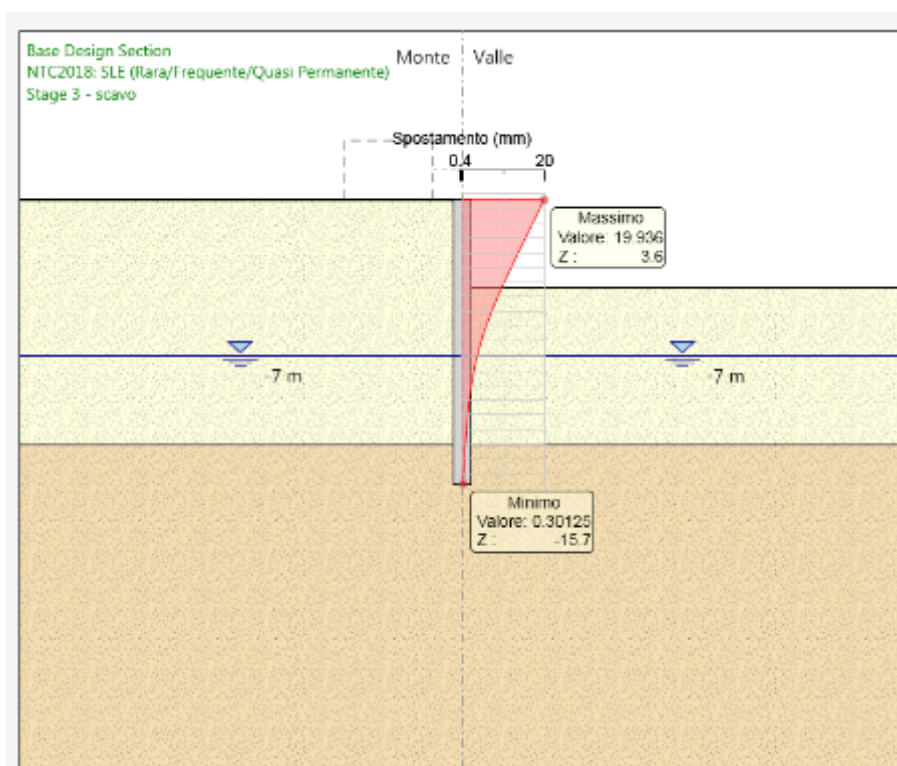


Figura 12-5 – Deformata dell'opera di sostegno in fase 3.

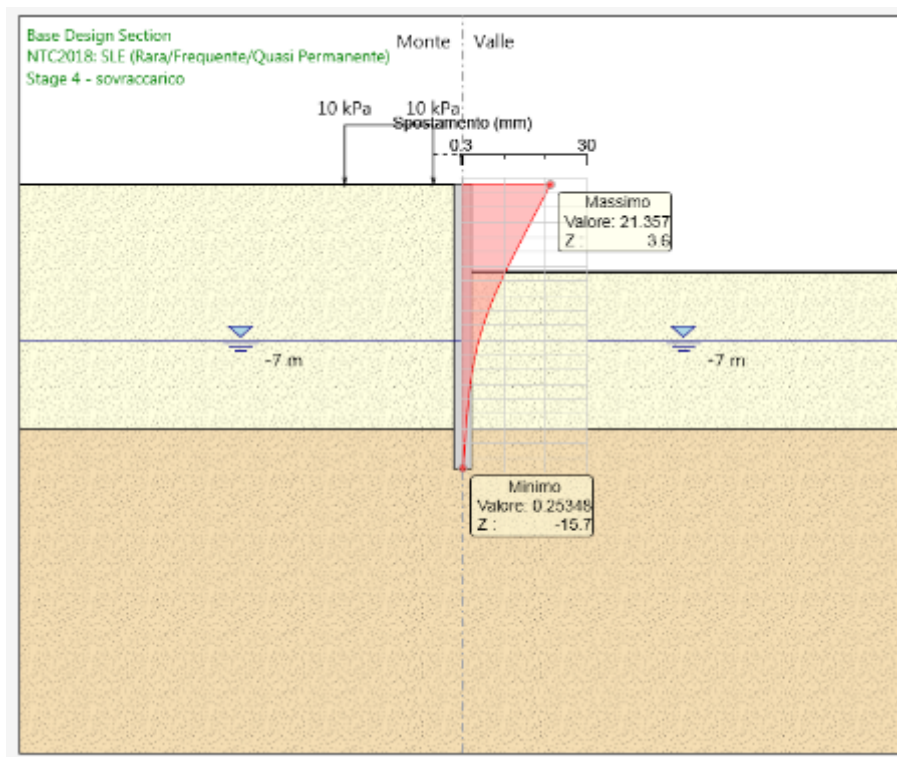


Figura 12-6 – Deformata dell’opera di sostegno in fase 4.

La deformata dell’opera rientra nei limiti progettuali stabiliti ed è compatibile con la funzionalità dell’opera stessa e dei manufatti adiacenti come dimostrato dall’andamento della stima dei cedimenti indicato in Figura 12-7 che riporta un cedimento massimo a tergo della paratia di circa 1.6 cm.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	61 di 137

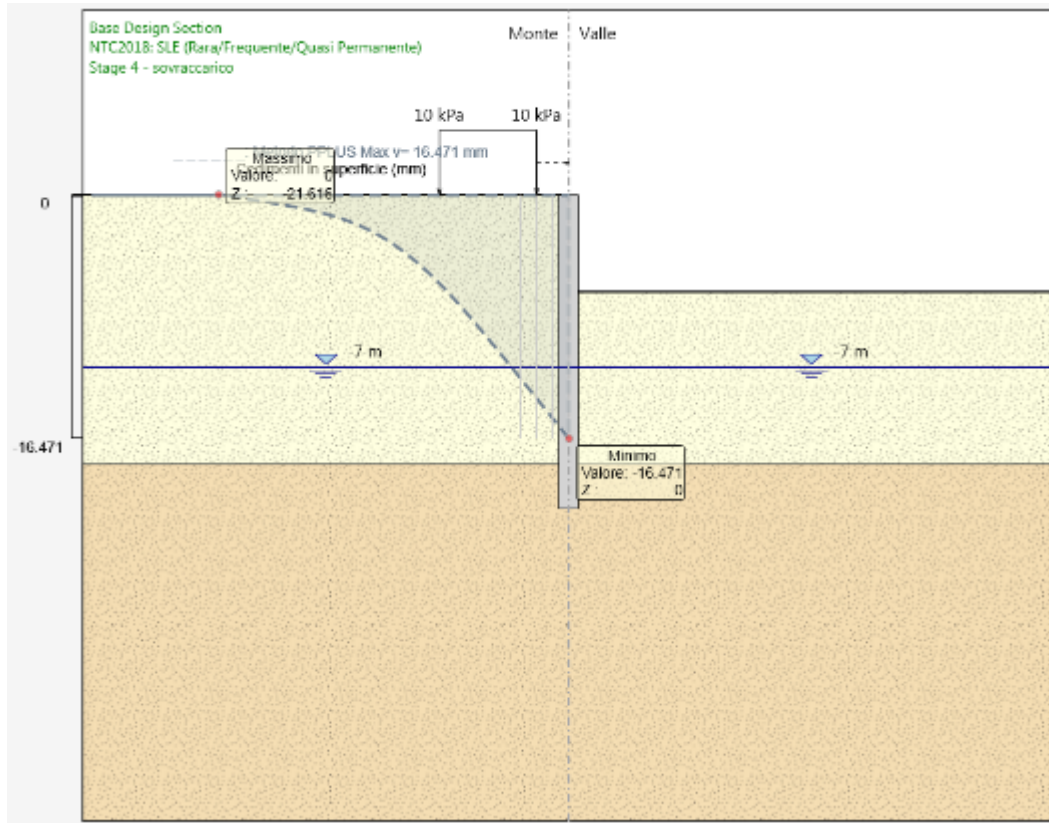


Figura 12-7 – Cedimenti in fase 4.

12.1.2 Verifica di stabilità globale

Nelle figure seguenti sono riportate le possibili superfici di rottura analizzate in condizioni statiche e sismiche e i minimi fattori di sicurezza ottenuti. Tali valori sono superiori ai valori minimi richiesti dalle NTC18 e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

$FS_{MIN} = 4.33 \geq 1.1$ in condizioni statiche

$FS_{MIN} = 4.09 \geq 1.2$ in condizioni sismiche

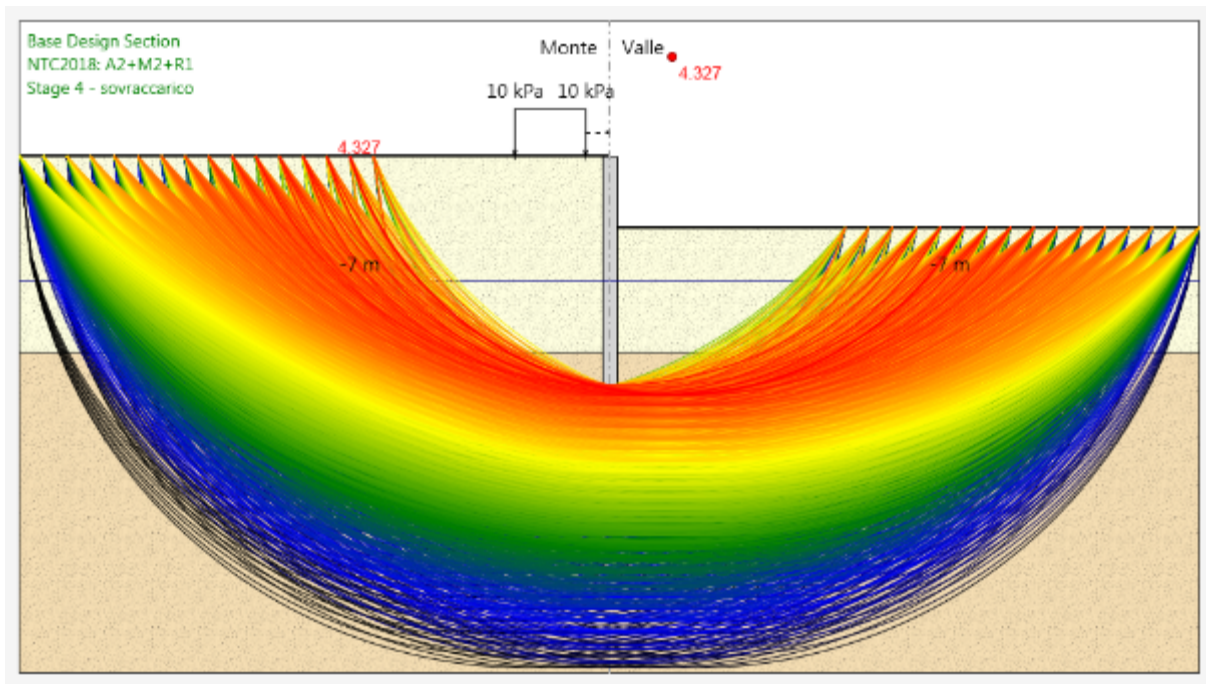


Figura 12-8 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni statiche.

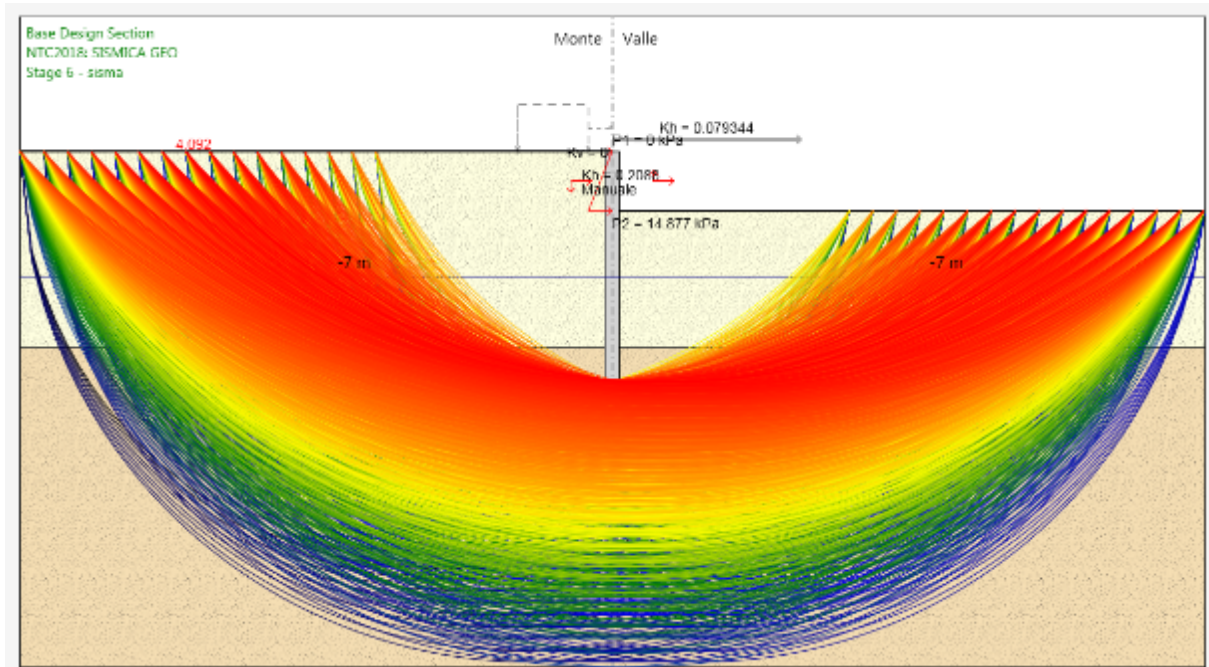


Figura 12-9 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni statiche.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

 COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 64 di 137

Verifiche strutturali

A seguire la verifica strutturale. Le sollecitazioni sul singolo palo sono state ottenute moltiplicando per l'interasse le sollecitazioni derivanti dal modello. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Tabella 12-2 – Riepilogo sollecitazioni.

	FASE	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo palo		
		M (kNm/m)	z (m)	T (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
SLE	5	472.85	-6.0	-	271.43	661.99	-
SLU	5	619.76	-6.0		271.43	867.66	
SLU	5	335.11	-2.6	152.34	175.30	469.15	213.28
SLV	6	492.47	-6.0		271.43	689.46	
SLV	6	278.87	-2.6	119.04	175.30	390.42	166.66

Il palo Ø1200 è armato con 28 barre Φ26. L'armatura trasversale è costituita da una spirale Φ12 passo 20 cm.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30
 Resis. compr. di progetto fcd: 141.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd': 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 314750 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 137.50 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm²

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	65 di 137

Resist. ultima di progetto ftd:	4500.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.5	28	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	20.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	27143	86766	0	0	0
2	17530	46915	0	21328	0
3	27143	68946	0	0	0
4	17530	39042	0	16666	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione				

N°Comb.	N	Mx	My
1	27143	66199	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	66 di 137

Copriferro netto minimo staffe: 7.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	27143	86766	0	27153	262654	0	3.03	148.7(33.9)
2	S	17530	46915	0	17527	259905	0	5.54	148.7(33.9)
3	S	27143	68946	0	27153	262654	0	3.81	148.7(33.9)
4	S	17530	39042	0	17527	259905	0	6.66	148.7(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 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)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 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 compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00246	0.0	50.5	-0.00857	0.0	-50.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00245	0.0	50.5	-0.00873	0.0	-50.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00246	0.0	50.5	-0.00857	0.0	-50.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00245	0.0	50.5	-0.00873	0.0	-50.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000109235	-0.003054099	----	----
2	0.000000000	0.000110704	-0.003142263	----	----
3	0.000000000	0.000109235	-0.003054099	----	----
4	0.000000000	0.000110704	-0.003142263	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	67 di 137

Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0	316848	37821	95.3 85.5	103.0	1.000	1.017	0.0	11.3(0.0)
2	S	21328	315623	37894	95.3 85.6	103.0	1.000	1.011	6.4	11.3(0.0)
3	S	0	316848	37821	95.3 85.5	103.0	1.000	1.017	0.0	11.3(0.0)
4	S	16666	315623	37894	95.3 85.6	103.0	1.000	1.011	5.0	11.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	51.0	0.0	0.0	-1238	0.0	-50.5	1805	37.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00070	0	0.500	26.0	82	0.00037 (0.00037)	493	0.183 (0.20)	60399	0

13 PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO A1 IN SX

Dati di input

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche dell'opera sottoposta a verifica, valida per $H < 3.0\text{m}$.

Tabella 13-1 - Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo.

Tipologia struttura di sostegno	pali $\phi 1200$ ad interasse 1.40 m
Altezza totale paratia	Htot = 12.3 m (1.30 m cordolo + 11.0 m palo)
Altezza di scavo H (da estradosso cordolo)	H = 4.0 m configurazione provvisoria H = 3.0 m configurazione definitiva
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) Hcal = H + min [0.5; 10% Hscavo]	Hcal = 4.4 m configurazione provvisoria Hcal = 3.3 m configurazione definitiva
Inclinazione del piano campagna a monte	0.0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0.0°
Sovraccarichi permanenti a monte	g = 0 kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	q = 10 kPa

Fasi di calcolo

Nel programma di calcolo Paratie Plus sono state implementate le seguenti fasi di calcolo:

- Stato attuale
- Realizzazione della paratia
- Scavo fino a quota scavo provvisoria (Hcal = 4.4 m)
- Applicazione sovraccarico accidentale
- Rinterro (+1.1 m) fino a quota fondo scavo definitivo (Hcal = 3.3 m)
- Applicazione azione sismica.

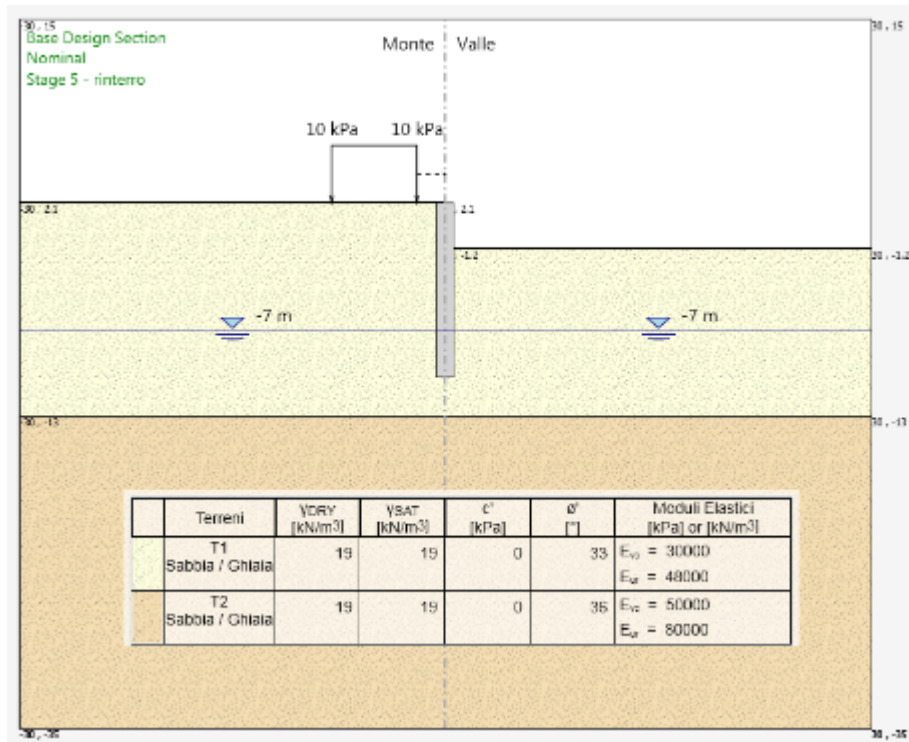


Figura 13-1 – Schema di calcolo paratia fase 5.

Risultati delle analisi

A seguire si riportano i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti dalle analisi, con particolare riferimento agli andamenti riferiti alle fasi di maggior interesse, da cui sono stati estratti i valori massimi per le verifiche strutturali di cui al paragrafo successivo.

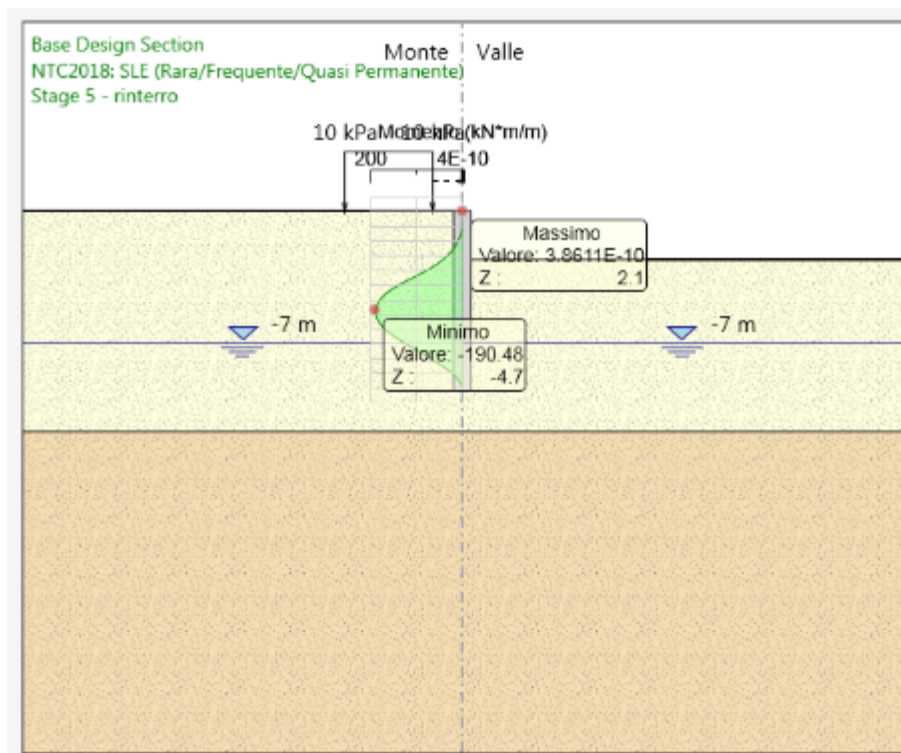


Figura 13-2 – Momento SLE.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	71 di 137

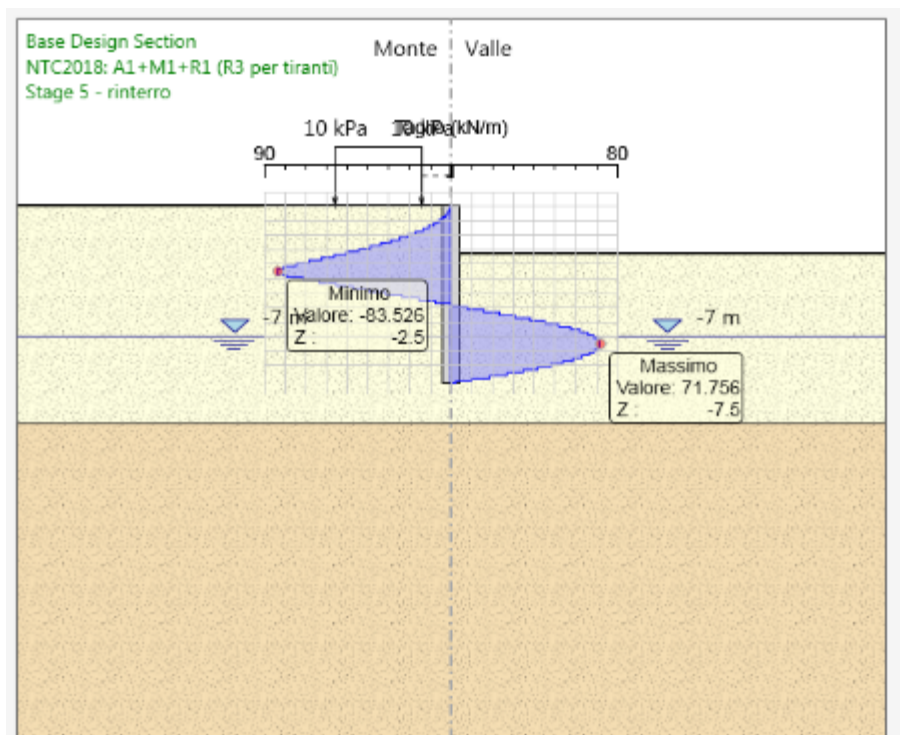
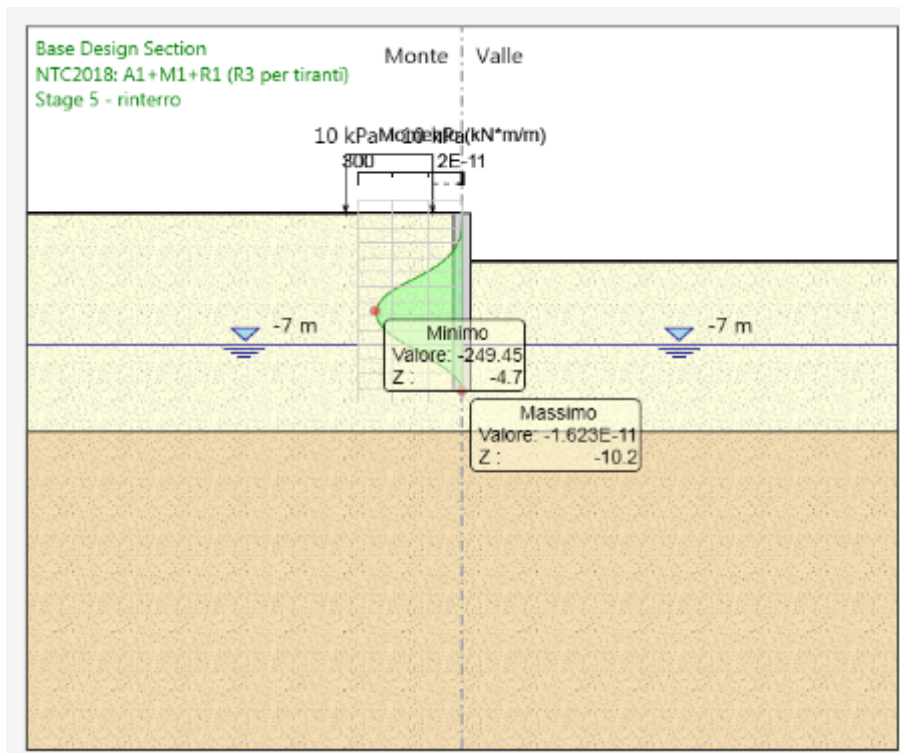


Figura 13-3 – Momento e taglio SLU.

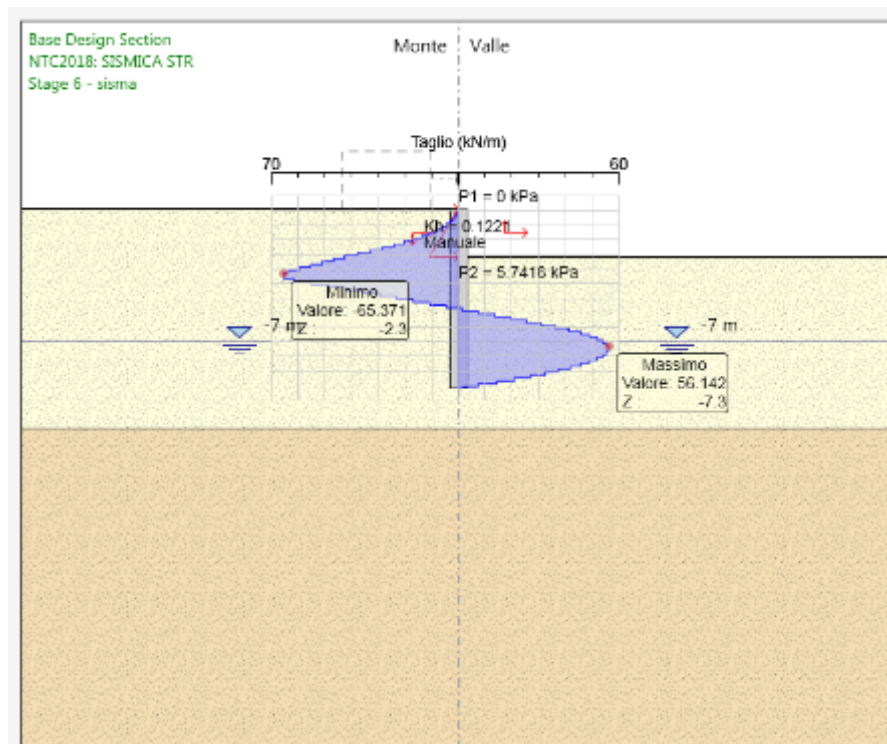
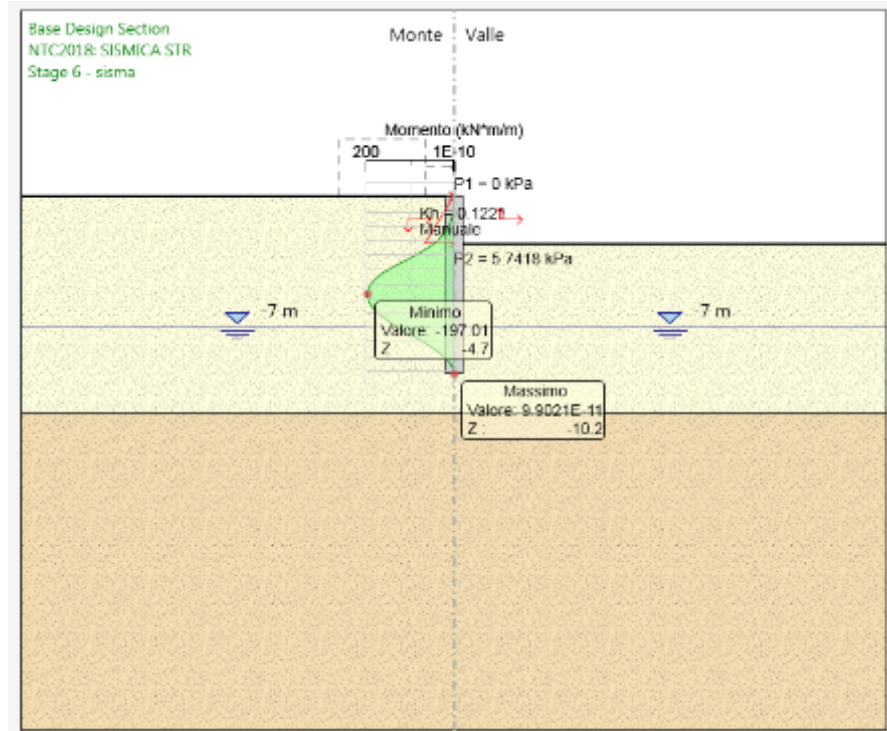


Figura 13-4 – Momento e taglio SLV.

Verifiche geotecniche

13.1.1 Verifiche SLE

Nell'immagine di Figura 13-5 si riporta lo spostamento massimo della paratia che risulta essere pari a circa 1.0 cm nella fase di scavo massimo (4.4 m) e con l'aggiunta del sovraccarico (Figura 13-6).

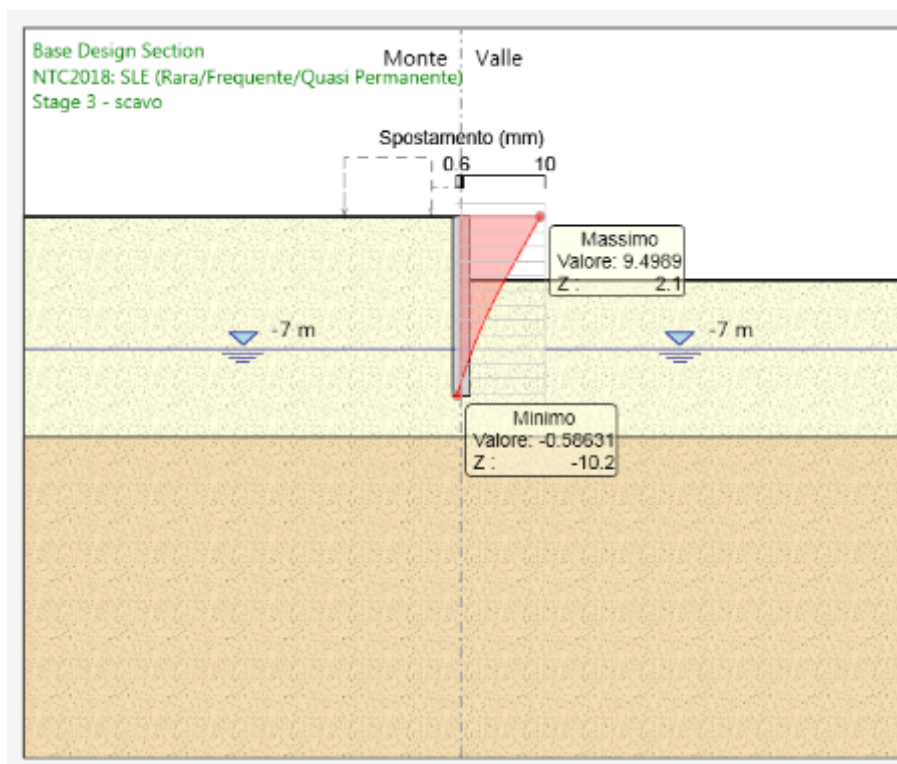


Figura 13-5 – Deformata dell'opera di sostegno in fase 3.

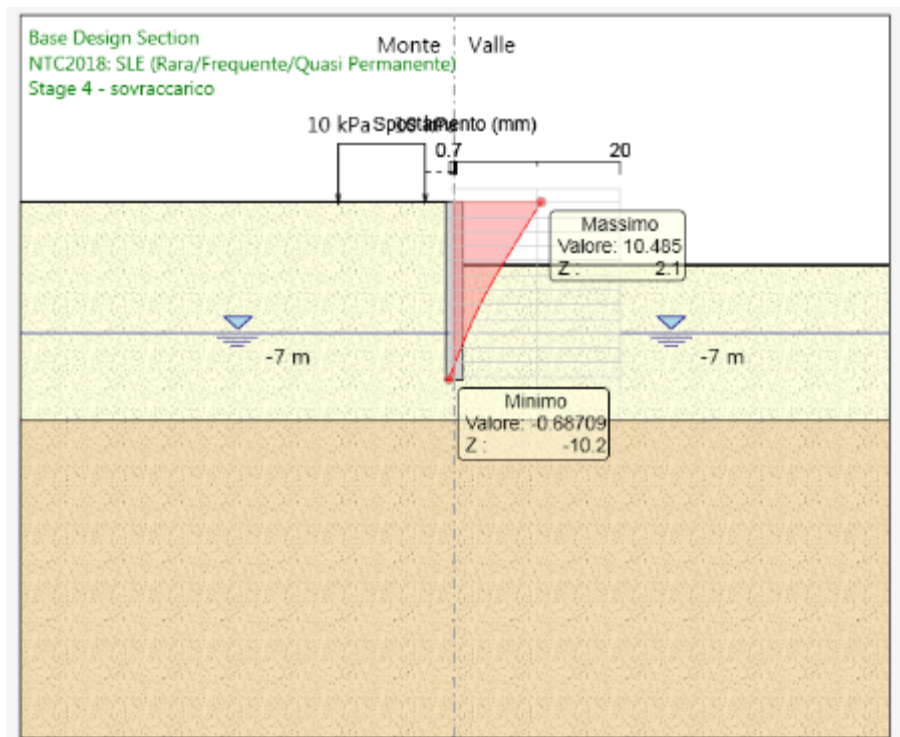


Figura 13-6 – Deformata dell'opera di sostegno in fase 4.

La deformata dell'opera rientra nei limiti progettuali stabiliti ed è compatibile con la funzionalità dell'opera stessa e dei manufatti adiacenti come dimostrato dall'andamento della stima dei cedimenti indicato in Figura 13-7 che riporta un cedimento massimo a tergo della paratia di circa 0.8 cm.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	75 di 137

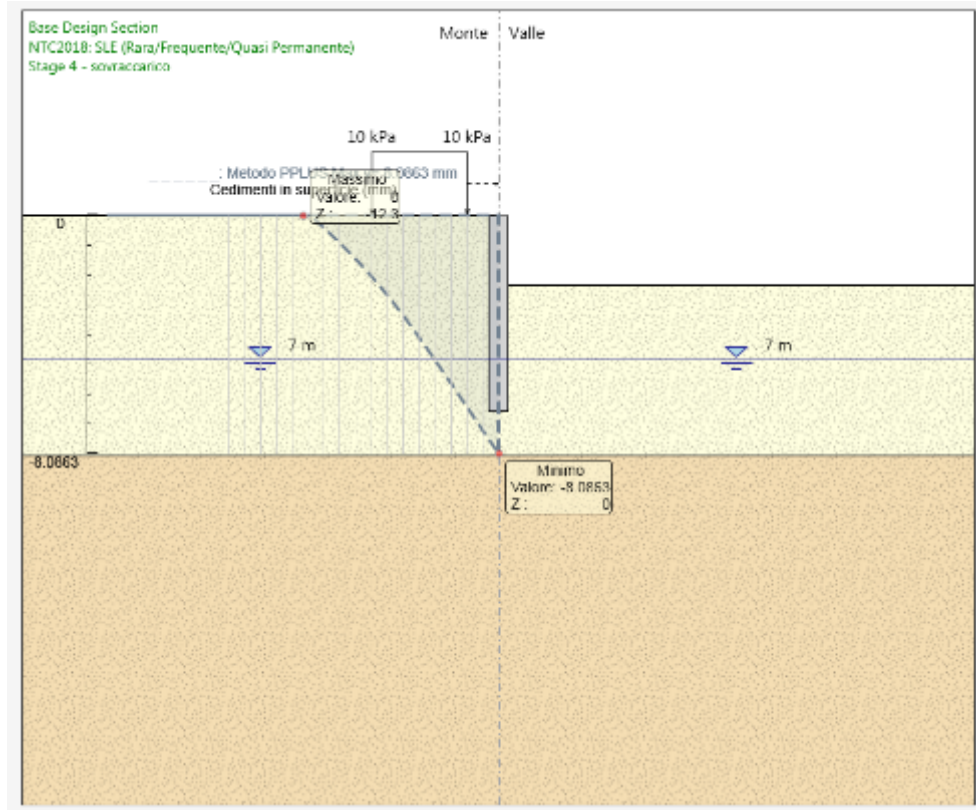


Figura 13-7 – Cedimenti in fase 4.

13.1.2 Verifica di stabilità globale

Nelle figure seguenti sono riportate le possibili superfici di rottura analizzate in condizioni statiche e sismiche e i minimi fattori di sicurezza ottenuti. Tali valori sono superiori ai valori minimi richiesti dalle NTC18 e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

$FS_{MIN} = 3.80 \geq 1.1$ in condizioni statiche

$FS_{MIN} = 4.32 \geq 1.2$ in condizioni sismiche

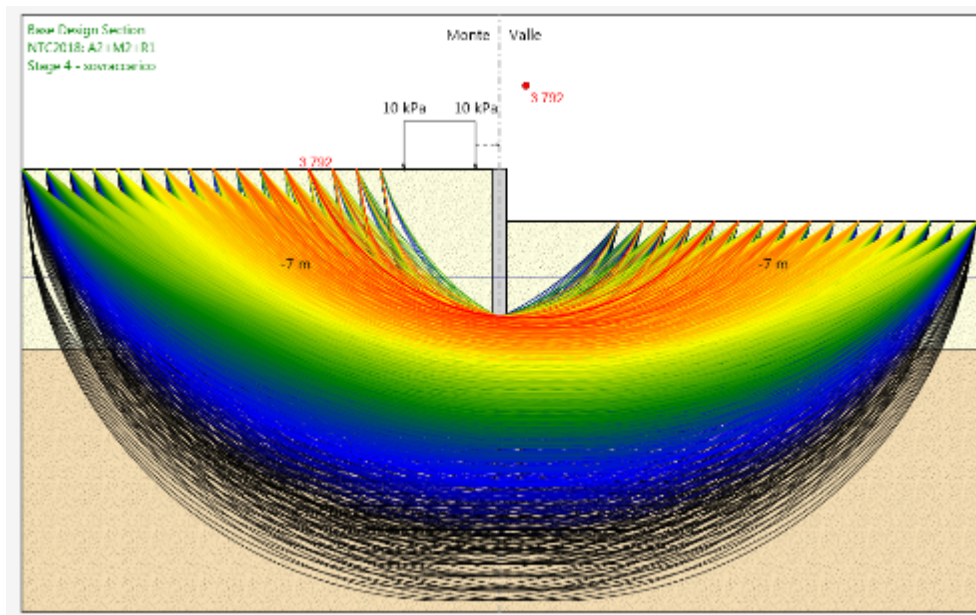


Figura 13-8 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni statiche.

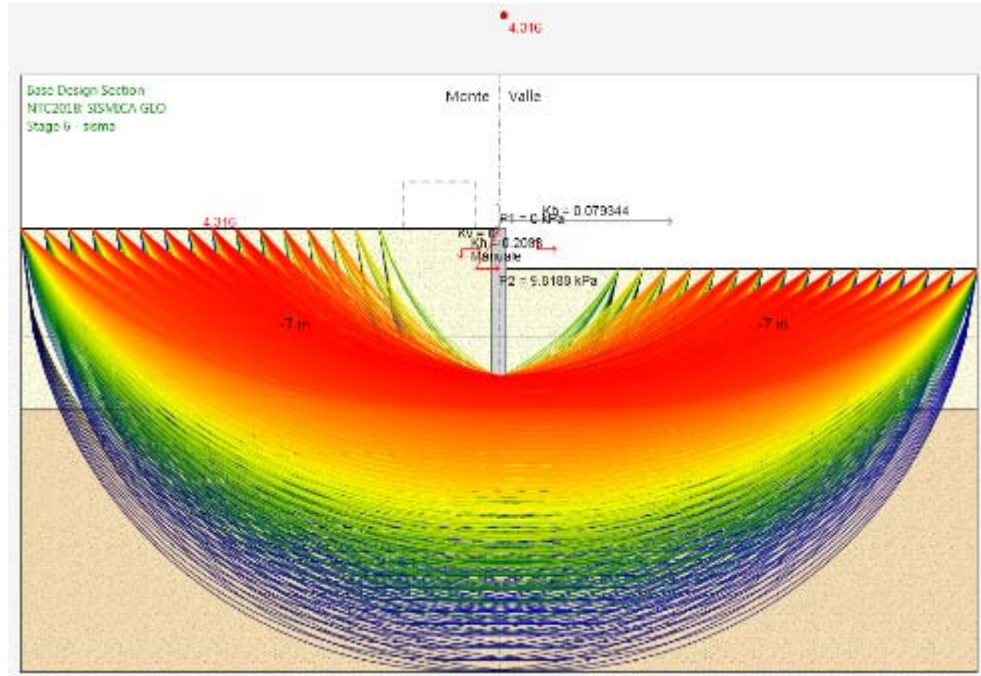


Figura 13-9 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni sismiche.

Verifiche strutturali

A seguire la verifica strutturale. Le sollecitazioni sul singolo palo sono state ottenute moltiplicando per l'interasse le sollecitazioni derivanti dal modello. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Tabella 13-2 – Riepilogo sollecitazioni.

	FASE	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo palo		
		M (kNm/m)	z (m)	T (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
SLE	5	190.48	-4.7	-	192.27	266.67	-
SLU	5	249.45	-4.7		192.27	349.23	
SLU	5	146.02	-2.5	83.53	130.06	204.43	213.28
SLV	6	197.01	-4.7		192.27	275.81	
SLV	6	105.39	-2.3	65.37	124.41	147.55	91.52

Il palo Ø1200 è armato con 20 barre Φ26. L'armatura trasversale è costituita da una spirale Φ12 passo 20 cm.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	26.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	137.50 daN/cm ²
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0 daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:		5400.0 daN/cm ²

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	79 di 137

Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di progetto ftd:	4500.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.5	20	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	19227	34923	0	0	0
2	13006	20443	0	11694	0
3	19227	27581	0	0	0
4	12441	14755	0	9152	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19227	26667	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.2 cm

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	80 di 137

Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.2 cm
Copriferro netto minimo staffe: 7.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	19227	34923	0	19255	196903	0	5.64	106.2(33.9)
2	S	13006	20443	0	13014	194726	0	9.53	106.2(33.9)
3	S	19227	27581	0	19255	196903	0	7.14	106.2(33.9)
4	S	12441	14755	0	12442	194525	0	13.18	106.2(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
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 compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00231	0.0	50.5	-0.01029	0.0	-50.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00230	0.0	50.5	-0.01048	0.0	-50.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00231	0.0	50.5	-0.01029	0.0	-50.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00230	0.0	50.5	-0.01050	0.0	-50.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000124781	-0.003986841	----	----
2	0.000000000	0.000126559	-0.004093536	----	----
3	0.000000000	0.000124781	-0.003986841	----	----
4	0.000000000	0.000126727	-0.004103644	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	81 di 137

Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0	314042	38877	97.3 87.8	99.8	1.000	1.012	0.0	11.3(0.0)
2	S	11694	313411	38945	97.5 88.0	99.8	1.000	1.008	3.4	11.3(0.0)
3	S	0	314042	38877	97.3 87.8	99.8	1.000	1.012	0.0	11.3(0.0)
4	S	9152	313355	38952	97.5 88.0	99.8	1.000	1.008	2.7	11.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	24.1	0.0	0.0	-586	0.0	-50.5	1798	26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00033	0	0.500	26.0	82	0.00018 (0.00018)	578	0.102 (0.20)	59697	0

14 PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA TIPO A3 IN DX

Dati di input

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche dell'opera sottoposta a verifica e che riguardano la paratia in destra tra le progressive 0+282 - 0+333. Tale opera si rende necessaria al fine di inserire i blocchi della TE. A tergo della paratia è presente la strada Olmo –Ellera anch'essa oggetto di intervento (nella nuova configurazione si allontana dalla linea ferroviaria). Nel modello di calcolo si è quindi considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa uniformemente distribuito su una striscia di 3 m e distante 13 m dall'asse della paratia.

Tabella 14-1 - Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo.

Tipologia struttura di sostegno	pali ϕ 1200 ad interasse 1.40 m
Altezza totale paratia	Htot = 21.3 m (1.30 m cordolo + 20.0 m palo)
Altezza di scavo H (da intradosso cordolo)	H = 5.5 m configurazione provvisoria
Altezza di scavo H (da estradosso cordolo)	H = 5.3 m configurazione definitiva
Altezza di scavo di calcolo(DM 2018 § 6.5.2.2)	Hcal = 6.0 m configurazione provvisoria
Hcal = H + min [0.5; 10% Hscavo]	Hcal = 5.8 m configurazione definitiva
Inclinazione del piano campagna a monte	scarpata 1:2
Inclinazione del piano campagna a valle	0.0°
Sovraccarichi permanenti a monte	g = 0 kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	q = 20 kPa a 13 m da asse paratia

Fasi di calcolo

Nel programma di calcolo Paratie Plus sono state implementate le seguenti fasi di calcolo:

- Stato attuale
- Prescavo
- Realizzazione della paratia
- Scavo fino a quota scavo provvisoria (Hcal = 6.0 m)
- Applicazione sovraccarico accidentale
- Rinterro a valle (+2.0 m) fino a quota fondo scavo definitivo
- Rinterro a monte fino a estradosso cordolo (Hcal = 5.8 m)
- Applicazione azione sismica.

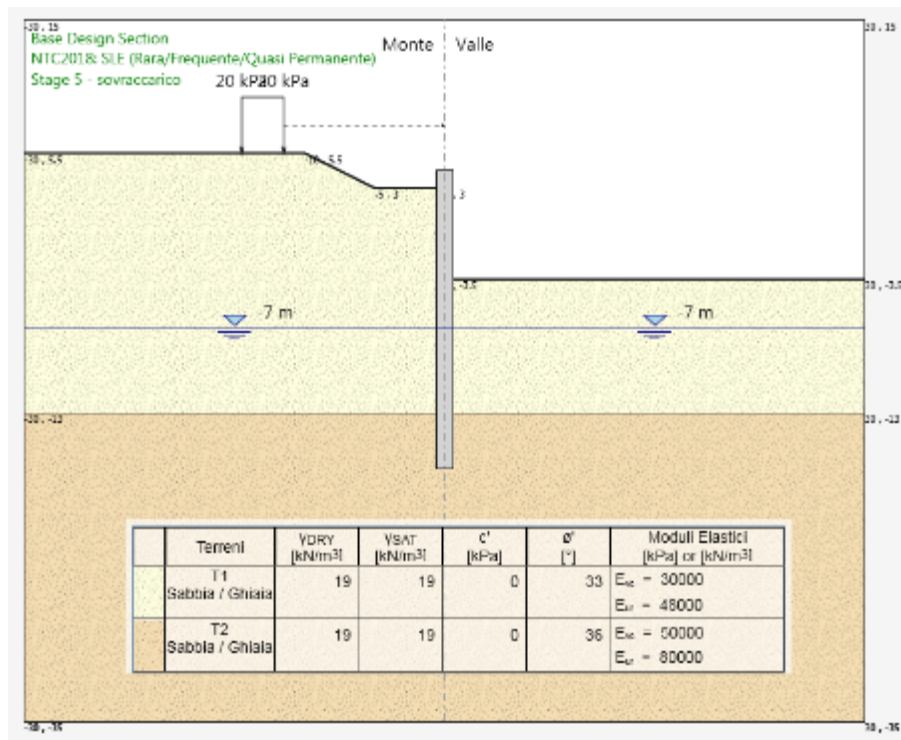


Figura 14-1 – Schema di calcolo paratia configurazione provvisoria fase 5.

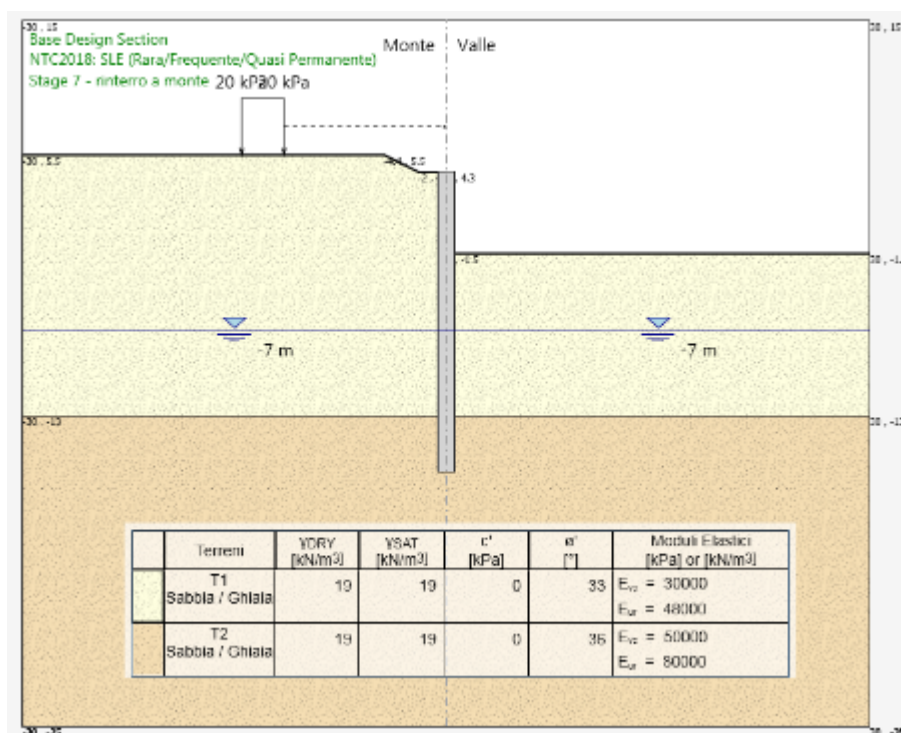


Figura 14-2 – Schema di calcolo paratia configurazione definitiva fase 7.

Risultati delle analisi

A seguire si riportano i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti dalle analisi, con particolare riferimento agli andamenti riferiti alle fasi di maggior interesse, da cui sono stati estratti i valori massimi per le verifiche strutturali di cui al paragrafo successivo.

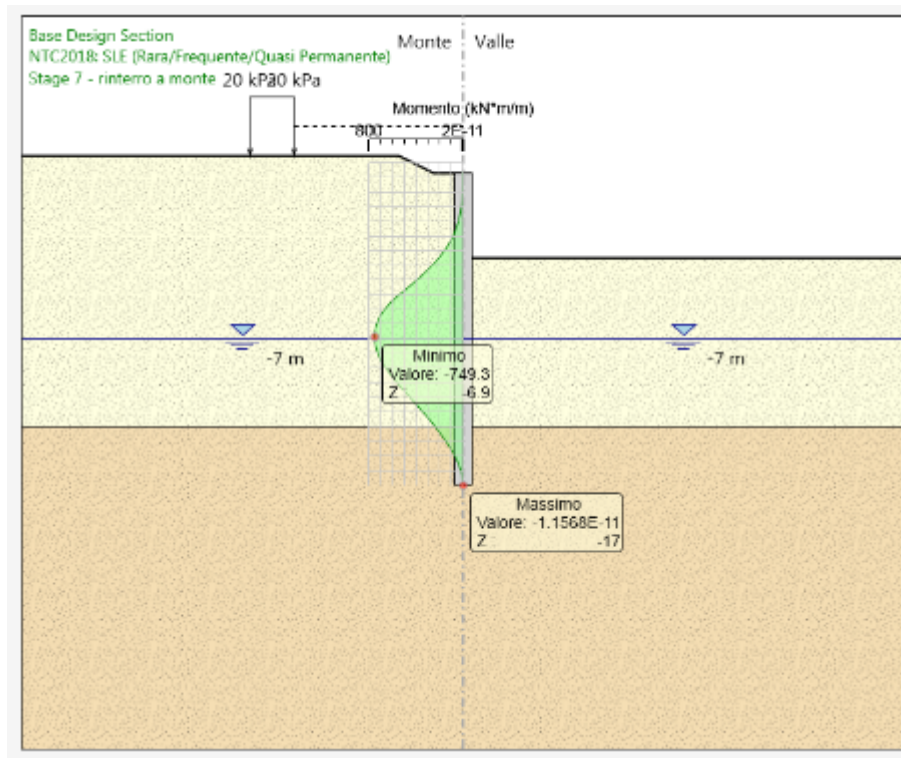


Figura 14-3 – Momento SLE.

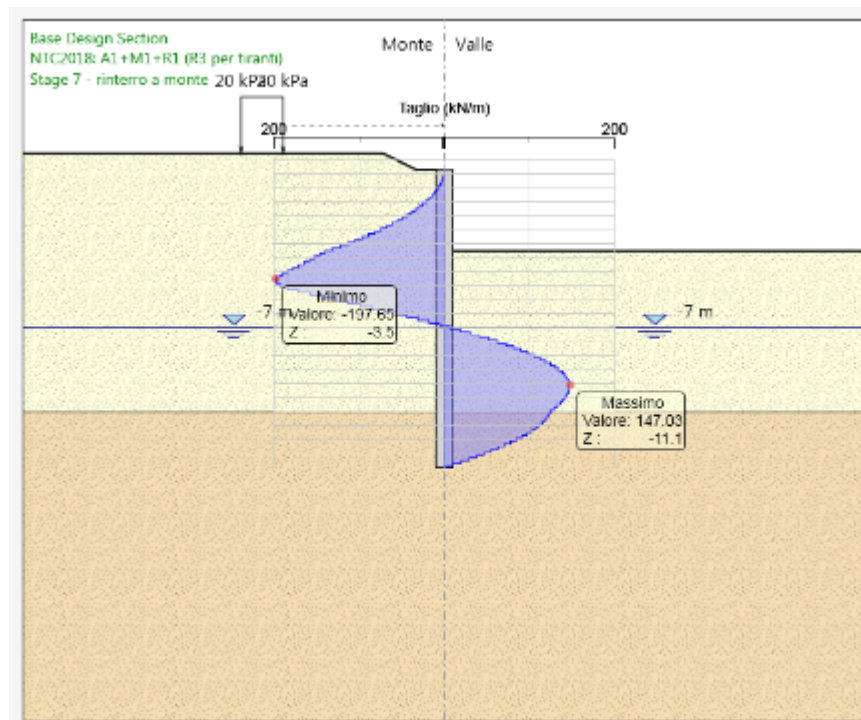
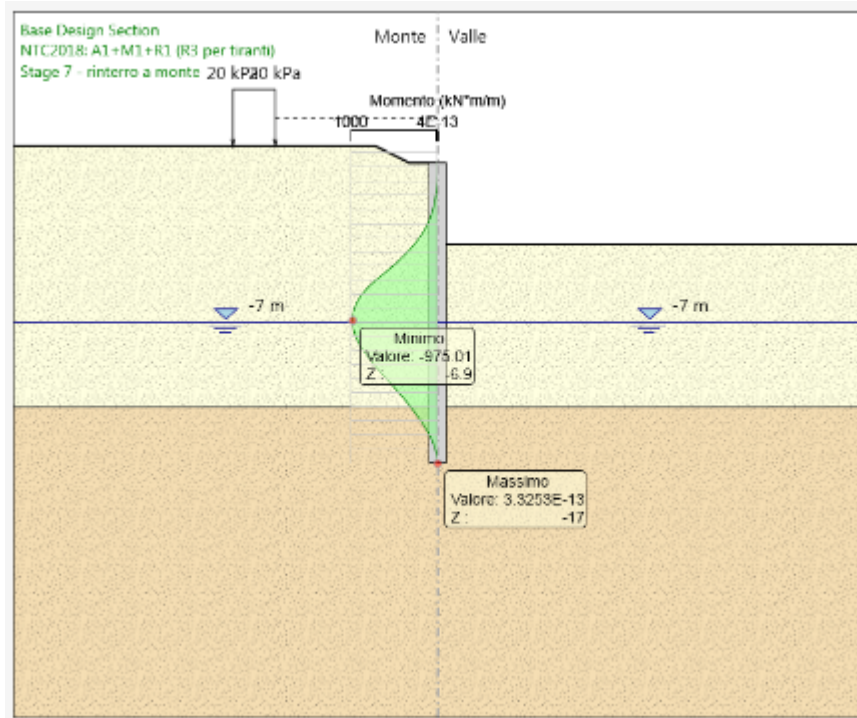


Figura 14-4 – Momento e taglio SLU.

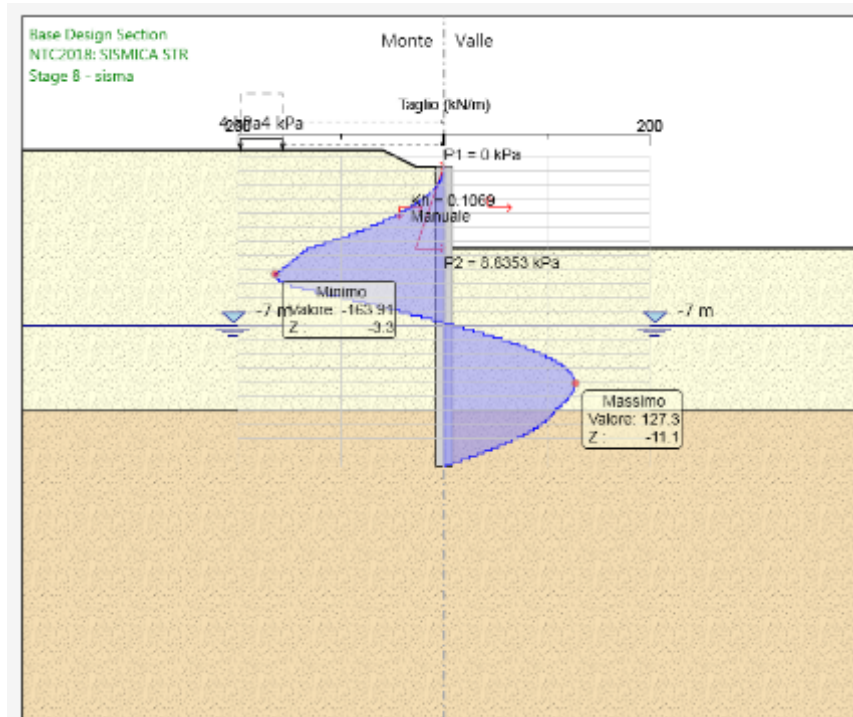
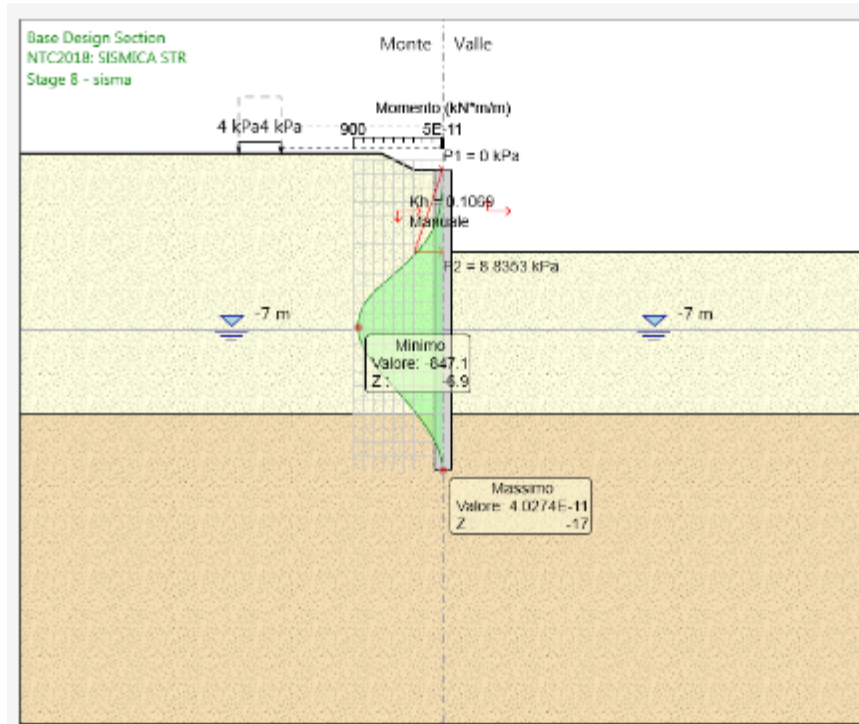


Figura 14-5 – Momento e taglio SLV.

Verifiche geotecniche

14.1.1 Verifiche SLE

Nell'immagine di Figura 14-6 si riporta lo spostamento massimo della paratia che risulta essere pari a circa 3.5 cm in configurazione provvisoria e a 4.2 cm in configurazione definitiva (Figura 14-7).

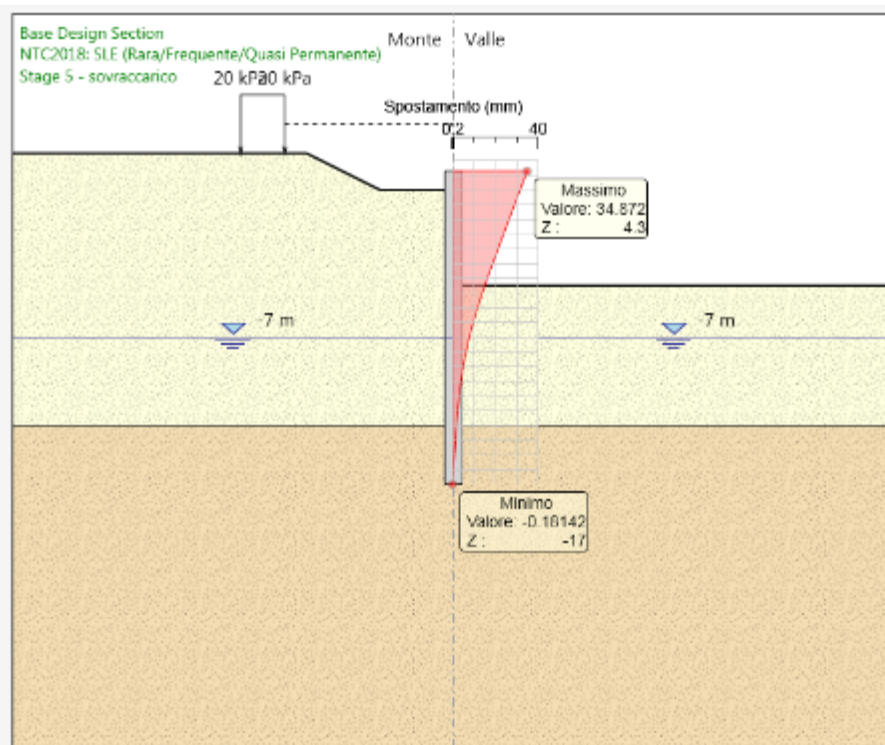


Figura 14-6 – Deformata dell'opera di sostegno in fase 5.

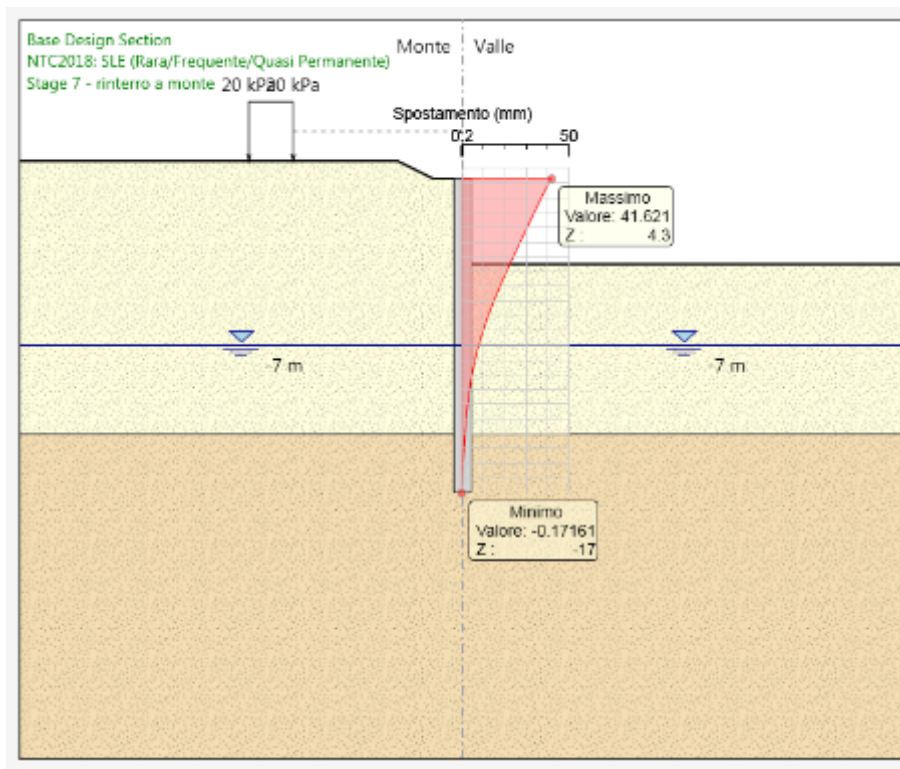


Figura 14-7 – Deformata dell’opera di sostegno in fase 7.

La deformata dell’opera rientra nei limiti progettuali stabiliti ed è compatibile con la funzionalità dell’opera stessa e dei manufatti adiacenti come dimostrato dall’andamento della stima dei cedimenti indicato in Figura 14-8 che riporta un cedimento massimo a tergo della paratia di circa 3.2 cm.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	89 di 137

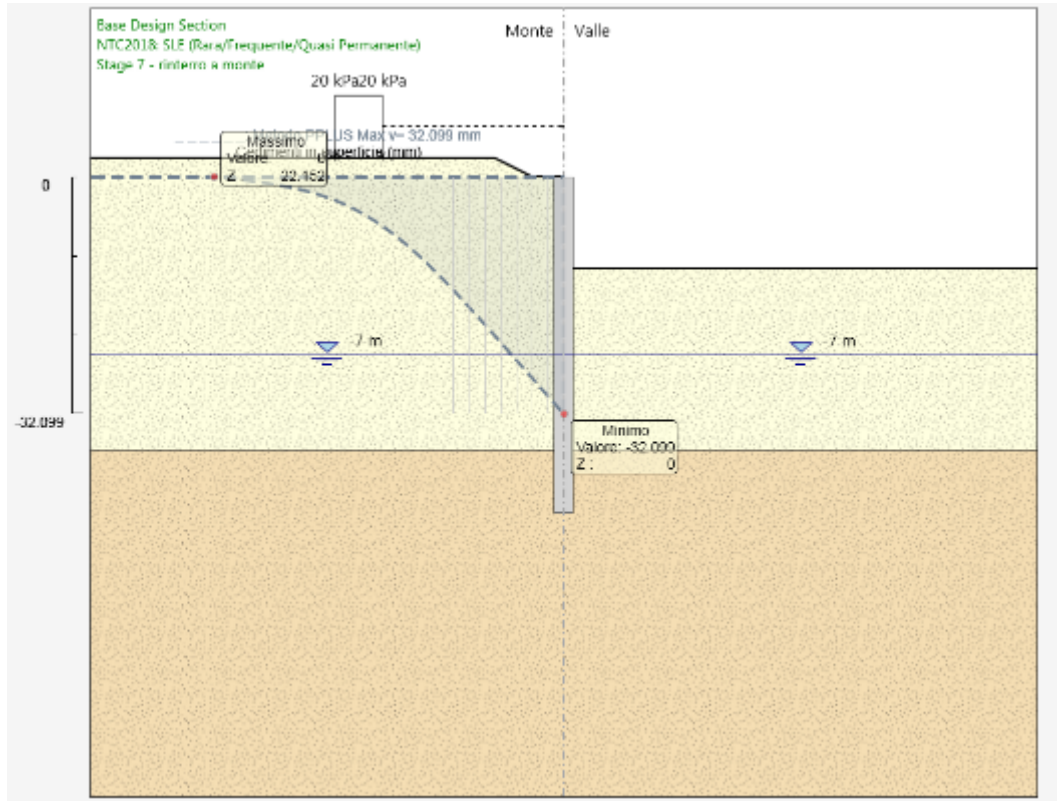


Figura 14-8 – Cedimenti in fase 7.

14.1.2 Verifica di stabilità globale

Nelle figure seguenti sono riportate le possibili superfici di rottura analizzate in condizioni statiche e sismiche e i minimi fattori di sicurezza ottenuti. Tali valori sono superiori ai valori minimi richiesti dalle NTC18 e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

$FS_{MIN} = 4.32 \geq 1.1$ in condizioni statiche

$FS_{MIN} = 3.59 \geq 1.2$ in condizioni sismiche

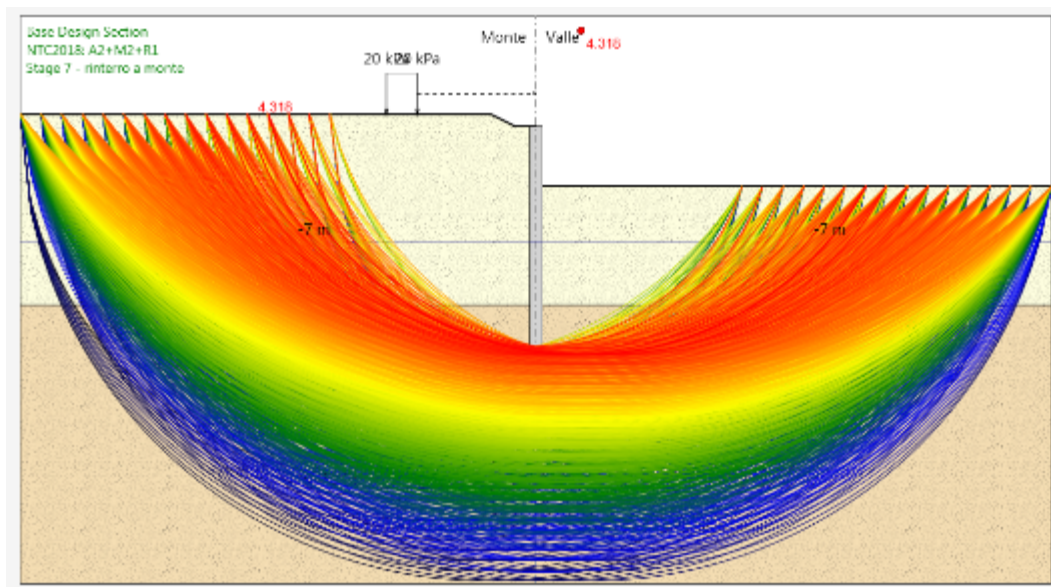


Figura 14-9 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni sismiche.

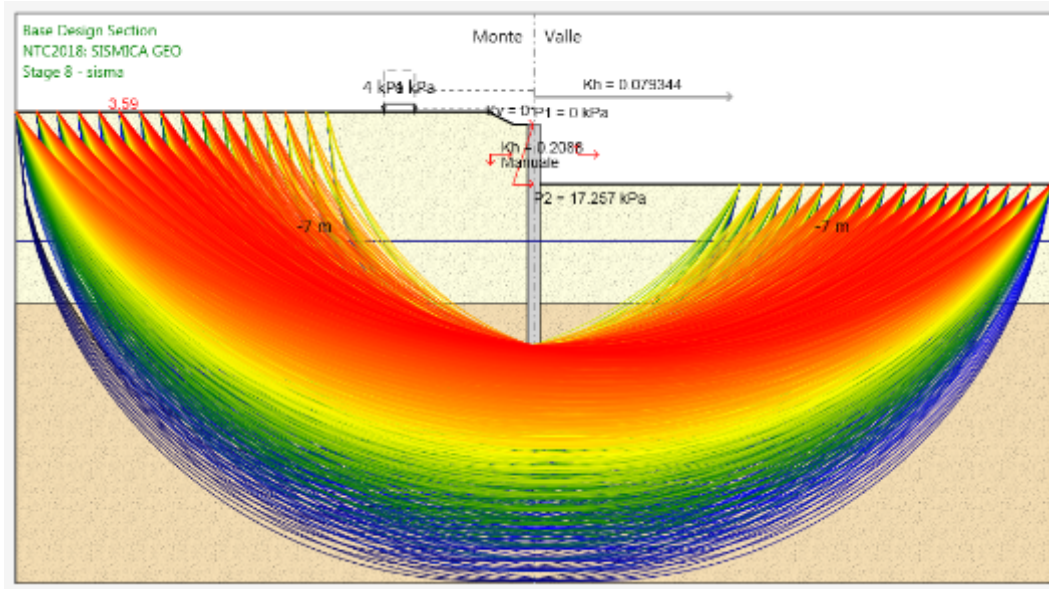


Figura 14-10 – Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni sismiche.

Verifiche strutturali

A seguire la verifica strutturale. Le sollecitazioni sul singolo palo sono state ottenute moltiplicando per l'interasse le sollecitazioni derivanti dal modello. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Tabella 14-2 – Riepilogo sollecitazioni.

	FASE	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo palo		
		M (kNm/m)	z (m)	T (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
SLE	7	749.30	-6.9	-	316.67	1049.02	-
SLU	7	975.01	-6.9		316.67	1365.01	
SLU	7	596.97	-3.5	197.65	220.54	835.76	276.71
SLV	8	847.10	-6.9		316.67	1185.94	
SLV	8	514.22	-3.3	163.91	214.88	719.91	229.47

Il palo Ø1200 è armato con un doppio strato di armatura longitudinale; il primo, più esterno, è costituito da 24 barre Φ26mm e il secondo da 20 barre Φ26mm. . L'armatura trasversale è costituita da una spirale Φ12 passo 20 cm.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	26.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	137.50 daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	5400.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	93 di 137

Resist. ultima di progetto ftd:	4500.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.5	24	26
2	0.0	0.0	40.5	20	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	31667	136501	0	0	0
2	22054	83576	0	27671	0
3	31667	118594	0	0	0
4	21488	71991	0	22947	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	31667	104902	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.2 cm

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	94 di 137

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 7.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	31667	136501	0	31691	358289	0	2.62	233.6(33.9)
2	S	22054	83576	0	22047	356333	0	4.26	233.6(33.9)
3	S	31667	118594	0	31691	358289	0	3.02	233.6(33.9)
4	S	21488	71991	0	21489	356220	0	4.95	233.6(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
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 compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00265	0.0	50.5	-0.00639	0.0	-50.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00264	0.0	50.5	-0.00648	0.0	-50.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00265	0.0	50.5	-0.00639	0.0	-50.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00264	0.0	50.5	-0.00648	0.0	-50.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c, nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000089543	-0.001872588	----	----
2	0.000000000	0.000090273	-0.001916389	----	----
3	0.000000000	0.000089543	-0.001872588	----	----
4	0.000000000	0.000090315	-0.001918916	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	95 di 137

bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0	315368	32522	93.8 81.6	107.1	1.000	1.020	0.0	10.2(0.0)
2	S	27671	314019	32570	93.8 81.7	107.1	1.000	1.014	8.7	10.2(0.0)
3	S	0	315368	32522	93.8 81.6	107.1	1.000	1.020	0.0	10.2(0.0)
4	S	22947	313939	32572	93.8 81.7	107.1	1.000	1.013	7.2	10.2(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	70.0	0.0	0.0	-1527	0.0	-50.5	1707	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

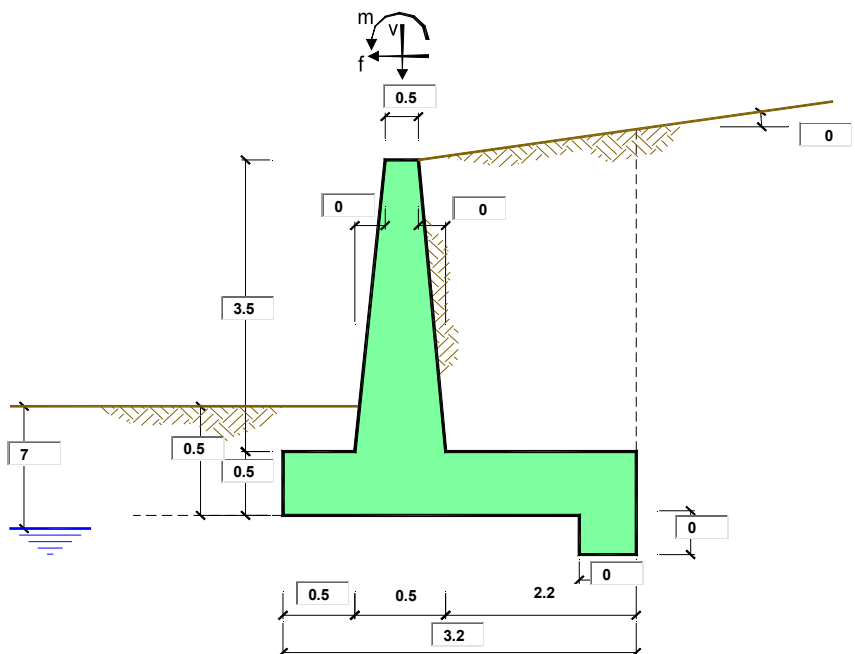
La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00087	0	0.500	26.0	82	0.00046 (0.00046)	421	0.195 (0.20)	63324	0

15 PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO TIPO A

Dati di input



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.60	(m)

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

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	97 di 137

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

NTC2018



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	NTC2018
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00
	sfavorevole		1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00
	sfavorevole		1.50

Parametro		Coeff. Parziale	NTC2018
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	NTC2018 statico	NTC2018 sismico
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40	1.20
Scorrimento		1.10	1.00
Ribaltamento		1.15	1.00

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 98 di 137

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	33.00		33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00		19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00		33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00		19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	16.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	30000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.174	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.2	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.079344	(-)	β_s	0.57
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0397	(-)	kh	0.11902
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no			kv	0.05951

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.295	0.295	0.295
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.339	0.339	0.362
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.343	0.343	0.372
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392	3.392	3.392
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.249	3.249	3.179
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.237	3.237	3.151

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> 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	10.00		15.00	15.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00		0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\psi2$		0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00				

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	99 di 137

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fcm	40	(MPa)	
Ec	33346	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_C	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ_S =	1.15		
f _{yd} = f _{yk} / γ_S / γ_E =	391.30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 8.40 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	100 di 137

Calcolo delle azioni

15.1.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	43.75	43.75	43.75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	40.00	40.00	40.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	83.75	83.75	83.75

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	146.30	146.30	146.30
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	146.30	146.30	146.30

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	22	33	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	0		

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

- Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	32.81	32.81	32.81
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	64.00	64.00	64.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	96.81	96.81	96.81

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	307.23	307.23	307.23
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	307.23	307.23	307.23

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	46.2	69.3	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	0		

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	101 di 137

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kNm/m)	6.65	9.97
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kNm/m)	3.32	4.98

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kNm/m)	11.61	17.41
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kNm/m)	5.80	8.71

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	7.81	11.72
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)	0.79	1.19
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	8.60	12.91

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1.30	1.95
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)	2.54	3.81
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	3.84	5.76

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	26.12	39.18
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	26.12	39.18

- 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)	12.19	18.28
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
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)	12.19	18.28

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
 opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	102 di 137

15.1.2 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) 44.81	58.25	58.25
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) 11.79	17.69	17.69

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 44.81	58.25	58.25
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 11.79	17.69	17.69

- Componente verticale condizione statica

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

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 59.75	77.67	77.67
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 23.58	35.38	35.38
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

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	103 di 137

15.1.3 Spinte in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	44.81	44.81	44.81
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	8.78	8.78	13.51
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)	44.81	44.81	44.81
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.78	8.78	13.51
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)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
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

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	59.75	59.75	59.75
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	11.70	11.70	18.02
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
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	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	104 di 137

15.1.4 Spinte in condizione sismica -
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	44.81	44.81	44.81
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	5.26	5.26	8.32
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 = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	44.81	44.81	44.81
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.26	5.26	8.32
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	59.75	59.75	59.75
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	7.01	7.01	11.10
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	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	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	105 di 137

Verifiche geotecniche

15.1.5 Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in condizioni statiche

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)
 $N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$ 230.05 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
 $T = S_{th} + S_{qh} + f$ 75.94 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
 $f = \text{tg} \varphi_1'$ 0.65 (-)

Fs scorr. **$(N \cdot f + S_p) / T$** **1.97** **>** **1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)
 $M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$ 404.04 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
 $M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$ 113.05 (kNm/m)

Fs ribaltamento **M_s / M_r** **3.57** **>** **1.1**

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)
 $N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$ Nmin 230.05 Nmax 263.05 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
 $T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$ 75.94 75.94 (kN/m)

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)
 $MM = \sum M$ 291.00 360.30 (kNm/m)

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)
 $M = X_c \cdot N - MM$ 77.08 60.58 (kNm/m)

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	106 di 137

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.53	2.74	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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)	0.45	0.51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.43	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\phi')))^{m+1}$		0.30	0.30	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	365.47	379.64	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.02	>	1.4
		Nmax	3.95	>	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	107 di 137

15.1.6 Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 239.18 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 71.84 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \rho_1' \quad 0.65 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.16} \quad >$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 404.04 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 105.80 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.82} \quad >$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr} \text{ acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 239.18 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 239.18 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 71.84 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 313.90 \quad 313.90 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 68.78 \quad 68.78 \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	108 di 137

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.29	0.29	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.62	2.62	(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)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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)	0.49	0.49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.47	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	421.84	421.84	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.63	>	1.2
		Nmax	4.63	>	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	109 di 137

15.1.7 Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale sismica –
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 220.92 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 68.32 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \rho_1' \quad 0.65 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.10} \quad >$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 404.04 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 146.97 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.75} \quad >$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 220.92 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 220.92 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 68.32 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 286.53 \quad 286.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 66.95 \quad 66.95 \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	110 di 137

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.30	0.30	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.59	2.59	(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)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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)	0.48	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

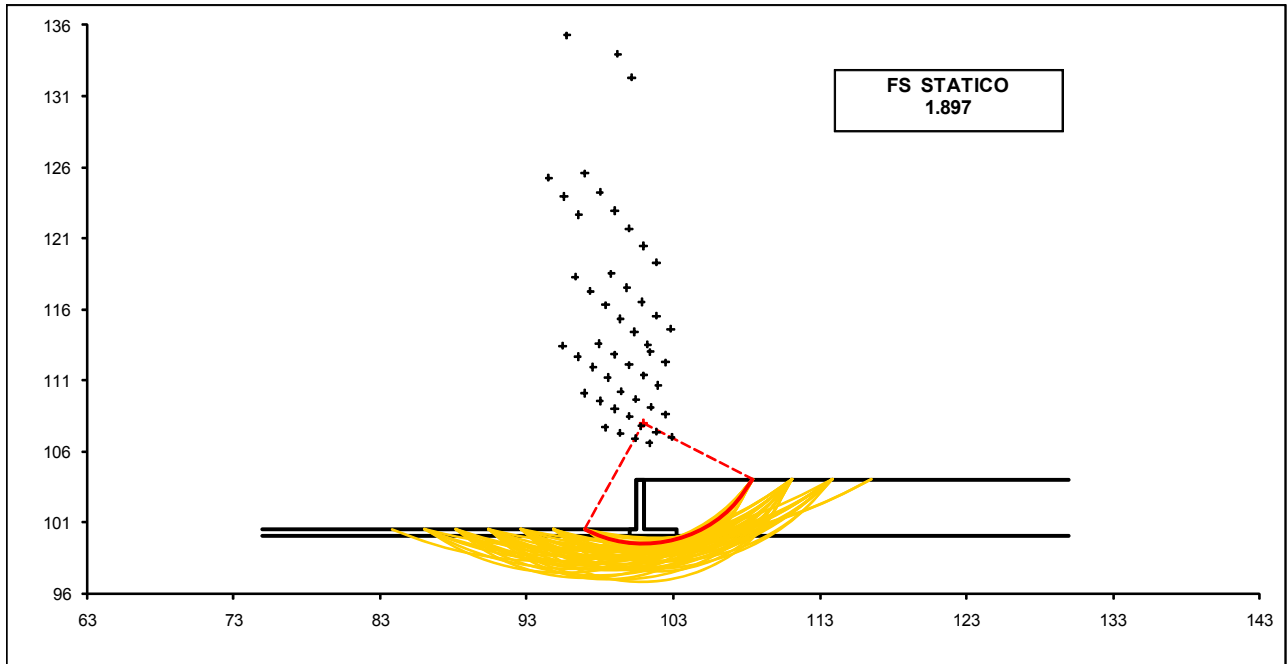
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	404.04	404.04	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

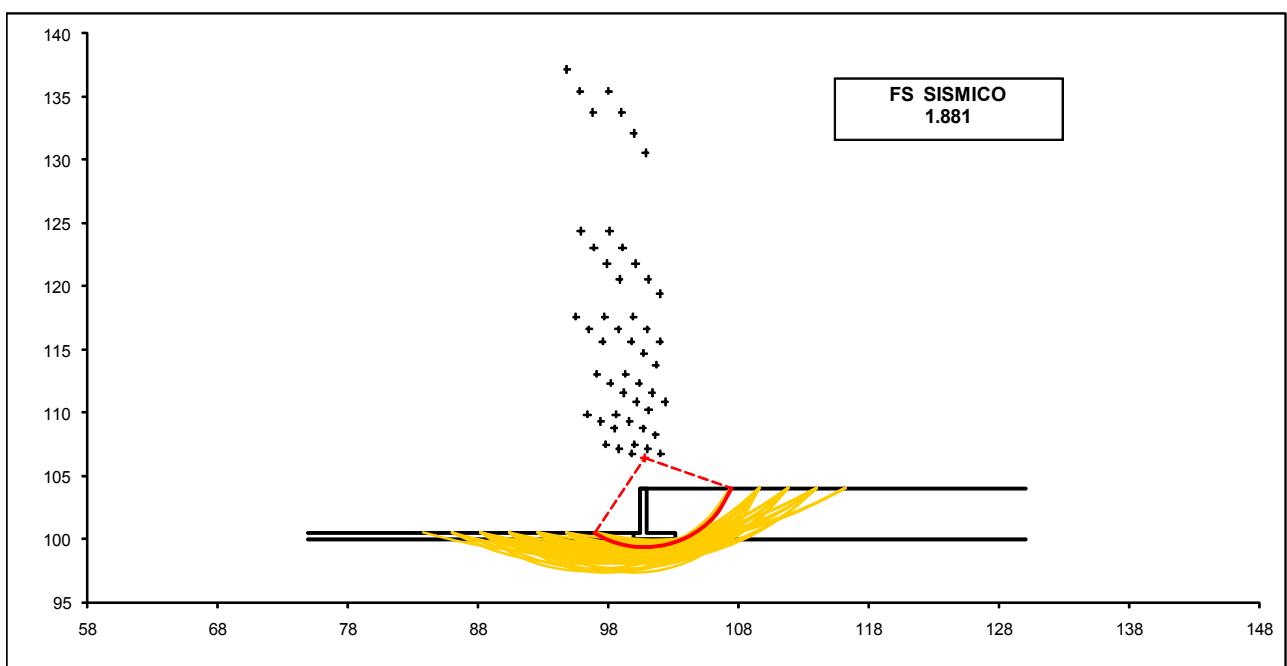
FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.74	>	1.2
		Nmax	4.74	>	

15.1.8 Verifica di stabilità globale

Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni statiche



Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni sismiche



Verifiche strutturali
15.1.9 Calcolo delle sollecitazioni
CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE
Reazione del terreno

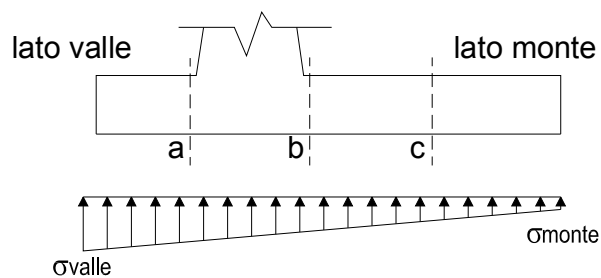
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	230.05	77.08	117.06	26.72
	263.05	60.58	117.70	46.70
sisma+	239.18	68.78	115.04	34.44
	239.18	68.78	115.04	34.44
sisma-	220.92	66.95	108.26	29.81
	220.92	66.95	108.26	29.81

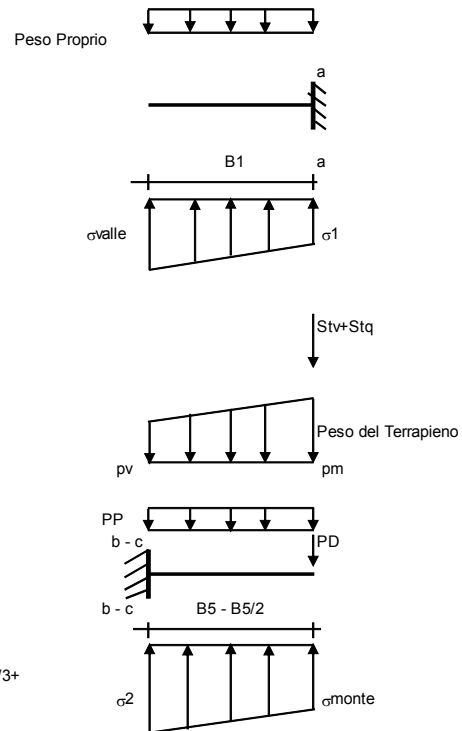

Mensola Lato Valle

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

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	117.06	102.94	12.48	48.75
	117.70	106.61	12.69	49.83
sisma+	115.04	102.45	12.23	51.02
	115.04	102.45	12.29	51.02
sisma-	108.26	96.01	11.52	47.63
	108.26	96.01	11.46	47.63


Mensola Lato Monte

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

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	66.50	81.50	66.50	(kN/m ²)
pvb	66.50	81.50	66.50	(kN/m ²)
pvc	66.50	81.50	66.50	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	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	26.72	88.83	-76.41	-46.69	57.78	-25.36	-40.42
	46.70	95.51	-75.08	-50.36	71.11	-23.69	-38.60
sisma+	34.44	89.86	-70.71	-43.97	62.15	-23.27	-37.22
	34.44	89.86	-70.71	-43.97	62.15	-23.27	-37.22
sisma-	29.81	83.75	-67.94	-41.99	56.78	-22.42	-35.83
	29.81	83.75	-67.94	-41.99	56.78	-22.42	-35.83

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

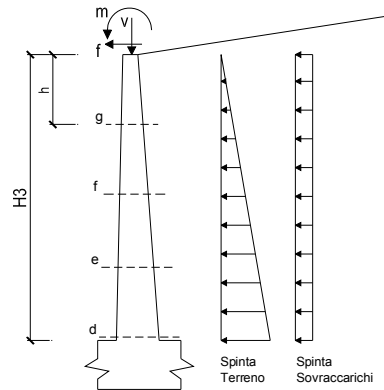
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	3.50	52.03	27.08	0.00	79.12	0.00	43.75	43.75
e-e	2.63	21.95	15.24	0.00	37.19	0.00	32.81	32.81
f-f	1.75	6.50	6.77	0.00	13.28	0.00	21.88	21.88
g-g	0.88	0.81	1.69	0.00	2.51	0.00	10.94	10.94

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	44.60	15.48	0.00	60.08
e-e	2.63	25.09	11.61	0.00	36.70
f-f	1.75	11.15	7.74	0.00	18.89
g-g	0.88	2.79	3.87	0.00	6.66

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	40.03	7.84	0.00	0.00	6.07	53.94	0.00	45.49	45.49
e-e	2.63	16.89	3.31	0.00	0.00	3.42	23.61	0.00	34.11	34.11
f-f	1.75	5.00	0.98	0.00	0.00	1.52	7.50	0.00	22.74	22.74
g-g	0.88	0.63	0.12	0.00	0.00	0.38	1.13	0.00	11.37	11.37

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	34.31	6.72	0.00	0.00	3.47	44.50
e-e	2.63	19.30	3.78	0.00	0.00	2.60	25.68
f-f	1.75	8.58	1.68	0.00	0.00	1.74	11.99
g-g	0.88	2.14	0.42	0.00	0.00	0.87	3.43

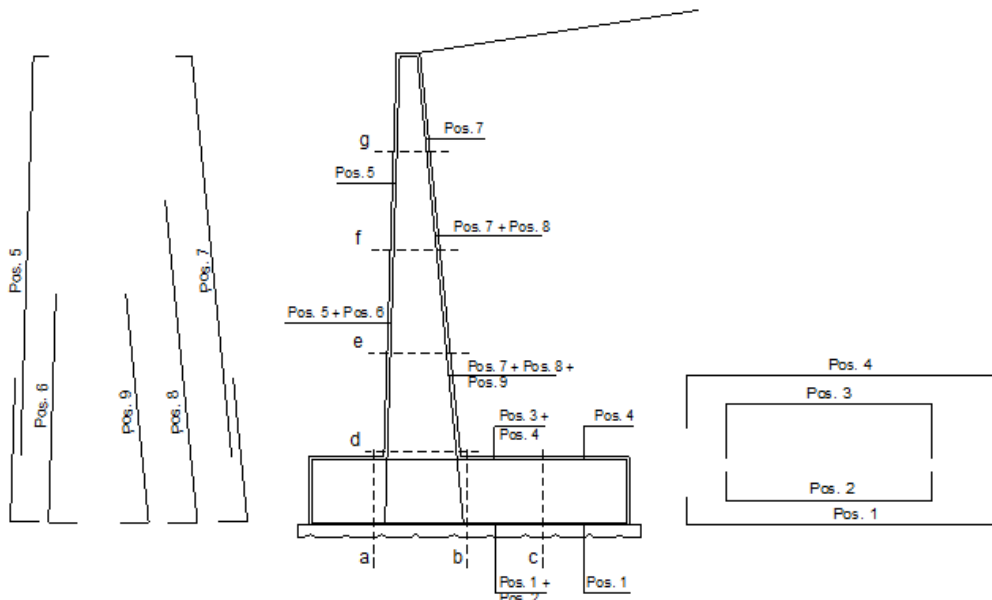
condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	40.03	4.70	0.00	0.00	6.07	50.80	0.00	42.01	42.01
e-e	2.63	16.89	1.98	0.00	0.00	3.42	22.28	0.00	31.51	31.51
f-f	1.75	5.00	0.59	0.00	0.00	1.52	7.11	0.00	21.01	21.01
g-g	0.88	0.63	0.07	0.00	0.00	0.38	1.08	0.00	10.50	10.50

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	34.31	4.03	0.00	0.00	3.47	41.81
e-e	2.63	19.30	2.27	0.00	0.00	2.60	24.17
f-f	1.75	8.58	1.01	0.00	0.00	1.74	11.32
g-g	0.88	2.14	0.25	0.00	0.00	0.87	3.26

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
 opere di sostegno di linea definitive

 COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 114 di 137

15.1.10 Verifiche slu

ARMATURE

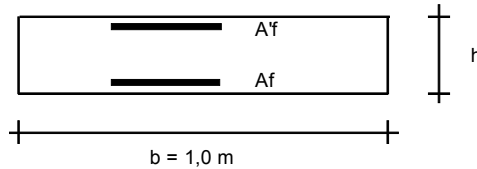
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	┌┐	6	0.0	0	┌┐
3	0.0	0	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	┌┐
				9	0.0	0	┌┐

 L'armatura secondaria sarà pari a $\phi 14/20$

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 115 di 137

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	12.69	0.00	0.50	15.71	15.71	251.72
b - b	-76.41	0.00	0.50	15.71	15.71	251.72
c - c	-25.36	0.00	0.50	15.71	15.71	251.72
d - d	79.12	43.75	0.50	15.71	15.71	259.42
e - e	37.19	32.81	0.50	15.71	15.71	257.50
f - f	13.28	21.88	0.50	15.71	15.71	255.57
g - g	2.51	10.94	0.50	15.71	15.71	253.65

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	51.02	0.50	193.98	12	50	100	21.8	82.85	Armatura a taglio non necessaria
b - b	50.36	0.50	193.98	12	50	100	21.8	82.85	Armatura a taglio non necessaria
c - c	40.42	0.50	193.98	12	50	100	21.8	82.85	Armatura a taglio non necessaria
d - d	60.08	0.50	199.44	12	50	100	21.8	82.85	Armatura a taglio non necessaria
e - e	36.70	0.50	198.07	12	50	100	21.8	82.85	Armatura a taglio non necessaria
f - f	18.89	0.50	196.71	12	50	100	21.8	82.85	Armatura a taglio non necessaria
g - g	6.66	0.50	195.34	12	50	100	21.8	82.85	Armatura a taglio non necessaria

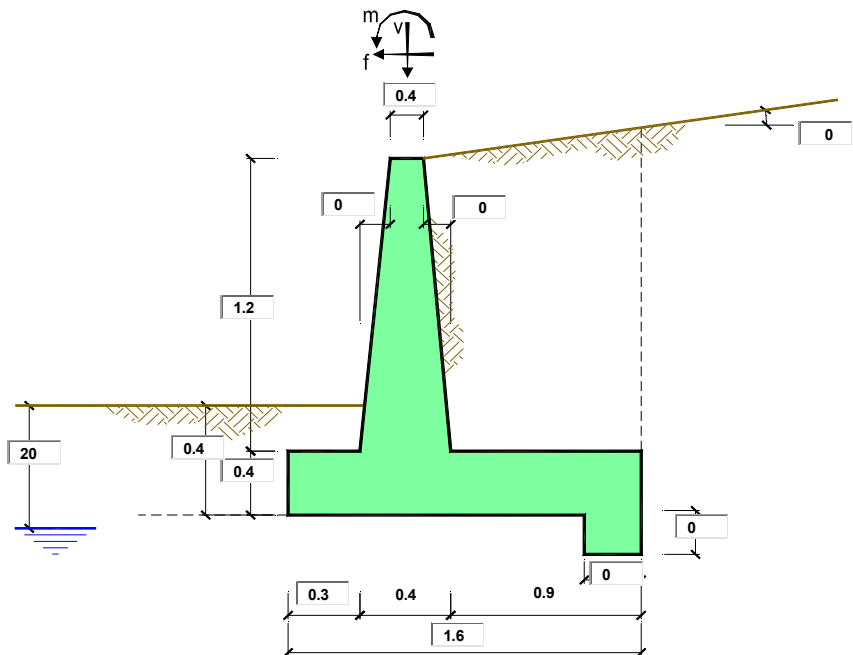
15.1.11 Verifiche sle

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	10.67	0.00	0.50	15.71	15.71	0.45	18.18	0.028	0.200
b - b	-53.59	0.00	0.50	15.71	15.71	2.28	91.29	0.138	0.200
c - c	-17.24	0.00	0.50	15.71	15.71	0.73	29.38	0.045	0.200
d - d	58.08	43.75	0.50	15.71	15.71	2.48	84.86	0.126	0.200
e - e	27.04	32.81	0.50	15.71	15.71	1.15	35.60	0.052	0.200
f - f	9.52	21.88	0.50	15.71	15.71	0.40	9.42	0.013	0.200
g - g	1.75	10.94	0.50	15.71	15.71	0.07	0.31	0.000	0.200

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

16 PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO MU06

Dati di input



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1.20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.90	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.80	(m)

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

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

 COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 117 di 137

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

NTC2018



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	NTC2018
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00
	sfavorevole		1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00
	sfavorevole		1.50

Parametro		Coeff. Parziale	NTC2018
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	NTC2018 statico	NTC2018 sismico
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40	1.20
Scorrimento		1.10	1.00
Ribaltamento		1.15	1.00

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

 COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 118 di 137

				<i>valori caratteristici</i>		<i>valori di progetto</i>	
				<i>SLE</i>		<i>STR/GEO</i>	<i>EQU</i>
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	33.00		33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00		19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	33.00		33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00		19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	16.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	30000			
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0.174	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_s	1.2	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0.38	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente sismico orizzontale		kh	0.079344	(-)	β_s	0.57
	Coefficiente sismico verticale		kv	0.0397	(-)	kh	0.11902
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				kv	0.05951
				STR/GEO		RIB	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.295	0.295		0.295	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.339	0.339		0.362	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.343	0.343		0.372	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392	3.392		3.392	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.249	3.249		3.179	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.237	3.237		3.151	
Carichi Agenti							
				<i>valori caratteristici</i>		<i>valori di progetto</i>	
				<i>SLE - sisma</i>		<i>STR/GEO</i>	<i>EQU</i>
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> 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	10.00		15.00	15.00
	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 $\psi 1$		1.00	condizione quasi permanente $\psi 2$		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			

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	119 di 137

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fcm	40	(MPa)	
Ec	33346	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_t	337.5	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C		
$f_{yk} =$	450	(MPa)	
$\gamma_s =$	1.15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$	391.30	(MPa)	
$E_s =$	210000	(MPa)	
$\epsilon_{ys} =$	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 8.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 5.00$ (cm)

Interfero tra I e II strato

$i_{I-II} = 5.00$ (cm)

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	120 di 137

Calcolo delle azioni

16.1.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	12.00	12.00	12.00
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)	16.00	16.00	16.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	28.00	28.00	28.00

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	20.52	20.52	20.52
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
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)	20.52	20.52	20.52

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	9	13.5	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0		

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	6.00	6.00	6.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	12.80	12.80	12.80
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	18.80	18.80	18.80

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	23.60	23.60	23.60
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	23.60	23.60	23.60

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	10.35	15.525	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0		

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	121 di 137

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	2.22	3.33
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	1.11	1.67

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	1.63	2.44
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0.81	1.22

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.95	1.43
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)	0.25	0.38
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.21	1.81

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.24	0.36
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)	0.51	0.76
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0.75	1.12

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	1.63	2.44
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	1.63	2.44

- 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)	0.94	1.40
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
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)	0.94	1.40

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
 opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	122 di 137

16.1.2 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)	7.17	9.32	9.32
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)	4.72	7.08	7.08

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.17	9.32	9.32
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)	4.72	7.08	7.08

- Componente verticale condizione statica

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

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	3.82	4.97	4.97
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	3.77	5.66	5.66
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
 opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	123 di 137

16.1.3 Spinte in condizione sismica +
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	7.17	7.17	7.17
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.40	1.40	2.16
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 = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.17	7.17	7.17
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.40	1.40	2.16
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	3.82	3.82	3.82
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0.75	0.75	1.15
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	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	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	124 di 137

16.1.4 Spinte in condizione sismica –
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	7.17	7.17	7.17
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.84	0.84	1.33
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 = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.17	7.17	7.17
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.84	0.84	1.33
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	3.82	3.82	3.82
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0.45	0.45	0.71
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	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	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	125 di 137

Verifiche geotecniche

16.1.5 Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in condizioni statiche

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 48.52 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 16.40 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.65 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.92} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 42.40 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 10.63 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{3.99} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

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

48.52	62.02
-------	-------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 16.40 \quad 16.40 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 31.77 \quad 47.29 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 7.05 \quad 2.32 \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	126 di 137

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.15	0.04	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.31	1.53	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi' \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.44	0.54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.42	0.42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	213.96	234.35	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	5.77	>	1.4
		N_{max}	5.76	>	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	127 di 137

16.1.6 Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in sismica +
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 50.44 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 12.42 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \varphi_1' \quad 0.65 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.64} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 42.40 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 6.71 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.32} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 12.42 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 36.67 \quad 36.67 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 3.68 \quad 3.68 \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	128 di 137

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.07	0.07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.45	1.45	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B^*c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.57	0.57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.55	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.43	0.43	(-)

 (fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	320.77	320.77	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	9.25	>	1.2
		Nmax	9.25	>	

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	129 di 137

16.1.7 Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale sismica –
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 46.60 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 11.86 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.65 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.55} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 42.40 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 11.31 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.75} \quad >$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 46.60 & 46.60 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 11.86 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 33.61 \quad 33.61 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 3.67 \quad 3.67 \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	130 di 137

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.08	0.08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.44	1.44	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.54	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi')))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

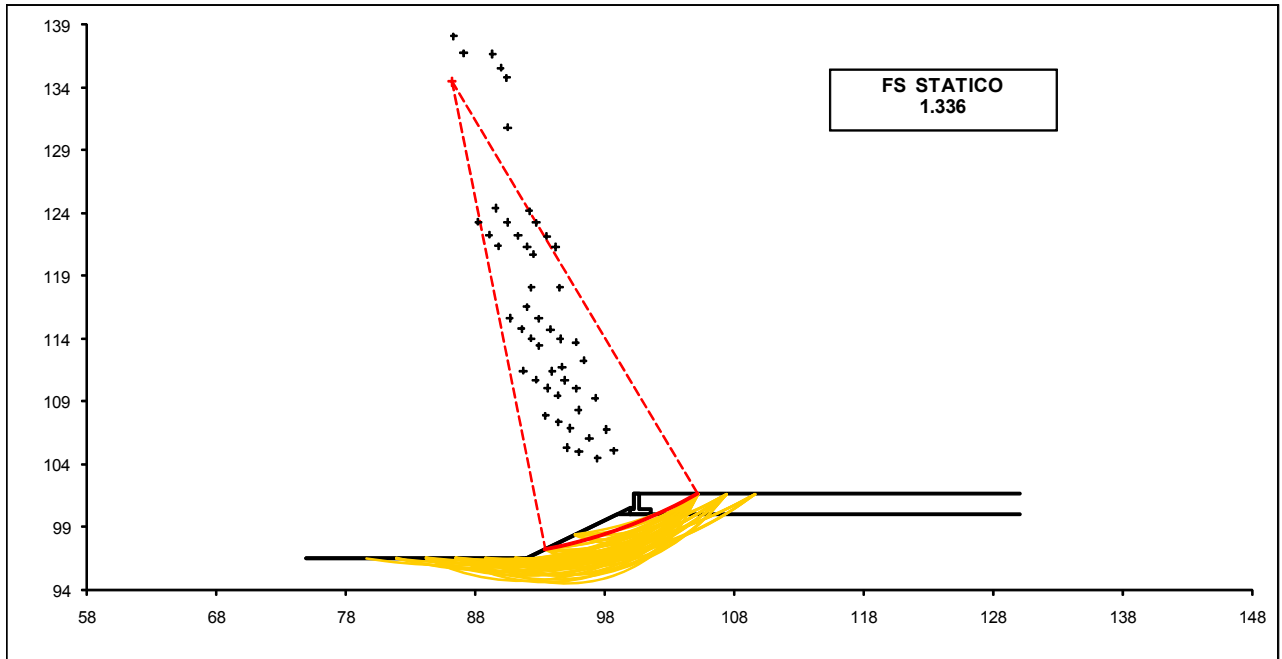
 (fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	309.96	309.96	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	9.60	>	1.2
		Nmax	9.60	>	

16.1.8 Verifica di stabilità globale

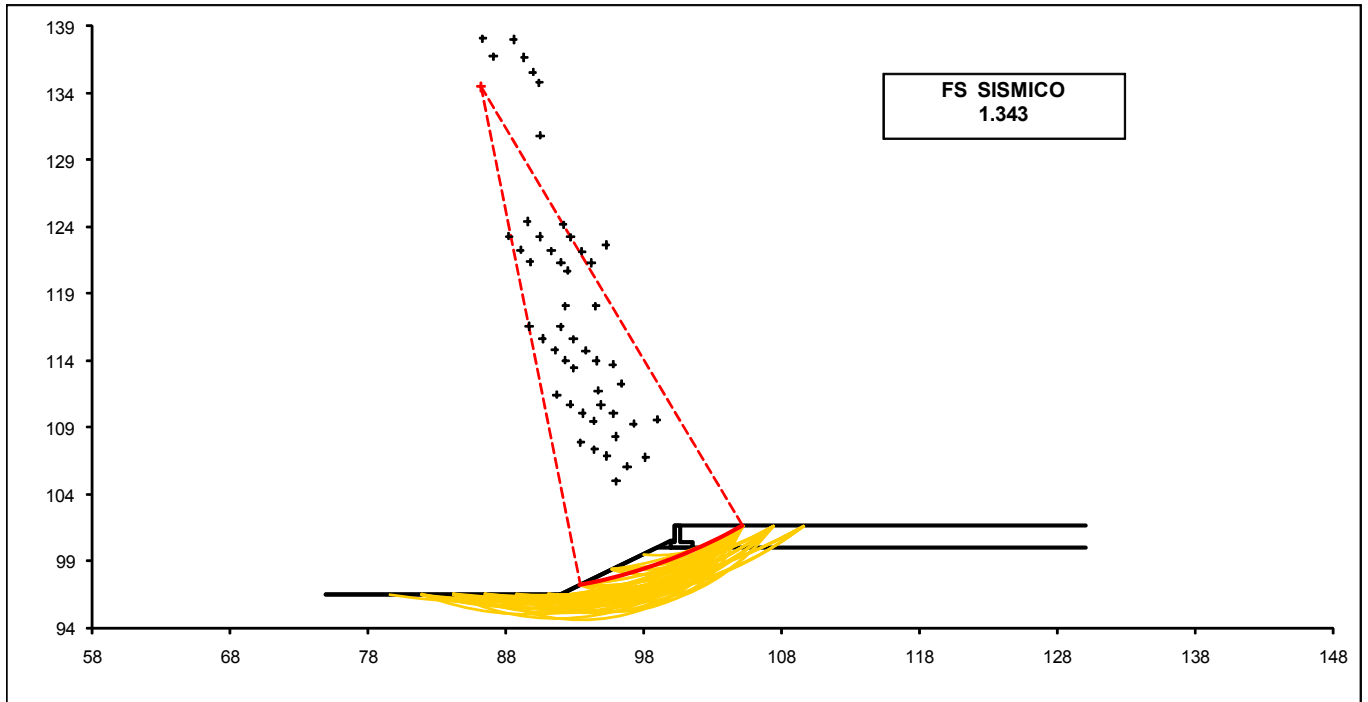
Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni statiche



Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni simiche

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	02	D10	CL TR0100 001	A	132 di 137



Verifiche strutturali

16.1.9 Calcolo delle sollecitazioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

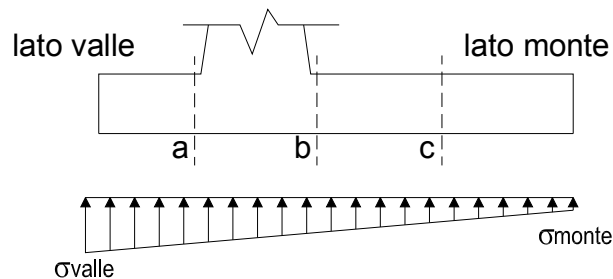
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.43 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	48.52	7.05	46.85	13.80
	62.02	2.32	44.21	33.32
sisma+	50.44	3.68	40.16	22.90
	50.44	3.68	40.16	22.90
sisma-	46.60	3.67	37.72	20.53
	46.60	3.67	37.72	20.53



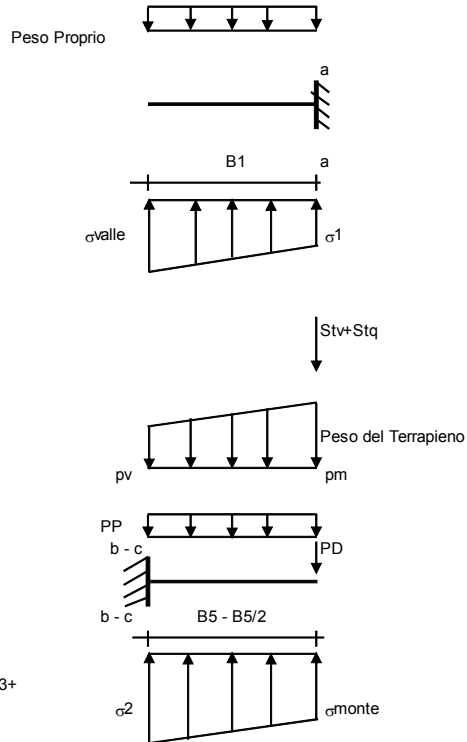
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (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	46.85	40.65	1.57	10.12
	44.21	42.17	1.51	9.96
sisma+	40.16	36.92	1.29	9.58
	40.16	36.92	1.31	9.58
sisma-	37.72	34.49	1.22	8.84
	37.72	34.49	1.20	8.84



Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
	pm	22.80	37.80	22.80
pvb	22.80	37.80	22.80	(kN/m ²)
pvc	22.80	37.80	22.80	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	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	13.80	32.39	-5.18	-8.73	23.10	-1.61	-6.46
	33.32	39.44	-5.04	-10.28	36.38	-1.36	-5.83
sisma+	22.90	32.61	-3.23	-5.71	27.75	-0.97	-3.95
	22.90	32.61	-3.23	-5.71	27.75	-0.97	-3.95
sisma-	20.53	30.20	-3.14	-5.52	25.36	-0.95	-3.85
	20.53	30.20	-3.14	-5.52	25.36	-0.95	-3.85

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

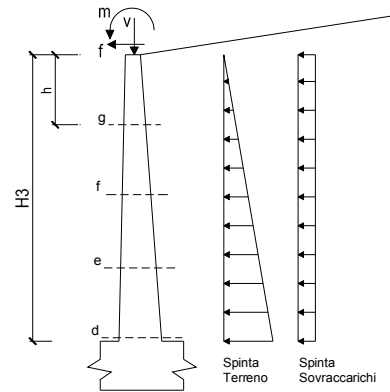
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	1.20	2.10	3.18	0.00	5.28	0.00	12.00	12.00
e-e	0.90	0.88	1.79	0.00	2.68	0.00	9.00	9.00
f-f	0.60	0.26	0.80	0.00	1.06	0.00	6.00	6.00
g-g	0.30	0.03	0.20	0.00	0.23	0.00	3.00	3.00

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.20	5.24	5.31	0.00	10.55
e-e	0.90	2.95	3.98	0.00	6.93
f-f	0.60	1.31	2.65	0.00	3.96
g-g	0.30	0.33	1.33	0.00	1.65

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.20	1.61	0.32	0.00	0.00	0.57	2.50	0.00	12.48	12.48
e-e	0.90	0.68	0.13	0.00	0.00	0.32	1.14	0.00	9.36	9.36
f-f	0.60	0.20	0.04	0.00	0.00	0.14	0.38	0.00	6.24	6.24
g-g	0.30	0.03	0.00	0.00	0.00	0.04	0.07	0.00	3.12	3.12

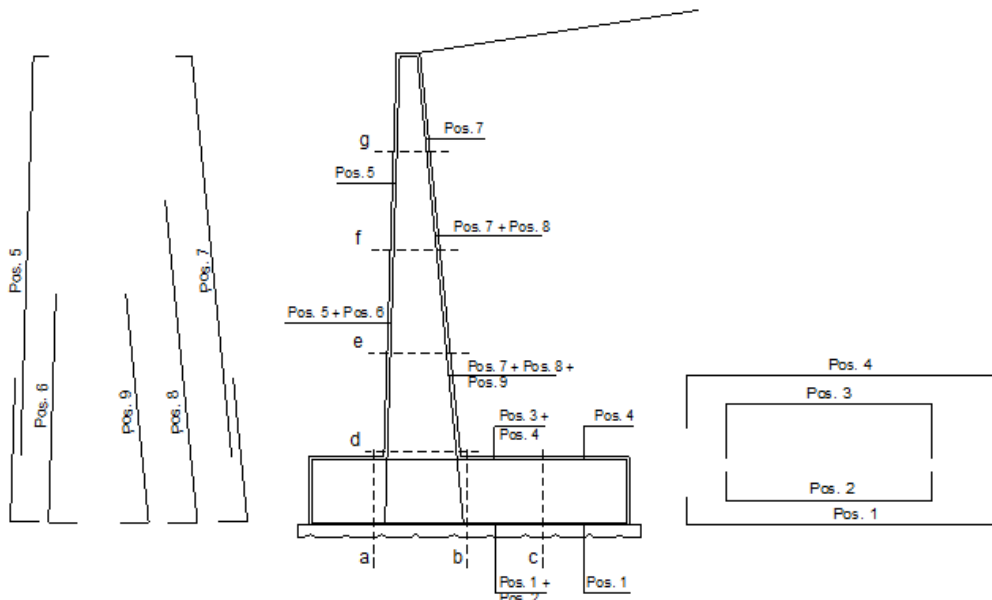
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.20	4.03	0.79	0.00	0.00	0.95	5.77
e-e	0.90	2.27	0.44	0.00	0.00	0.71	3.43
f-f	0.60	1.01	0.20	0.00	0.00	0.48	1.68
g-g	0.30	0.25	0.05	0.00	0.00	0.24	0.54

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.20	1.61	0.19	0.00	0.00	0.57	2.37	0.00	11.52	11.52
e-e	0.90	0.68	0.08	0.00	0.00	0.32	1.08	0.00	8.64	8.64
f-f	0.60	0.20	0.02	0.00	0.00	0.14	0.37	0.00	5.76	5.76
g-g	0.30	0.03	0.00	0.00	0.00	0.04	0.06	0.00	2.88	2.88

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.20	4.03	0.47	0.00	0.00	0.95	5.46
e-e	0.90	2.27	0.27	0.00	0.00	0.71	3.25
f-f	0.60	1.01	0.12	0.00	0.00	0.48	1.60
g-g	0.30	0.25	0.03	0.00	0.00	0.24	0.52

16.1.10 Verifiche slu



ARMATURE

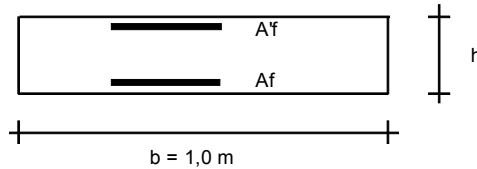
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	16	
2	0.0	0	┌┐	6	0.0	0	┌┐
3	0.0	0	┌┐	7	5.0	16	
4	5.0	16		8	0.0	0	┌┐
				9	0.0	0	┌┐

L'armatura secondaria sarà pari a $\phi 12/20$

RILEVATI E TRINCEE - Relazione di calcolo
opere di sostegno di linea definitive

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IR0B 02 D10 CL TR0100 001 A 136 di 137

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	1.57	0.00	0.40	10.05	10.05	134.18
b - b	-5.18	0.00	0.40	10.05	10.05	134.18
c - c	-1.61	0.00	0.40	10.05	10.05	134.18
d - d	5.28	12.00	0.40	10.05	10.05	135.78
e - e	2.68	9.00	0.40	10.05	10.05	135.38
f - f	1.06	6.00	0.40	10.05	10.05	134.98
g - g	0.23	3.00	0.40	10.05	10.05	134.58

(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	10.12	0.40	151.80	12	50	100	21.8	63.73	Armatura a taglio non necessaria
b - b	10.28	0.40	151.80	12	50	100	21.8	63.73	Armatura a taglio non necessaria
c - c	6.46	0.40	151.80	12	50	100	21.8	63.73	Armatura a taglio non necessaria
d - d	10.55	0.40	153.24	12	50	100	21.8	63.73	Armatura a taglio non necessaria
e - e	6.93	0.40	152.88	12	50	100	21.8	63.73	Armatura a taglio non necessaria
f - f	3.96	0.40	152.52	12	50	100	21.8	63.73	Armatura a taglio non necessaria
g - g	1.65	0.40	152.16	12	50	100	21.8	63.73	Armatura a taglio non necessaria

16.1.11 Verifiche sle

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _C	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1.29	0.00	0.40	10.05	10.05	0.10	4.39	0.007	0.200
b - b	-3.38	0.00	0.40	10.05	10.05	0.27	11.56	0.018	0.200
c - c	-1.02	0.00	0.40	10.05	10.05	0.08	3.50	0.005	0.200
d - d	3.74	12.00	0.40	10.05	10.05	0.28	6.73	0.010	0.200
e - e	1.87	9.00	0.40	10.05	10.05	0.13	2.10	0.003	0.200
f - f	0.73	6.00	0.40	10.05	10.05	0.04	0.17	0.000	0.200
g - g	0.16	3.00	0.40	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200

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

17 INCIDENZE

Muro di sostegno tipo A in sx

Elevazione: 80 kg/m³

Fondazione: 80 kg/m³

Muro MU06 in SX

Elevazione: 65 kg/m³

Fondazione: 65 kg/m³

Paratia A1 in SX

Pali ϕ 1200: 95 kg/m³

Cordolo: 140 kg/m³

Paratia A2 in SX

Pali ϕ 1200: 130 kg/m³

Cordolo: 140 kg/m³

Paratia A3 in DX

Pali ϕ 1200: 195 kg/m³

Cordolo: 140 kg/m³

Paratia B in SX

Pali ϕ 1200: 145 kg/m³

Cordolo: 100 kg/m³