

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 ASSISI

RILEVATI E TRINCEE

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

SCALA:

-

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

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

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L. Dinelli <i>L. Dinelli</i>	Luglio 2020	G. Scasserra <i>G. Scasserra</i>	Luglio 2020	T. Paolotti <i>T. Paolotti</i>	Luglio 2020	L. Berardi Luglio 2020

File : IR0B01D10CLR10100001A.doc

n. Elab.:

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	2 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

1	INTRODUZIONE	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
3.1.1	<i>Elemento strutturale: pali di grande diametro.....</i>	8
3.1.2	<i>Elemento strutturale: muro di sostegno - elevazione</i>	8
3.1.3	<i>Elemento strutturale: muro di sostegno – fondazione</i>	9
3.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450C	11
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE	12
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
6	CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO.....	14
6.1	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE.....	14
	<i>SLU DI TIPO GEOTECNICA (GEO)</i>	14
6.2	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI SISMICHE (SLV).....	17
6.3	STABILITÀ GLOBALE	19
6.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	20
6.4.1	<i>Verifica allo scorrimento</i>	20
6.4.2	<i>Verifica a ribaltamento</i>	20
6.4.3	<i>Verifica a carico limite della fondazione</i>	21
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	21
6.6	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	22

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	3 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

6.6.1	Verifiche alle tensioni.....	22
6.6.2	Verifiche a fessurazione	22
7	ANALISI DEI CARICHI MURI	23
7.1	CARICHI PERMANENTI	24
7.1.1	Pesi propri.....	24
7.1.2	Spinta del terreno in condizioni statiche	24
7.1.3	Armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie)	25
7.2	CARICHI ACCIDENTALI.....	25
7.2.1	Sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario	25
7.3	AZIONE SISMICA	25
7.3.1	Spinta del terreno in condizioni sismiche	26
8	COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	27
9	PROGETTO E VERIFICA MURO A1 IN SX DA PK 0+ 118 A PK 0+195	29
9.1	DATI DI INPUT.....	29
9.2	CALCOLO DELLE AZIONI	33
9.2.1	Forze verticali e inerziali	33
9.2.2	Spinte in condizione statica	35
9.2.3	Spinte in condizione sismica +	36
9.2.4	Spinte in condizione sismica –.....	37
9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	38
9.3.1	Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in condizioni statiche.....	38
9.3.2	Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in sismica +	40
9.3.3	Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale sismica –	42
9.3.4	Verifica di stabilità globale	44




**PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA
INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL
PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI**

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	4 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	45
9.4.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	45
9.4.2	Verifiche <i>slu</i>	47
9.4.3	Verifiche <i>sle</i>	48

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI					
RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato	COMMESSA IR0B	LOTTO 01	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL RI0100 001	REV. A	FOGLIO 5 di 48

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 Assisi. Le attività prevedono la velocizzazione degli itinerari in deviata, l'adeguamento a STI dei marciapiedi di stazione e dei relativi sottopassi pedonali e l'upgrading tecnologico dell'impianto esistente ACEI in un più moderno apparato ACC.

Il Programma di Esercizio fornito come input di base dalla Committenza prevede interventi di semplificazione e velocizzazione dell'impianto. In particolare sono previste le seguenti lavorazioni:

- Sostituzione delle comunicazioni esistenti a 30 km/h con comunicazioni a 60 km/h
- Realizzazione di tronchini di indipendenza per i binari di precedenza
- Adeguamento a STI dei marciapiedi di stazione
- Costruzione nuovo sottopasso pedonale


Per la stazione di Assisi 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 14+800 circa e termina alla progressiva Km 16+450 circa.

E' 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 dei due marciapiedi esistenti ad H=55cm. Inoltre, verrà prevista la realizzazione di un nuovo sottopasso pedonale in aggiunta a quello esistente.

Entrambi i marciapiedi verranno dotati di due nuove pensiline ferroviarie in continuità a quelle esistenti a copertura del nuovo sottopasso.

A tal proposito, si evidenzia che per quanto riguarda il marciapiede ad isola, per il soddisfacimento del Programma di Esercizio anzidetto, si viene a determinare un ampliamento di circa 2m della banchina lato III binario. Per quanto riguarda la pensilina attuale prevista sul marciapiede del II e III binario si è


	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI					
RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato	COMMESSA IR0B	LOTTO 01	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL RI0100 001	REV. A	FOGLIO 6 di 48

deciso, d'intesa con la DTP RFI, di non intervenire sull'ampliamento della pensilina esistente su detta banchina, in virtù del vincolo presente da parte della sovrintendenza BBCC sul fabbricato viaggiatori.

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 inoltre, dal punto di vista impiantistico:

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

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI					
RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato	COMMESSA IR0B	LOTTO 01	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL RI0100 001	REV. A	FOGLIO 7 di 48


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 sul PRG della stazione di Assisi – Geotecnica - Profilo geotecnico (doc. IR0B01D10F7GE0006001)
- [2] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sul PRG della stazione di Assisi – Geotecnica – Relazione geotecnica generale (doc. IR0B01D10GE0006001)
- [3] ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sul PRG della stazione di Assisi – Sede lato Foligno – Tratto 1 - Muro di sostegno: Pianta, profilo e sezioni (doc. IR0B01D10CLRI0100001)

2.2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [4] 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
- [5] 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”
- [6] RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20.12.2019- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI</p>					
<p>RILEVATI E TRINCEE</p> <p>Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato</p>	<p>COMMESSA</p> <p>IR0B</p>	<p>LOTTO</p> <p>01</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D10</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CL RI0100 001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>8 di 48</p>

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.

3.1 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 R_{ck} = 24.9 N/ mm²

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

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

3.1.2 *Elemento strutturale: muro di sostegno - elevazione*

Classe di resistenza = C32/40

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	9 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

$$R_{ck} = \text{resistenza cubica} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistenza cilindrica caratteristica} = 0.83 R_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = \text{resistenza cilindrica media} = f_{ck} + 8 = 41.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 30.7 / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = \text{resistenza media a trazione semplice} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = \text{resistenza a trazione caratteristica} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = \text{resistenza media a trazione per flessione} = 1.20 \times f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = \text{modulo elastico} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione XC4

Copriferro minimo = 50 mm

Tolleranza di posa del copriferro = +10 mm

Condizioni ambientali: aggressive

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

3.1.3 Elemento strutturale: muro di sostegno – fondazione

Classe di resistenza = C30/37

$$R_{ck} = \text{resistenza cubica} = 37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistenza cilindrica caratteristica} = 0.83 R_{ck} = 30.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = \text{resistenza cilindrica media} = f_{ck} + 8 = 38.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 30.7 / 1.5 = 17.4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = \text{resistenza media a trazione semplice} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = \text{resistenza a trazione caratteristica} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = \text{resistenza media a trazione per flessione} = 1.20 \times f_{ctm} = 3.53 \text{ N/mm}^2$$

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	10 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

$$E_{cm} = \text{modulo elastico} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 328801 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione XC3

Copriferro minimo = 40 mm

Tolleranza di posa del copriferro = +10 mm

Condizioni ambientali: normali

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

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	11 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

3.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450C

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

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

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

Tabella 3-1 Requisiti acciaio.

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ non}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ non}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_v/f_{vnom})_k$	$< 1,35$	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 a rottura agli SLU ($\gamma_s = 1.15$) per trazione e deformazione corrispondente:

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

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

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	12 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il presente documento riguarda il dimensionamento delle opere di sostegno di linea lato Foligno.

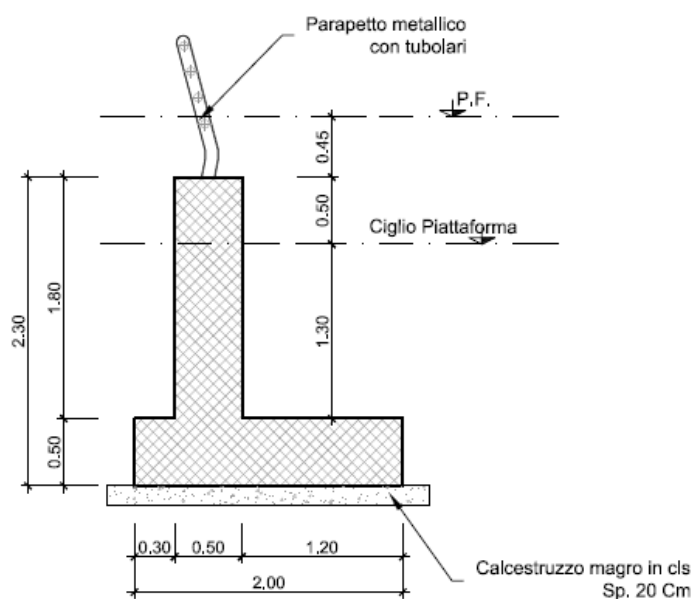


Figura 4-1 – Muro tipo “A1”.

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	13 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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]	$c_{u,k}$ [kPa]	φ'_k [°]	E [MPa]
Als	p.f.	-8.0 ÷ -13.0	19.5	2	50	27	12.5

La falda risulta a quota – 10.0 m da p.f..

Per il rilevato ferroviario sono stati considerati i seguenti parametri:

$$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad c'=0 \text{ kPa} \quad \varphi'=38^\circ$$

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI					
RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato	COMMESSA IR0B	LOTTO 01	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL RI0100 001	REV. A	FOGLIO 14 di 48

6 CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

6.1 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.

Nei casi di muro a sostegno della struttura ferroviaria, in accordo con quanto stabilito al punto 3.8.1.3.4.1 del Manuale di Progettazione (Rif. [6]), la tabella 6.2.I delle NTC18 è stata sostituita con la tabella 5.2.V delle stesse norme.

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	15 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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

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

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

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

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

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


 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI</p>					
<p>RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato</p>	<p>COMMESSA IR0B</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL RI0100 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 16 di 48</p>

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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6-3 – 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 6-4 – 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.

6.2 VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI SISMICHE (SLV)

Nell'ambito delle progettazioni 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 6-5 - 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:

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	18 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

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.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI</p>					
<p>RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato</p>	<p>COMMESSA IR0B</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL RI0100 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 19 di 48</p>

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.2

6.3 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 DM 17/01/2018.

6.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.4.1 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.

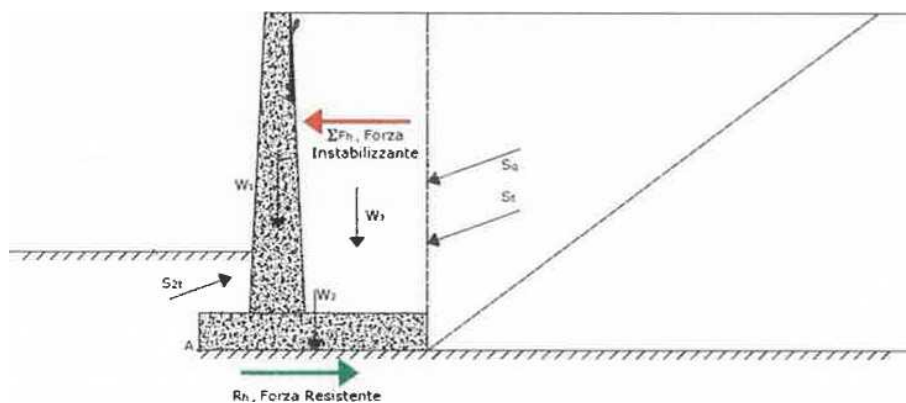


Figura 6-1 - Verifica a scorrimento.

6.4.2 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.

RILEVATI E TRINCEE

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	21 di 48

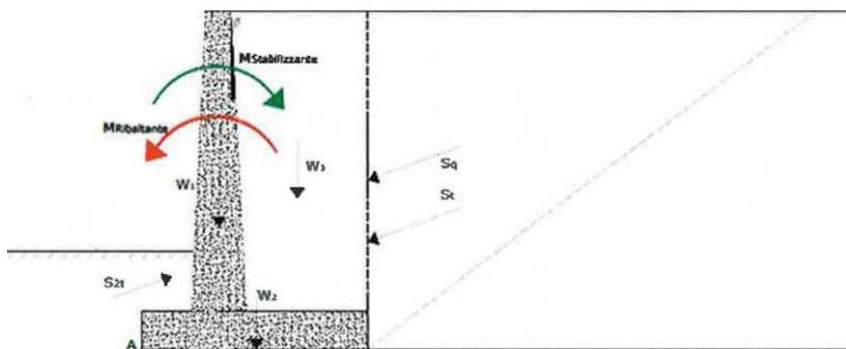


Figura 6-2 - Verifica a ribaltamento.

È stata trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

6.4.3 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:

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

6.5 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.

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	22 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

6.6 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.

6.6.1 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 $0,75 f_{yk}$

6.6.2 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]:

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	23 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

Tabella 6-7 - 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	wd	Stato limite	wd
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 MURI

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	24 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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.

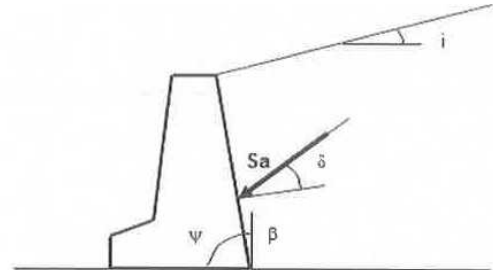
7.1 CARICHI PERMANENTI

7.1.1 *Pesi propri*

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

7.1.2 *Spinta del terreno in condizioni statiche*

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




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

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

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

Figura 7-1 - Coefficiente di spinta attiva e passiva.

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI					
RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato	COMMESSA IR0B	LOTTO 01	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL RI0100 001	REV. A	FOGLIO 25 di 48

7.1.3 Armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie)

Nelle verifiche dei muri a sostegno a sostegno della ferrovia, in ottemperanza a quanto indicato nel Manuale di Progettazione (Rif. [6]), il carico permanente dovuto alla sovrastruttura ferroviaria (massicciata + armamento) è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita applicata sull'impronta del ballast (larghezza complessiva di circa 5.5 m.) considerando un'altezza media fra il piano del ferro (P.F.) e l'estradosso del sub-ballast pari a 0.80 m. Il peso di volume è stato assunto pari a 18.0 kN/m³ per i tratti in rettilineo e a 20.0 kN/m³ per i tratti in curva, pertanto il carico di progetto vale rispettivamente 14.4 kPa e 16.0 kPa nei due casi.

7.2 CARICHI ACCIDENTALI

7.2.1 Sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario


Per i muri a sostegno della ferrovia nei casi in cui la retta di diffusione del carico intercetti il paramento virtuale del muro si è considerato un sovraccarico da traffico ferroviario come di seguito specificato.

Il carico è stato valutato in accordo a quanto riportato nel Manuale di Progettazione (Rif. [6]), considerando il treno di carico LM71 (con $\alpha=1.1$) che per i casi in esame risulta essere più gravoso rispetto al treno di carico SW2.

In particolare, si è fatto riferimento ai quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m e pertanto si è considerato un carico di $\alpha \cdot Q_{vk}/i = 1.1 \cdot 250 / 1.6 = 171.88$ kN/m. Per riportare tale carico dalla traversina, di larghezza pari a 2.4 m, al piano al di sotto dell'armamento si è considerata una diffusione con pendenza 45° su un'altezza di 40 cm. Pertanto su tale piano risulta una pressione equivalente pari a 53.71 kPa su larghezza di 3.2 m, centrata in corrispondenza dell'asse della linea ferroviaria. La ripartizione è poi proseguita all'interno del terreno secondo l'angolo di attrito dello stesso.

7.3 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:

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI					
RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato	COMMESSA IR0B	LOTTO 01	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL RI0100 001	REV. A	FOGLIO 26 di 48

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: 12.58674; Lat: 43.059498

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica =T1

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

$$a_{max}=S a_g= S_S S_T a_g = 0.310g$$

con:

coefficiente di amplificazione topografica $S_T =1.00$

coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.375$

accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, nella condizione di SLV, $a_g = 0.225g$.

7.3.1 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:

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

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	27 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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:

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


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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

8 COMBINAZIONI DI CALCOLO

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI</p>					
<p>RILEVATI E TRINCEE Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato</p>	<p>COMMESSA IR0B</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL RI0100 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 28 di 48</p>

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.

RILEVATI E TRINCEE

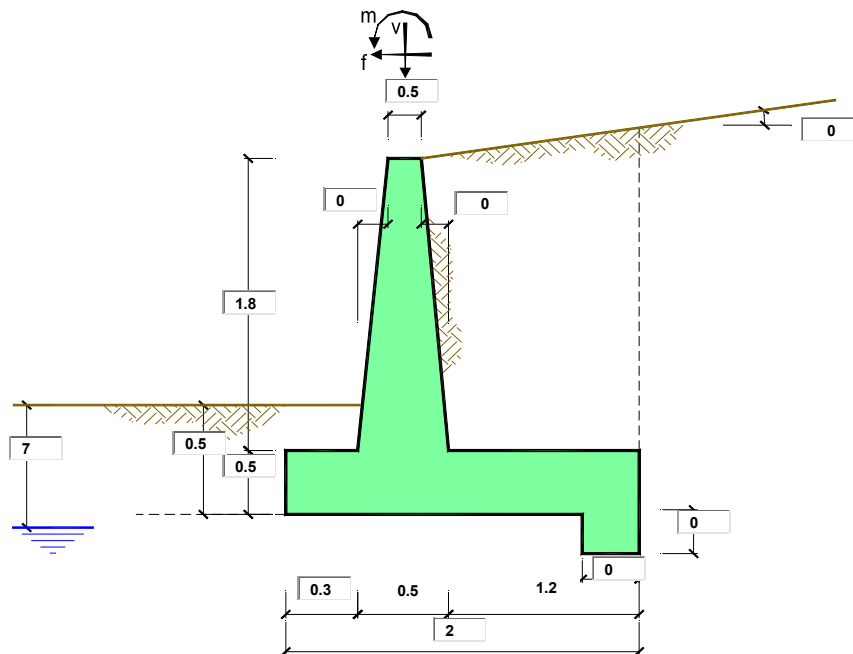
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	29 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9 PROGETTO E VERIFICA MURO A1 IN SX DA PK 0+ 118 A PK 0+195

9.1 DATI DI INPUT

Per il muro in esame non si considera il sovraccarico ferroviario in quanto la retta di diffusione di tale carico non intercetta il paramento virtuale del muro.



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1.80	(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 =	2.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.00	(m)

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

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	30 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

NTC2018

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	NTC2018
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00
	sfavorevole		1.35
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00
	sfavorevole		1.45

Parametro		Coeff. Parziale	NTC2018
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

Dati Geotecnici			valori caratteristici SLE		valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	2.00	2.00	2.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	27.00	27.00	27.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.50	19.50	19.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.50	19.50	19.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	12500		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.225	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.375	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)		β_s 0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.118	(-)		kh 0.176
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.059	(-)		kv 0.088
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no			

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	31 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

STR/GEO

RIB

Coefficients di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	STR/GEO		RIB
				0.238	0.238	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.297	0.297		0.329
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.306	0.306		0.350
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.663	2.663		2.663
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.474	2.474		2.381
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.449	2.449		2.322

Carichi Agenti

	valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto	
		STR/GEO	EQU

Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	valori di progetto	
				STR/GEO	EQU
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		16.00	21.60	21.60
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	1.00	condizione quasi permanente ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	32 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fc _m	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α _{cc}	0.85	
γ _c	1.50	

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

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _c	12.8	Mpa
σ _r	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ _c	12.8	Mpa
σ _r	337.5	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

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

Acciaio

tipo di acciaio

f _{yk}	=	450	(MPa)
γ _s	=	1.15	
f _{yd} = f _{yk} / γ _s	=	391.30	(MPa)

Es	=	210000	(MPa)
ε _{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)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	33 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.2 CALCOLO DELLE AZIONI

9.2.1 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)	22.50	22.50	22.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	25.00	25.00	25.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	47.50	47.50	47.50

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	43.20	43.20	43.20
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	43.20	43.20	43.20

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

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

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)	12.38	12.38	12.38
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)	25.00	25.00	25.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	37.38	37.38	37.38

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	60.48	60.48	60.48
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)	60.48	60.48	60.48

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

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

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	34 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	5.58	8.38
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	2.79	4.19

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	5.08	7.62
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	2.54	3.81

- 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)	3.70	5.55
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)	0.73	1.10
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.44	6.66

- 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)	0.73	1.09
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.47	2.20
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	2.20	3.30

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	7.11	10.67
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)	7.11	10.67

- 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)	3.56	5.33
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)	3.56	5.33

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	35 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.2.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	12.58	16.99	16.99
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	8.75	11.82	11.82
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.58	16.99	16.99
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.75	11.82	11.82
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

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

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	9.65	13.02	13.02
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	10.07	13.59	13.59
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma \cdot 1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	36 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.2.3 Spinte in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	12.58	12.58	12.58
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	4.08	4.08	6.35
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	10.95	10.95	12.10
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)	12.58	12.58	12.58
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.08	4.08	6.35
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10.95	10.95	12.10
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

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(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)	9.65	9.65	9.65
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	3.12	3.12	4.87
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)	12.59	12.59	13.92
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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	37 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.2.4 Spinte in condizione sismica –

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	12.58	12.58	12.58
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.64	2.64	4.28
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	11.25	11.25	12.87
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)	12.58	12.58	12.58
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.64	2.64	4.28
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	11.25	11.25	12.87
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					
Ssp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	9.65	9.65	9.65
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2.02	2.02	3.28
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)	12.94	12.94	14.80
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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	38 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 90.70 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 28.81 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.51 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.60} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.86 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 26.62 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{3.68} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\min} & N_{\max} \\ 90.70 & 90.70 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad \begin{matrix} 28.81 & 28.81 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad \begin{matrix} 71.24 & 71.24 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad \begin{matrix} 19.46 & 19.46 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	39 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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.	2.00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.21	0.21	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.57	1.57	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	13.20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	23.94		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	14.47		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.45	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	162.05	162.05	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	2.81	>	1.4
		N_{max}	2.81	>	

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	40 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 96.03 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 38.27 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.51 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.28} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.86 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 37.13 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.64} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 38.27 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 66.70 \quad 66.70 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 29.33 \quad 29.33 \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	41 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	2.00		(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.31	0.31	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.39	1.39	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	13.20		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	23.94		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi)$	(0 in cond. nd)	14.47		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c' \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.39	0.39	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.34	0.34	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c' \cotg(\varphi)))^{m+1}$		0.24	0.24	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	113.48	113.48	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1.64	>	1.2
		N_{max}	1.64	>	

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	42 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.3.3 Verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale sismica –

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 85.37 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 37.13 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.51 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.17} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 97.86 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 53.68 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{1.82} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 37.13 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 55.95 \quad 55.95 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 29.42 \quad 29.42 \quad (\text{kNm/m})$$

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	43 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	2.00		(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.34	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.31	1.31	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	13.20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	23.94		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	14.47		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.35	0.35	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.29	0.29	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		0.21	0.21	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	96.78	96.78	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite

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

N_{min}	1.49	>	1.2
N_{max}	1.49	>	

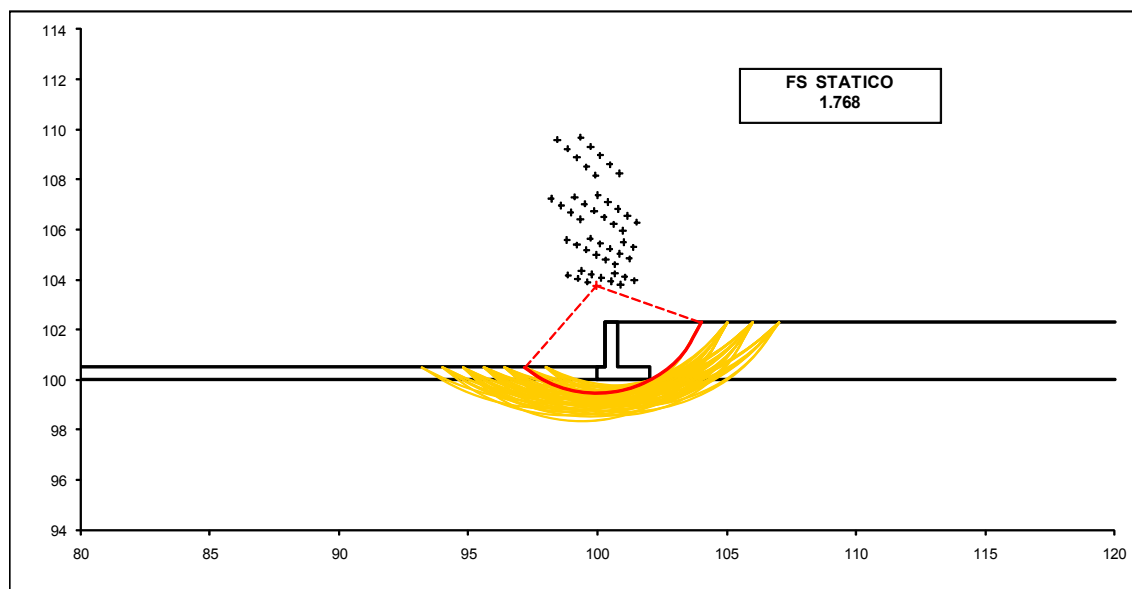
RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	44 di 48

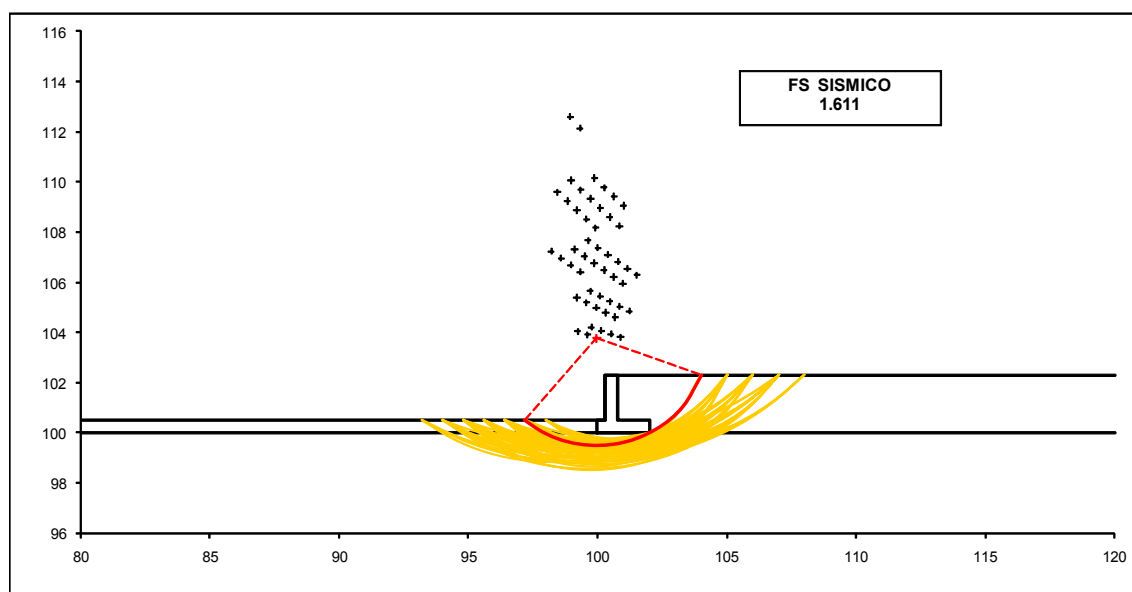
Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.3.4 Verifica di stabilità globale

- Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni statiche



- Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno in condizioni sismiche



RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	45 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.4 VERIFICHE STRUTTURALI

9.4.1 Calcolo delle sollecitazioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

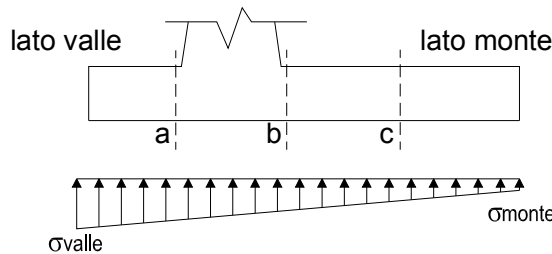
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.67 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	90.70	19.46	74.54	16.16
	90.70	19.46	74.54	16.16
sisma+	96.03	29.33	92.01	4.02
	96.03	29.33	92.01	4.02
sisma-	85.37	29.42	86.84	0.00
	85.37	29.42	86.84	0.00



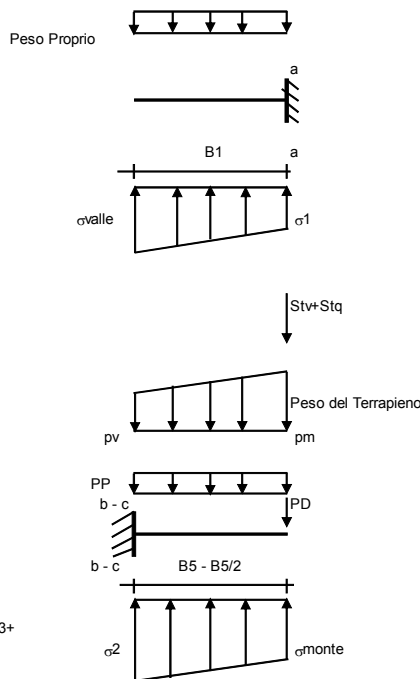
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	74.54	65.78	2.66	17.30
	74.54	65.78	2.66	17.30
sisma+	92.01	78.81	3.35	26.27
	92.01	78.81	3.38	26.27
sisma-	86.84	73.59	3.18	24.73
	86.84	73.59	3.15	24.73



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m²)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	36.00	36.00	36.00	(kN/m ²)
pvb	36.00	36.00	36.00	(kN/m ²)
pvc	36.00	36.00	36.00	(kN/m ²)

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

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	16.16	51.19	-14.88	-17.79	33.67	-4.77	-14.15
	16.16	51.19	-14.88	-17.79	33.67	-4.77	-14.15
sisma+	4.02	56.82	-21.41	-25.12	30.42	-6.94	-20.48
	4.02	56.82	-21.41	-25.12	30.42	-6.94	-20.48
sisma-	0.00	51.51	-21.19	-24.75	25.00	-6.88	-20.31
	0.00	51.51	-21.19	-24.75	25.00	-6.88	-20.31

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IR0B 01 D10 CL RI0100 001 A 46 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

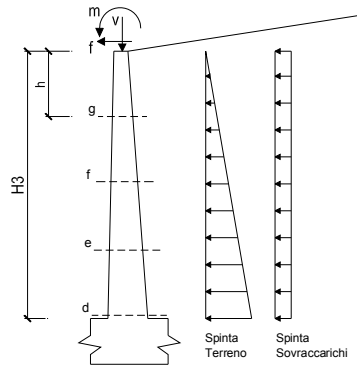
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	1.80	6.24	8.32	0.00	14.57	0.00	22.50	22.50
e-e	1.35	2.63	4.68	0.00	7.32	0.00	16.88	16.88
f-f	0.90	0.78	2.08	0.00	2.86	0.00	11.25	11.25
g-g	0.45	0.10	0.52	0.00	0.62	0.00	5.63	5.63

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	Vext [kN/m]	Vtot [kN/m]
d-d	1.80	10.41	9.25	0.00	19.65
e-e	1.35	5.85	6.94	0.00	12.79
f-f	0.90	2.60	4.62	0.00	7.23
g-g	0.45	0.65	2.31	0.00	2.96

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Minerzia [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp+inerzia [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	1.80	4.62	1.50	7.71	0.00	2.38	16.21	0.00	23.82	23.82
e-e	1.35	1.95	0.63	4.34	0.00	1.34	8.26	0.00	17.87	17.87
f-f	0.90	0.58	0.19	1.93	0.00	0.60	3.29	0.00	11.91	11.91
g-g	0.45	0.07	0.02	0.48	0.00	0.15	0.73	0.00	5.96	5.96

sezione	h [m]	Vt stat [kN/m]	Vt sism [kN/m]	Vq [kN/m]	Vext [kN/m]	Vinerzia [kN/m]	Vtot [kN/m]
d-d	1.80	7.71	2.50	8.57	0.00	2.65	21.41
e-e	1.35	4.34	1.40	6.42	0.00	1.98	14.15
f-f	0.90	1.93	0.62	4.28	0.00	1.32	8.16
g-g	0.45	0.48	0.16	2.14	0.00	0.66	3.44

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Minerzia [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp+inerzia [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	1.80	4.62	0.97	7.92	0.00	2.38	15.90	0.00	21.18	21.18
e-e	1.35	1.95	0.41	4.46	0.00	1.34	8.16	0.00	15.88	15.88
f-f	0.90	0.58	0.12	1.98	0.00	0.60	3.28	0.00	10.59	10.59
g-g	0.45	0.07	0.02	0.50	0.00	0.15	0.73	0.00	5.29	5.29

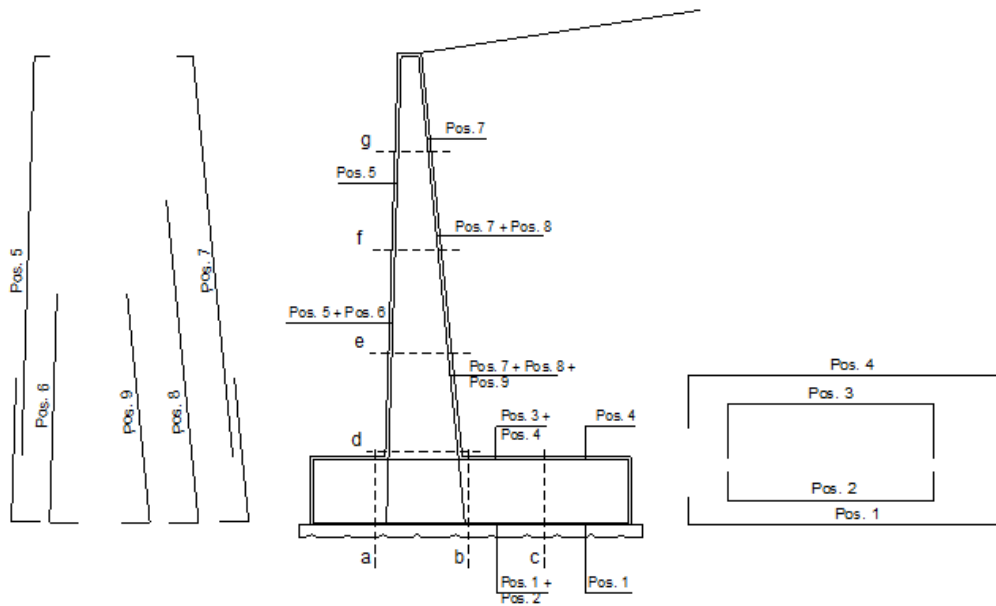
sezione	h [m]	Vt stat [kN/m]	Vt sism [kN/m]	Vq [kN/m]	Vext [kN/m]	Vinerzia [kN/m]	Vtot [kN/m]
d-d	1.80	7.71	1.62	8.80	0.00	2.65	20.77
e-e	1.35	4.34	0.91	6.60	0.00	1.98	13.83
f-f	0.90	1.93	0.40	4.40	0.00	1.32	8.06
g-g	0.45	0.48	0.10	2.20	0.00	0.66	3.44

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	47 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

9.4.2 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	┌┐

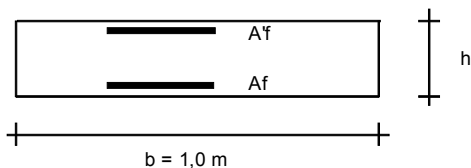
L'armatura secondaria è pari a $\phi 12/20$

RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	CL RI0100 001	A	48 di 48

Relazione di calcolo opere di sostegno tratto di rilevato

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	3.38	0.00	0.50	10.05	10.05	173.52
b - b	-21.41	0.00	0.50	10.05	10.05	173.52
c - c	-6.94	0.00	0.50	10.05	10.05	173.52
d - d	16.21	23.82	0.50	10.05	10.05	177.89
e - e	8.26	17.87	0.50	10.05	10.05	176.80
f - f	3.29	11.91	0.50	10.05	10.05	175.71
g - g	0.73	5.29	0.50	10.05	10.05	174.49

(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	26.27	0.50	182.70	12	50	100	21.8	83.64
b - b	25.12	0.50	182.70	12	50	100	21.8	83.64
c - c	20.48	0.50	182.70	12	50	100	21.8	83.64
d - d	21.41	0.50	185.71	12	50	100	21.8	83.64
e - e	14.15	0.50	184.96	12	50	100	21.8	83.64
f - f	8.16	0.50	184.20	12	50	100	21.8	83.64
g - g	3.44	0.50	183.37	12	50	100	21.8	83.64

Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

9.4.3 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	2.24	0.00	0.50	10.05	10.05	0.11	5.78	0.010	0.200
b - b	-10.41	0.00	0.50	10.05	10.05	0.53	26.85	0.047	0.200
c - c	-3.28	0.00	0.50	10.05	10.05	0.17	8.46	0.015	0.200
d - d	10.79	22.50	0.50	10.05	10.05	0.53	16.71	0.027	0.200
e - e	5.42	16.88	0.50	10.05	10.05	0.25	5.92	0.009	0.200
f - f	2.12	11.25	0.50	10.05	10.05	0.09	0.81	0.001	0.200
g - g	0.46	5.63	0.50	10.05	10.05	0.02	-0.06	0.000	0.200

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