

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI



PROGETTISTA:

Ing. Gaetano Usai

DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE

Ing. Piergiorgio GRASSO

Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche



PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE

FV01 - FERMATA AMOROSI KM 21+940

ELABORATI STRUTTURALI

Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

APPALTATORE IMPRESA PIZZAROTTI & C. s.p.a. Dott. Ing. Sabino Del Balzo L. DIRETTORE TECNICO Ing. Sabino DEL BALZO 24/02/2020	SCALA: <div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; text-align: center; margin-top: 10px;">-</div>
--	---

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

I	F	2	6	1	2	E	Z	Z	C	L	F	V	0	1	0	0	0	0	5	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	L. Gasperoni 	24/02/2020	M. Pietrantonio 	24/02/2020	P. Grasso 	24/02/2020	G. Usai
								24/02/2020

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di
Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	2 di 86

INDICE

1.	GENERALITA'	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
1.2	UNITÀ DI MISURA.....	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	8
3.	MATERIALI	9
3.1	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI.....	9
3.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C 32/40)	11
3.3	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C 28/35)	12
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C 25/30).....	13
3.5	CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15)	14
3.6	ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C)	15
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	16
4.1	MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO	16
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	18
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	18
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	19
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	19
6.	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	20
6.1	VERIFICHE ALLO SLU	20
6.1.1	<i>Pressoflessione</i>	20
6.1.2	<i>Taglio</i>	21
6.2	VERIFICA SLE.....	23
6.2.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	23
6.2.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	24

7.	ANALISI DEI CARICHI	25
7.1	PESO PROPRIO (COND. DI CARICO 1)	25
7.2	AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO (COND. DI CARICO 5).....	25
7.3	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (COND. DI CARICO 3).....	26
7.4	SPINTA IN PRESENZA DI FALDA (COND. DI CARICO 4)	27
7.5	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (COND. DI CARICO 5)	28
7.6	FORZA DI INERZIA (COND. DI CARICO 5)	28
7.7	COEFFICIENTI DI ATTRITO STRUTTURA-TERRENO.....	30
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	31
9.	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	39
9.1	VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE.....	39
9.1.1	<i>Verifiche allo scorrimento.....</i>	39
9.1.2	<i>Verifiche a Ribaltamento.....</i>	39
9.1.3	<i>Verifica di Capacità Portante (Carico Limite fondazioni dirette).....</i>	40
9.2	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE.....	43
9.2.1	<i>VERIFICHE IN FASE SISMICA</i>	44
10.	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	47
11.	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI TIPO H=3	48
11.1.1	<i>Modello di calcolo.....</i>	48
11.1.2	<i>Verifiche strutturali</i>	50
11.1.3	<i>Verifiche strutturali dente di fondazione</i>	51
12.	ALLEGATO A: TABULATI DI CALCOLO	53
12.1	MURI DI TIPO H=3.....	53

1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto esecutivo del Raddoppio dell'Itinerario Ferroviario Napoli-Bari nella Tratta Canello-Benevento/ 2° Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano.

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento ai muri di sostegno in c.a di piazzale previsti per la fermata di stazione San Lorenzo Maggiore in corrispondenza della pk.21+940.

La presente relazione conferma le analisi e le verifiche eseguite in fase di Progetto Definitivo per l'opera in oggetto, in quanto nel passaggio da PD a PE non sono intervenute modifiche che possano pregiudicare la validità e correttezza della presente relazione.

1.1 Descrizione dell'opera

Le opere in questione presentano le principali caratteristiche geometriche riassunte nella tabella seguente (per maggiori dettagli ed una descrizione più completa delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto):

ID	PARAMENTO		FONDAZIONE		SEZ. TIPO
	h [m]	s [m]	h [m]	Lf [m]	
MPA1	3.00	0.40	0.80	3.80	Tipo H=3
MPA2	3.00	0.40	0.80	3.80	

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno.

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative delle opere. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento:

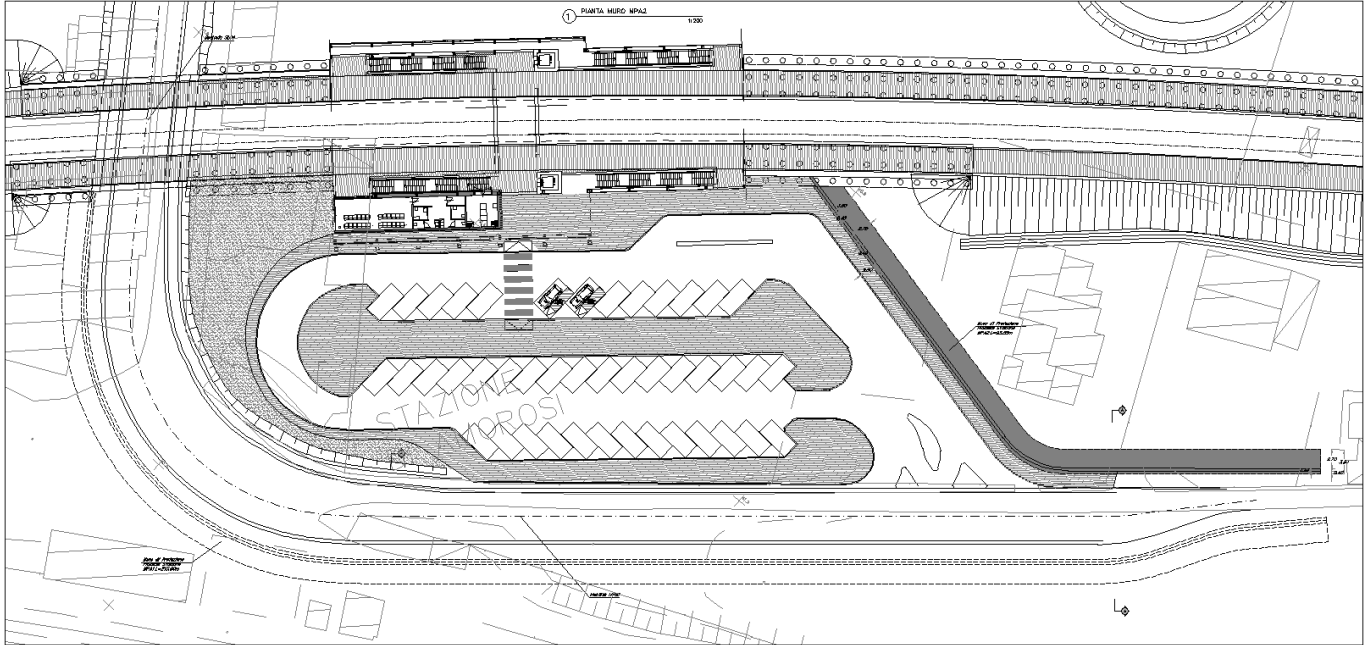


Figura 1 – Inquadramento planimetrico

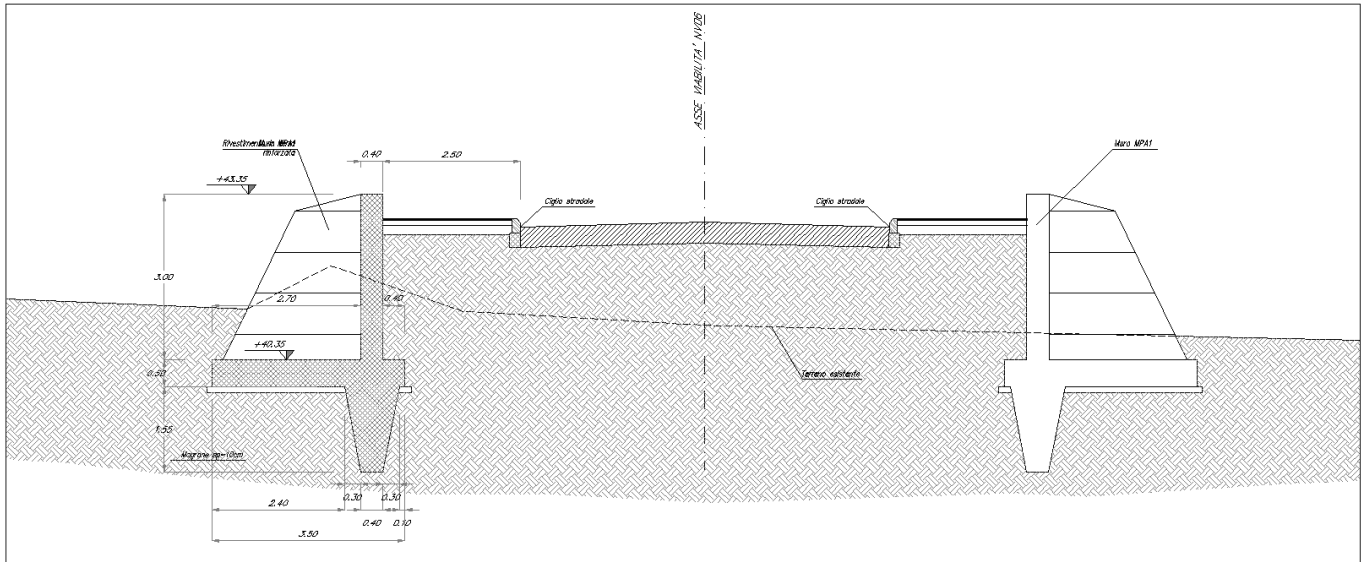


Figura 2 – Sviluppo trasversale

Nel seguito della presente relazione è affrontato il dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere definite in precedenza.

1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [10] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.1 **Elaborati di riferimento**

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

3. MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-1-2006, si definiscono di seguito le classe di esposizione del calcestruzzo delle diversi parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Soletta di Fondazione: XC2;
- Elevazioni: XC4;
- Pali di fondazione: XC2

Classe esposizione norma UNI 9958	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inseriti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inseriti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriero o nel ricoprimento di inseriti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettono quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera tra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9958	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salinità marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di decantazione. Contentori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.
) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Classi di esposizione secondo norma UNI – EN 206-2006

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti													
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ^{a)}					
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}		

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
^{a)} Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
^{b)} Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Fondazione ed elevazioni: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

3.2 Calcestruzzo per Elevazioni (C 32/40)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg: - -

$$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 41.2 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.17 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctf} = 3.7 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.6 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 18.8 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd f} = 1.74 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 14018 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 3.25 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

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

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

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.3 Calcestruzzo per Fondazione (C 28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{\text{ck}} = \boxed{35} \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{\text{ck}} = \boxed{29.1} \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{\text{ck}})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{\text{cm}} = 37.1 \text{ MPa} \quad (f_{\text{ck}} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{\text{ctm}} = \boxed{2.83} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{\text{ctk},0,05} = \boxed{1.98} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{\text{ctm}} = \boxed{3.4} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{\text{ctk},0,05} = \boxed{2.4} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_{\text{c}} = \boxed{1.5}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{\text{cd}} = \boxed{16.5} \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{\text{ck}} / \gamma_{\text{S}})$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{\text{ctd}} = \boxed{1.32} \text{ MPa} \quad (f_{\text{ctk},0,05} / \gamma_{\text{S}})$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{\text{ctd f}} = \boxed{1.59} \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{\text{ctd}}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{\text{cm}} = \boxed{32588} \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{\text{cm}} = \boxed{13578} \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$\nu =$

Coefficiente di dilatazione lineare

$\alpha =$ °C⁻¹

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$\eta =$ 1.00

$f_{bd} =$ MPa (2,25*f_{ctk}*η/γ_s)

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

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

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

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.4 Calcestruzzo per Pali di Fondazione (C 25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$R_{ck} =$ MPa

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$f_{ck} =$ MPa (0,83*R_{ck})

Resistenza a compressione cilindrica media:

$f_{cm} =$ 32.9 MPa (f_{ck}+8)

Resistenza a trazione assiale:

$f_{ctm} =$ MPa Valore medio

$f_{ctk,0,05} =$ MPa Valore caratteristico frattile 5%

Resistenza a trazione per flessione:

$f_{ctm} =$ MPa Valore medio

$f_{ctk,0,05} =$ MPa Valore caratteristico frattile 5%

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$\gamma_c =$ **1.5**

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$f_{cd} =$ MPa (0,85*f_{ck}/γ_s)

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa} \quad (f_{ctk\ 0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd\ f} = 1.43 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13103 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.69 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{\text{cm}\ \text{QP}} = (0,40 f_{ck}) = 9.96 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cm}\ \text{R}} = (0,55 f_{ck}) = 13.70 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.5 Calcestruzzo magro per Getti di livellamento/sottofondazioni (C12/15)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 12.5 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 20.5 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Si omettono resistenze e/o tensioni di calcolo, essendo tale conglomerato previsto per parti d'opera senza funzioni strutturali.

3.6 Acciaio in barre d'armatura per c.a. (B450C)

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = \boxed{540} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Tensione caratteristica allo snervamento:

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Fattore di sovraresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$k = f_{tk}/f_{yk} = \boxed{1.20} \text{ MPa}$$

Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$(A_{gt})_k = \quad \varepsilon_{uk} = \boxed{7.5} \%$$

$$\varepsilon_{ud} = \quad 0,9 \varepsilon_{uk} = \boxed{6.75} \%$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \quad \mathbf{1.15}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo allo SLU:

$$f_{yd} = \boxed{391.3} \text{ MPa } (f_{yk}/\gamma_s)$$

Modulo di elasticità :

$$E_f = \boxed{210000} \text{ MPa}$$

Tensione massima per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{s \max} = (0,75 f_{yk}) = \boxed{360} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I muri di sostegno sono ubicati lungo una viabilità esterna, tuttavia considerando una sua proiezione sull'asse principale del tracciato, essa ricade in corrispondenza delle chilometriche 37+470 (muri lato Canello) e 37+470 (muri lato Benevento), nell'ambito del 2° Lotto Funzionale Telese – San Lorenzo.

La definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'opera, è trattato diffusamente nell'ambito del seguente documento di progetto:

Relazione generale di linea delle opere all'aperto - Sub lotto 2	I	F	O	H	2	2	D	1	1	R	B	G	E	0	0	0	1	0	0	1	A
--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

4.1 modello geotecnico di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel Profilo Geotecnico dell'opera e della Caratterizzazione dei Litotipi riportata nella Relazione e geotecnica Generale.

Dall'esame di quanto riportato nella relazione geotecnica di riferimento e in relazione alle progressive in esame, che il volume di terreno direttamente interagente con le fondazioni dell'opera ha le seguenti proprietà:

Unità bc3 – Argille limose (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 50\div 160 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 10\div 20$	numero di colpi da prova SPT
$V_s = 130\div 180 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 35\div 60 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 90\div 150 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Il terreno di ricoprimento è invece costituito dal riporto stradale avente le seguenti proprietà:

Terreno di Rinfiaccio: Terreno da rilevato Stradale

$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$\nu = 0.20$	coefficiente di Poisson
$E_o = 300\div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria Frasso Telesino – Vitulano, che si sviluppa per circa 30Km, da ovest verso est, attraversando il territorio di diverse località tra cui Dugenta/Frasso (BN), Amorosi (BN), Telese(BN), Solopaca(BN), San Lorenzo Maggiore(BN), Ponte(BN), Torrecuso(BN), Vitulano (BN) , Benevento – Località Roseto (BN).

Nella fattispecie, nei riguardi della valutazione delle azioni sismiche di progetto, si è fatto riferimento ai parametri di pericolosità sismica del Comune di Amorosi (BN) come esposto nei paragrafi seguenti.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: VN = 75 anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità V<250 Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all' opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_u = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene per il sito in esame:



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.078	2.425	0.323
SLD	113	0.099	2.437	0.340
SLV	1068	0.275	2.350	0.418
SLC	2193	0.360	2.395	0.433

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica

5.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 14.01.08. Per il caso in esame, come riportato all'interno della relazione geotecnica e di calcolo del lotto in esame, risulta una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

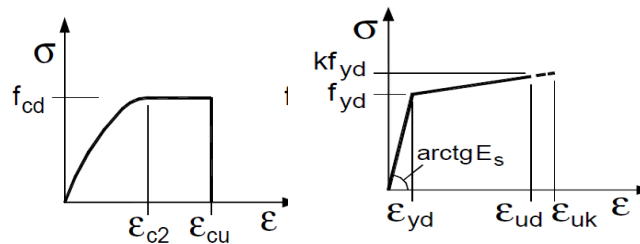
6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

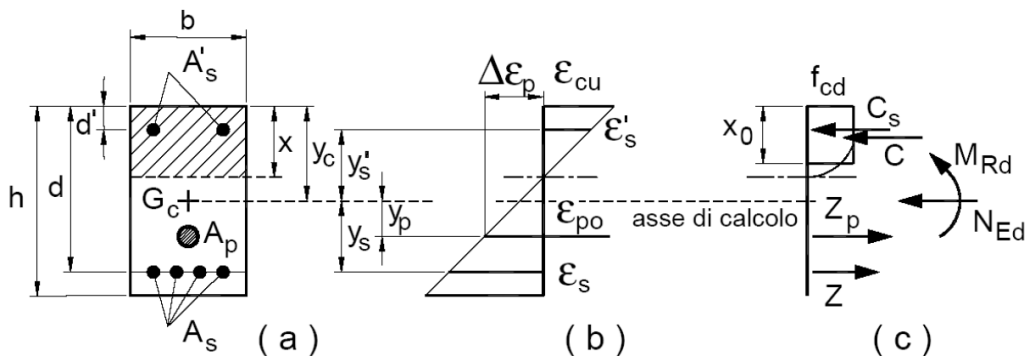
6.1 VERIFICHE ALLO SLU

6.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.1.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

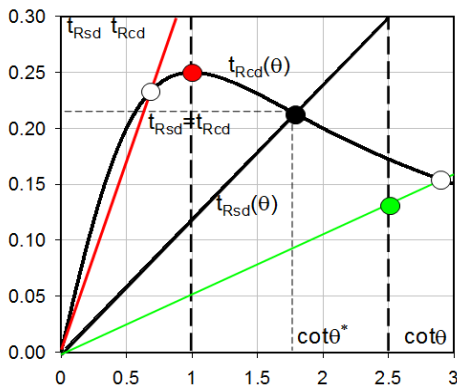
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

6.2 VERIFICA 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

6.2.1 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 " Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 30-12-16 ", ovvero:

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 $0,75 f_{yk}$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

6.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 30/12/2016*).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite **w1=0,20 mm** sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

7. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito si riporta la valutazione dei carichi elementari considerati nel dimensionamento della struttura in esame, riferiti generalmente ad una fascia di struttura di dimensione unitaria.

Le condizioni di carico considerate complessivamente, sono quelle riportate nell'elenco seguente:

CONDZIONI DI CARICO ELEMENTARI	
1	Peso Proprio
2	Spinta terreno
3	Spinta Falda
4	Azione sismica
5	Sovraccarico Accidentale

Nel seguito si andranno ad esporre in dettaglio, le valutazioni di calcolo effettuare per ciascuna delle condizioni citate.

7.1 Peso proprio (cond. di carico 1)

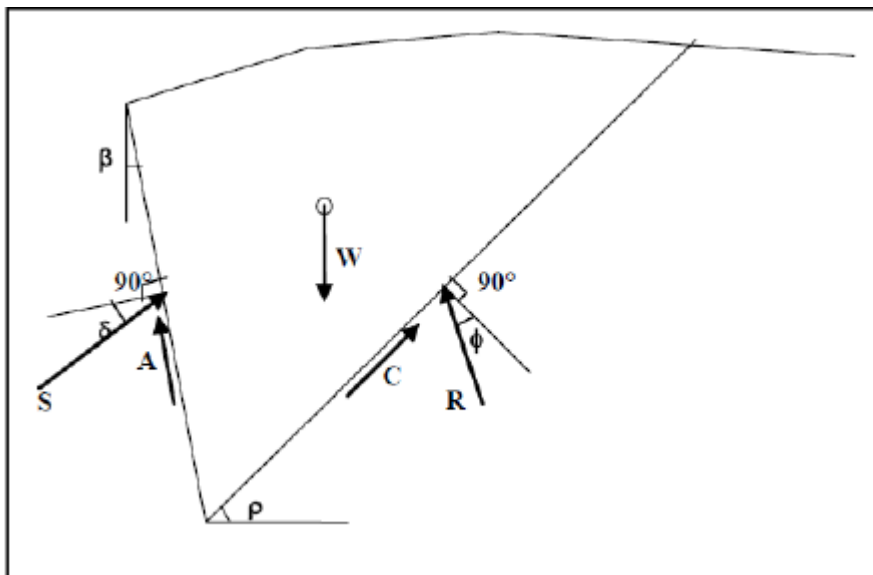
Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo, avendo considerato un peso dell'unità di volume del c.a. $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$.

7.2 Azione del sovraccarico a tergo del muro (cond. di carico 5)

Si assume caelativamente un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa uniformemente distribuito sul pendio a monte dell'opera.

7.3 Spinta del terreno in condizioni statiche (cond. di carico 3)

Nel caso di muro su fondazione diretta, la mobilitazione della spinta attiva si può considerare sempre verificata. In tal caso le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann. Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.



Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

7.4 Spinta in presenza di falda (cond. di carico 4)

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in esame, in relazione a quanto specificato al paragrafo 4, il regime di spinta non è influenzato dalla presenza della falda.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

7.5 Spinta del terreno in condizioni sismiche (cond. di carico 5)

In condizioni sismiche si sempre la formulazione di Culmann inserendo nell'equazione risolutiva la forza di inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata, rispetto all'orizzontale, della corrispondente superficie in assenza di sisma.

7.6 Forza di inerzia (cond. di carico 5)

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h (coefficiente sismico orizzontale) o k_v (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v , relativi allo stato limite considerato, sono posti pari all'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo $T=0$, per la componente orizzontale, ed a quella corrispondente al periodo proprio $T = T_0$, per la componente verticale.

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

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

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno 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 specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 3 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Pertanto si ha:

$a_g/g = 0.275$

$\beta_m = 0.310$

$S_S = 1.312$ (cat. C)

$S_T = 1.00$

$K_h = 0.112$ coefficiente sismico orizzontale

$K_v = 0.056$ coefficiente sismico verticale

7.7 Coefficienti di attrito struttura-terreno

Per l'attrito paramento – terreno si utilizza il valore $\delta = 0.6 \phi'$ in fase statica e $\delta = 0$ in fase sismica. Tuttavia, il software di calcolo utilizzato non consente di differenziare il valore del coefficiente di attrito nelle varie fasi di calcolo. Pertanto è stato utilizzato, per la valutazione dei coefficienti di spinta del terreno di rinterro, cautelativamente $\delta=0$ sia in fase statica che in fase sismica. Tale assunzione, peraltro, non risulta essere particolarmente gravosa in quanto nella maggioranza dei casi esaminati la condizione di carico dimensionante è risultata essere quella sismica.

Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno, in funzione dell'angolo d'attrito del terreno, si sono assunti i seguenti valori:

per $\phi < 30^\circ$ $\mu = \text{tg } \phi'$;

per $\phi > 35^\circ$ $\mu = 0.85 \text{ tg } \phi'$;

per $30^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$ μ si ricava per interpolazione lineare

Infine l'adesione ca terra-opera sarà considerata nulla.

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Per la combinazione dei diversi carichi previsti sulla struttura di cui al precedente paragrafo 7, si è fatto riferimento a quanto specificato in merito al prg 2.5.3 del DM 14.01.08, secondo cui le combinazioni di carico da considerare nei riguardi dei diversi stati limite di verifica SLU, SLE e sisma sono le seguenti:

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (γ), la norma definisce inoltre, per il caso specifico delle opere di sostegno, due possibili approcci progettuali ovvero:

Approccio 1:

Fase Statica: A1+M1+R1 (STR – Combinazione per le verifiche strutturali)

A2+M2+R1 (GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

1+M2+R1 (EQK-GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche in fase sismica)

Approccio 2:

Fase Statica: A1+M1+R3 (STR / GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R3 (EQK- STR/GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche in fase sismica)

essendo:

A1/A2 : coefficienti amplificativi delle azioni

M1/M2 : coefficienti parziali sulle resistenze dei materiali e del terreno

R1/R2/R3 : Coefficienti di sicurezza minimo nei riguardi del generico Stato limite di Verifica.

Tali coefficienti sono definite nelle apposite tabelle definite in normativa e che nel seguito si riportano per completezza espositiva:

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tablelle coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza del terreno (DM 14.01.08)

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{dk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

I


Nel caso in esame si opererà utilizzando l'APPROCCIO 2.

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione Ψ delle azioni accidentali, nel caso in esame quelli legati al sovraccarico stradale, è stato posto :

$$\Psi_0 = \Psi_1 = 0.40 \quad \text{e} \quad \Psi_2 = 0 \quad (0.20 \text{ in condizioni sismiche})$$

In definitiva, sono state analizzate un totale di 15 Combinazioni di calcolo che diventano 11 nel caso di muri di sostegno su pali in quanto le combinazioni di tipo EQU perdono di significato.

Di seguito, si riporta un dettaglio dei coefficienti parziale e di combinazione considerati per le diverse azioni presenti in ciascuna delle combinazioni di Calcolo esaminate.

 Elenco Combinazioni APPROCCIO 2

Combinazioni generate					
Comb n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Peso muro / terrapieno	
1	A1-M1	Assente	--	FAV - FAV	
2	EQU	Assente	--	FAV - FAV	
3	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV	
4	A1-M1	Assente	--	FAV - FAV	
5	EQU	Assente	--	FAV - FAV	
6	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV	
7	A1-M1	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV	
8	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV	
9	EQU	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV	
10	EQU	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV	
11	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV	
12	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV	
13	SLEQ	Assente	--	SFAV - SFAV	
14	SLEF	Assente	--	SFAV - SFAV	
15	SLER	Assente	--	SFAV - SFAV	

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente parziale dell'azione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	36 di 86

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50
Sovraccarico	SFAV	1.35	0.80	1.08

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50
Sovraccarico	SFAV	1.35	0.80	1.08

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico	SFAV	1.15	0.80	0.92

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	37 di 86

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	38 di 86

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	1.00	1.00

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

9. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Si descrivono nel seguito i criteri generali seguiti per l'effettuazione delle verifiche di stabilità globale e locale dell'opera di sostegno.

9.1 VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE

9.1.1 Verifiche allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della Fondazione è condotta rispetto alle combinazioni di SLU del gruppo A2-M2-R2 in condizione statica e 1-M2-R2 in condizione sismica; in particolare è stato verificato il rispetto della seguente condizione:

$$F_s = (c' \times B + N_x \tan \mu) / H > 1.0$$

Dove:

N = Risultante delle azioni ortogonali al piano di scorrimento

H = Risultante delle azioni parallele al piano di scorrimento

c' = coesione efficace, posta generalmente pari a zero, salvo particolari condizioni che ne consentano di tenerne conto.

B = Dimensione della Fondazione sul piano di scorrimento.

μ = Coefficiente di attrito fondazione - terreno, posto pari a 0.6φ

Tale verifica perde di significato nel caso di muro su pali.

9.1.2 Verifiche a Ribaltamento

La verifica al ribaltamento rispetto al vertice esterno della fondazione è viene trattata secondo la normativa come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i relativi coefficienti sulle azioni di cui alla tabella 2.6.I delle NTC, adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

Nella fattispecie, per ciascuna delle combinazioni di Verifica allo SLU statico e sismico rispetto alle quali è prescritta la verifica al ribaltamento, è stata verificata il rispetto della seguente condizione:

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

essendo

M_{RIB} = Risultante momenti ribaltanti

M_{STA} = Risultante momenti stabilizzanti

Tale verifica perde di significato nel caso di muro su pali.

9.1.3 Verifica di Capacità Portante (Carico Limite fondazioni dirette)

Per la valutazione del carico limite delle fondazioni dirette si utilizza il criterio di Brinch-Hansen di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Dette:

- c Coesione
- c_a Adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$)
- V Azione tagliante
- φ Angolo d'attrito
- δ Angolo di attrito terreno fondazione
- γ Peso specifico del terreno
- K_p Coefficiente di spinta passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- η inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- qult Carico ultimo della fondazione

Risulta:

Caso generale

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

Caso di terreno puramente coesivo $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma, i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico, b_c , b_q e b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e g_c , g_q e g_γ sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono espressi come:

$$N_q = Kp e^{\pi \cdot \text{tg} \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

Fattori di forma

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$
	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg} \phi$
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \text{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

Fattori inclinazione del carico

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con Af l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico eB, eL dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) con ϕ l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$	
$i_c = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	
	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$	
	Per $\eta = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta > 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$

Fattori inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = e^{-2\eta \phi}$ $b_\gamma = e^{-2.7\eta \phi}$

Fattori di inclinazione del terreno

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5tg\beta)^5$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \operatorname{tg}(\delta) + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

9.2 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Il punto 6.8 delle NTC e relativa circolare applicativa, tratta l'argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 "Verifiche di Sicurezza (SLU)" viene prescritto quanto di seguito:

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

Secondo la normativa quindi i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali M2, risultando pertanto:

$$c'_d = c' / 1.25;$$

$$\varphi'_d = \arctan (1 / 1.25 \cdot \tan \varphi').$$

Il coefficiente di sicurezza Fs minimo da garantire in questo caso è pari ad 1.1 (γ_R).

9.2.1 VERIFICHE IN FASE SISMICA

Per ciò che concerne le verifiche in condizioni sismiche, la normativa fornisce al punto 7.11.3.5 indicazioni circa le azioni aggiuntive da considerare nell'ambito delle verifiche di Stabilità di Pendii in occasione di eventi sismici; nella fattispecie, si specifica che L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici, di riferimento per le analisi esposte nel seguito del documento, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio

e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tali forze possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W \quad (\text{azione sismica orizzontale})$$

$$F_v = k_v \times W \quad (\text{azione sismica verticale})$$

risultando:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h. \quad (7.11.4)$$

con:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come da indicazioni Tab 7.11.1 ;

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \text{ (accelerazione massima attesa al sito)}$$

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T : coefficiente di amplificazione topografica

Relativamente alla combinazione degli effetti sismici con le altre azioni e relative verifiche di sicurezza. ancora la circolare 617 , per il caso dei **Pendii Naturali**, specificano al punto C 7.11.3.5 “Stabilità dei Pendii” viene specificato che le verifiche di sicurezza devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni; nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza, FS, definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale)

In definitiva, per le verifiche sismiche si è ritenuto accettabile un coefficiente di sicurezza unitario

Per quanto riguarda invece il caso dei **Fronti di Scavo e Rilevati**, al punto 7.11.4 “Fronti di Scavo e Rilevati”, si specifica che Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali. Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando i coefficienti parziali di cui al § 7.11.1

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV01 0 0 005	REV. A

7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

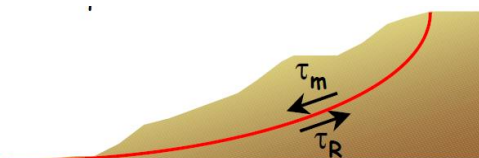
Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

La circolare applicativa n617 specifica ulteriormente al C7.11.4 che, *Le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono con la combinazione di coefficienti parziali di cui al § 6.8.2: (A2+M2+R2), utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali A2 come specificato al § 7.11.1.*

In definitiva, per il caso dei Fronti di Scavo e Rilevati, anche in fase sismica, il coefficiente di sicurezza minimo prescritto dalla Normativa è pari ad $R_2=1.1$ (γ_R).

Per la analisi di stabilità globale presentate nel seguito del presente documento, si è fatto riferimento ai metodi dell'equilibrio limite, messi a punto da diversi autori tra cui, Fellenius, Bishop, Janbu, Morgestern-Price, ecc.

In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglianti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Nel caso in esame, è stata utilizzato in particolare il metodo di **Bishop**, di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Il coefficiente di sicurezza si esprime mediante la relazione:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

con

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i ed α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i-esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i-esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia. L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η .

Quindi essa va risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

10. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

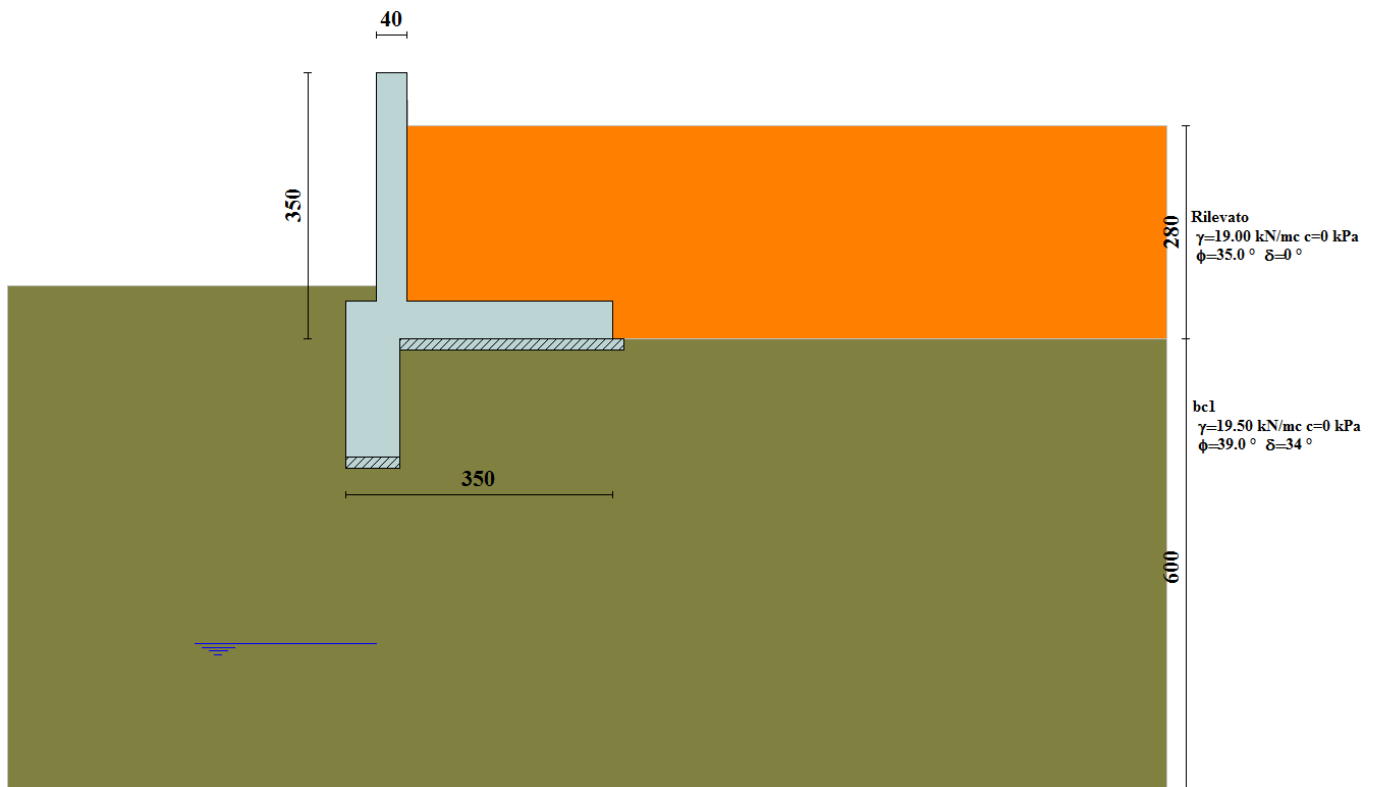
A riguardo si precisa che i calcoli sono state effettuati, con riferimento ad un modello di muro di lunghezza unitaria, mediante Ausilio del Software commerciale MAX 10.10 prodotto e distribuito dalla Aztec Informatica, con sede in Corso Umberto 43, Casole Bruzio (CS).

11. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI TIPO H=3

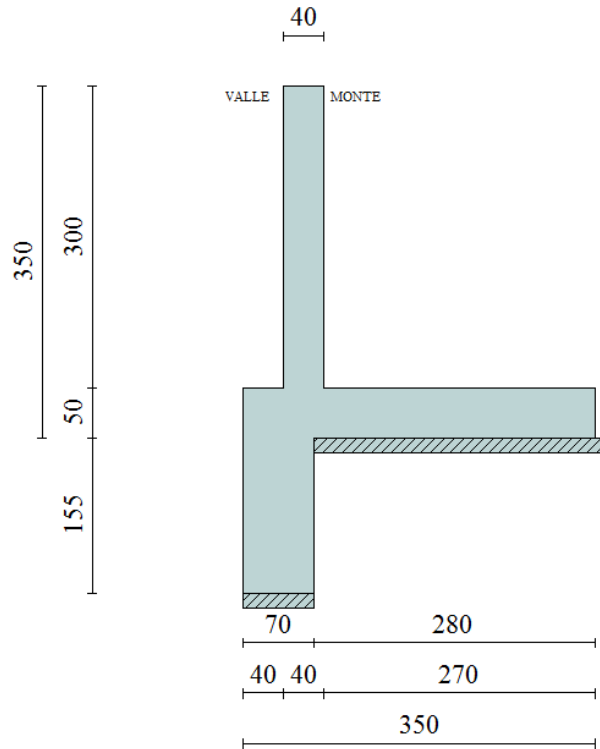
I muri in esame presento a valle dello stesso un terrapieno in terra rinforzata. In fase di analisi è stato tuttavia cautelativamente trascurato il contributo stabilizzante delle terre rinforzate. Per quanto riguarda invece il dente di fondazione, esso presenta una sezione variabile da 1.0m, in corrispondenza della sezione di attacco con le fondazioni, fino a 0.4m alla punta. In fase di analisi si assume uno spessore medio pari a 0.7m.

11.1.1 Modello di calcolo

Si riportano di seguito in forma tabellare i valori delle spinte di natura statica e sismica per le combinazioni analizzate, gli involuipi delle sollecitazioni nel muro e sulla fondazione:



Modello di calcolo muro



Geometria muro

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	A1-M1 - [1]	--	--	6.63	33.24	--	30.2508	0.0000
2	EQU - [1]	--	8.94	--	--	--	38.3386	0.0000
3	STAB - [1]	--	--	--	--	3.63	33.2268	0.0000
4	A1-M1 - [2]	--	--	5.16	24.73	--	46.6344	0.0000
5	EQU - [2]	--	6.87	--	--	--	59.1025	0.0000
6	STAB - [2]	--	--	--	--	2.93	50.9146	0.0000
7	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	3.52	18.85	--	23.2012	8.2587
8	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	3.34	19.59	--	23.2012	5.2487
9	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	5.47	--	--	--	29.4042	9.5741
10	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	3.96	--	--	--	29.4042	5.7568
11	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.36	29.4042	9.5741
12	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.25	29.4042	5.7568
13	SLEQ - [1]	--	--	9.95	39.20	--	20.1672	0.0000
14	SLEF - [1]	--	--	8.21	34.34	--	26.2352	0.0000
15	SLER - [1]	--	--	6.73	28.86	--	35.3372	0.0000

Azioni risultanti sul muro

11.1.2 Verifiche strutturali

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per la sezione di calcolo in questione, come desumibili dagli elaborati grafici di armatura delle opere relative:

Armatura a flessione			Armatura a flessione		
Elemento	Lato monte	Lato valle	Elemento	Lato inferiore	Lato superiore
PARAMENTO	1 ϕ 14/20	1 ϕ 12/20	FONDAZIONE	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20

Ai fini delle verifiche si è fatto riferimento per la parte in elevazione (paramento e fondazione muro) ad un copriferro di calcolo (asse armature) pari a 4 cm.

Verifiche strutturali e allo stato limite di esercizio per paramento e fondazione

Si segnala che il programma di calcolo utilizzato non consente di differenziare le classi di resistenza del calcestruzzo tra fondazione e paramento. Pertanto a vantaggio di sicurezza è stata considerata la classe di resistenza di calcestruzzo inferiore, ovvero la classe 28/35 delle fondazioni anche per il paramento in luogo della classe C32/40.

Per ulteriori dettagli circa i risultati delle verifiche si rimanda ai tabulati di calcolo specifici per l'opera in oggetto.

VERIFICHE A TAGLIO

Il programma di calcolo utilizzato non consente di tener conto della presenza di armatura a taglio costituita da spilli, pertanto la verifica a taglio, condotta in accordo alla NTC2008 (par. 4.1.2.1.3.1 "Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio" o par 4.1.2.1.3.2 "Elementi con armature trasversali resistenti al taglio").

I risultati ottenuti dalle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate per la struttura in esame sono riepilogati nella seguente tabella.

Verifica a taglio (per metro lineare di sviluppo longitudinale)

Sezione	V _{Ed}	b	h	V _{Rd}	ESITO	Armatura a taglio
[-]	[kN]	[cm]	[cm]	[kN]	[-]	[-]
Paramento	33	100	70	257	verificato	-
Fondazione	23	100	80	267	verificato	-

11.1.3 Verifiche strutturali dente di fondazione

La verifica del dente di fondazione è condotta considerando agente a valle del dente la spinta passiva secondo una distribuzione triangolare di pendenza " γK_p ", dove il coefficiente di spinta passiva è stato valutato secondo la formulazione di Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

In tal modo si sono ottenute le seguenti sollecitazioni per metro di lunghezza:

γ [kN/m ³]	φ [°]	kp [-]	h _d [m]	SLE		SLU	
				V _{Sd} [kN/m]	M _{Sd} [kNm/m]	V _{Sd} [kN/m]	M _{Sd} [kNm/m]
19.5	35	3.69	1.55	86.4	44.7	112.4	1672.9

Dove:

$$V_{sd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot h_d^2$$

$$M_{sd} = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot h_d^3$$

h_d : l'altezza del dente di fondazione.

Con queste sollecitazioni si sono effettuate le verifiche allo SLU e allo SLE ottenendo i seguenti risultati:

Geometria sezione dente

H= 1.00 m altezza sezione*
B= 1.00 m Base sezione paratia

*La verifica è condotta in corrispondenza della sezione di attacco interessata alle sollecitazioni massime

Armatura

Superiore
Inferiore
Trasversale

φ14/20

φ14/20

-

VERIFICHE SLU

M_{Sd} [kNm/m]	V_{Sd} [kN/m]	C.S. (TRd/ TEd)	C.S. (MRd, NRd)
58.1	112.4	2.79	4.65

VERIFICHE SLE

Mmax [kN]	$\sigma_{c,min}$ MPa	$\sigma_{s,max}$ MPa	wk mm
44.7	-0.75	67.6	0

12. ALLEGATO A: TABULATI DI CALCOLO

12.1 Muri di TIPO H=3

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	3.00 [m]
Spessore in sommità	0.40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.40 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	5.00 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.40 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.70 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.50 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]
Altezza dello sperone di fondazione	1.55 [m]
Spessore dello sperone di fondazione	0.70 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	24.517 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	35000 [kPa]
Modulo elastico E	32587986 [kPa]

Acciaio

Tipo	B450C
------	-------

Tensione di snervamento σ_{fa}

449936 [kPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.01	-0.70	-89.18
2	10.00	-0.70	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.20 [m]

Falda

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione -4.00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [kPa]

c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
-------------	----------	------------	--------	----------	---	-------

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	55 di 86

Rilevato	19.00	19.00	35.00	0.00	0.0	0.0
bc1	19.50	19.50	39.00	34.50	0.0	0.0
bn1	20.00	20.00	39.00	34.50	0.0	0.0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	3.50	0.00	0.20	50.00	Rilevato
2	6.00	0.00	11.79	50.00	bc1

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X _i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X _f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q _i	Intensità del carico per x=X _i espressa in [kN/m]
Q _f	Intensità del carico per x=X _f espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Sovraccarico)

D Profilo $X_i=0.00$ $X_f=10.00$ $Q_i=20.0000$ $Q_f=20.0000$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50
Sovraccarico	SFAV	1.35	0.80	1.08

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	57 di 86

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.50	1.00	1.50
Sovraccarico	SFAV	1.35	0.80	1.08
<u>Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico	SFAV	1.15	0.80	0.92
<u>Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20
<u>Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20
<u>Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20
<u>Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	58 di 86

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20
<u>Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20
<u>Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20
<u>Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.40	0.40
<u>Combinazione n° 15 - Rara (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali **Aggressive**

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature **Poco sensibile**

Valori limite delle aperture delle fessure $w_1 = 0.10$

$w_2 = 0.15$

$w_3 = 0.20$

Metodo di calcolo aperture delle fessure **Circ. Min. 252 (15/10/1996)**

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico **Rara $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.75 f_{yk}$**

Quasi permanente $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	6.63	--	33.24	--
2	EQU - [1]	--	--	8.94	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	3.63
4	A1-M1 - [2]	--	5.16	--	24.73	--
5	EQU - [2]	--	--	6.87	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	2.93
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	3.52	--	18.85	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	3.34	--	19.59	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.47	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.96	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.36
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.25
13	SLEQ - [1]	--	9.95	--	39.20	--
14	SLEF - [1]	--	8.21	--	34.34	--
15	SLER - [1]	--	6.73	--	28.86	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	61 di 86

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	41.213973
Longitudine	14.693540
Comune	Ponte
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Punti di interpolazione del reticolo	31431 - 31653 - 31654 - 31432

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	75 anni
Classe d'uso	III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose
Vita di riferimento	113 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	3.60 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.18
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.46$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.73$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.00 [m/s ²]
------------------------------	--------------------------

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	62 di 86

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.00$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.00$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	5.00 [m]
Peso muro	98.9262 [kN]
Baricentro del muro	X=0.23 Y=-3.01
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2.70 Y = -3.50
Punto superiore superficie di spinta	X = 2.70 Y = -0.70
Altezza della superficie di spinta	2.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	23.2012	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	23.2012	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0.0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -2.51	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.50	[°]		
Incremento sismico della spinta	8.2587	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -2.51	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	57.06	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.70	[m]	Y = -3.50	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	128.8565	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.35	[m]	Y = -1.85	[m]
Inerzia del muro	13.3161	[kN]		
Inerzia verticale del muro	6.6581	[kN]		

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	63 di 86

Inerzia del terrapieno fondazione di monte	17.3450	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	8.6725	[kN]
<i>Risultanti</i>		
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	62.1210	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	243.1132	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-51.4809	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	243.1132	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	62.1210	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.36	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.50	[m]
Risultante in fondazione	250.9244	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.33	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	87.4731	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4582.1209	[kN]
<i>Tensioni sul terreno</i>		
Lunghezza fondazione reagente	3.50	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	112.30	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	26.62	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 67.87$	$N_q = 55.96$	$N_\gamma = 77.33$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.71$	$i_q = 0.71$	$i_\gamma = 0.40$
Fattori profondità	$d_c = 1.08$	$d_q = 1.04$	$d_\gamma = 1.04$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 51.99$	$N'_q = 41.21$	$N'_\gamma = 32.23$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.52
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	18.85

Sollecitazioni paramento

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	64 di 86

Combinazione n° 7

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.15	1.4710	0.0160	0.2142
3	0.30	2.9420	0.0647	0.4370
4	0.45	4.4131	0.1475	0.6684
5	0.60	5.8841	0.2656	0.9083
6	0.75	7.3551	0.4229	1.2083
7	0.90	8.8261	0.6383	1.7020
8	1.05	10.2971	0.9440	2.4048
9	1.20	11.7682	1.3678	3.2710
10	1.35	13.2392	1.9333	4.2954
11	1.50	14.7102	2.6643	5.4777
12	1.65	16.1812	3.5845	6.8180
13	1.80	17.6523	4.7176	8.3160
14	1.95	19.1233	6.0872	9.9720
15	2.10	20.5943	7.7170	11.7858
16	2.25	22.0653	9.6308	13.7574
17	2.40	23.5363	11.8522	15.8869
18	2.55	25.0074	14.4048	18.1742
19	2.70	26.4784	17.3123	20.6194
20	2.85	27.9494	20.5973	23.1823
21	3.00	29.4204	24.2212	25.2349

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 7

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	65 di 86

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.04	0.0494	2.4622
3	0.08	0.1965	4.8853
4	0.12	0.4397	7.2691
5	0.16	0.7775	9.6138
6	0.20	1.2083	11.9194
7	0.24	1.7305	14.1857
8	0.28	2.3426	16.4129
9	0.32	3.0430	18.6009
10	0.36	3.8301	20.7498
11	0.40	4.7025	22.8594

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 7

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.27	-1.1350	-8.1098
3	0.54	-4.2187	-14.4349
4	0.81	-8.7692	-18.9753
5	1.08	-14.3047	-21.7308
6	1.35	-20.3432	-22.7017
7	1.62	-26.4030	-21.8877
8	1.89	-32.0020	-19.2890

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	66 di 86

9	2.16	-36.6584	-14.9056
10	2.43	-39.8904	-8.7373
11	2.70	-41.2162	-0.8509

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 7

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 40	7.70	5.65	0.00	0.00	1000.00	158.24	--	--
2	0.15	100, 40	7.70	5.65	5687.50	-61.70	3866.36	158.44	--	--
3	0.30	100, 40	7.70	5.65	5585.83	-122.82	1898.62	158.63	--	--
4	0.45	100, 40	7.70	5.65	5485.21	-183.32	1242.95	158.83	--	--
5	0.60	100, 40	7.70	5.65	5329.99	-240.62	905.83	159.03	--	--
6	0.75	100, 40	7.70	5.65	4940.43	-284.04	671.70	159.23	--	--
7	0.90	100, 40	7.70	5.65	4492.64	-324.89	509.02	159.43	--	--
8	1.05	100, 40	7.70	5.65	3956.53	-362.74	384.24	159.63	--	--
9	1.20	100, 40	7.70	5.65	3369.07	-391.57	286.29	159.83	--	--
10	1.35	100, 40	7.70	5.65	2729.99	-398.65	206.20	160.02	--	--
11	1.50	100, 40	7.70	5.65	2013.52	-364.68	136.88	160.22	--	--
12	1.65	100, 40	7.70	5.65	1399.78	-310.08	86.51	160.42	--	--
13	1.80	100, 40	7.70	5.65	952.76	-254.62	53.97	160.62	--	--
14	1.95	100, 40	7.70	5.65	667.32	-212.42	34.90	160.82	--	--

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	67 di 86

15	2.10	100,40	7.70	5.65	490.50	-183.80	23.82	161.02	--	--
16	2.25	100,40	7.70	5.65	380.21	-165.95	17.23	161.22	--	--
17	2.40	100,40	7.70	5.65	305.55	-153.87	12.98	161.41	--	--
18	2.55	100,40	7.70	11.31	252.94	-145.70	10.11	161.61	--	--
19	2.70	100,40	7.70	5.65	212.23	-138.76	8.02	161.81	--	--
20	2.85	100,40	7.70	5.65	181.56	-133.80	6.50	162.01	--	--
21	3.00	100,40	7.70	5.65	157.86	-129.96	5.37	162.21	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 7

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 50	18.47	7.70	0.00	0.00	1000.00	187.44	--	--
2	0.04	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	2708.53	187.44	--	--
3	0.08	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	680.73	187.44	--	--
4	0.12	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	304.16	187.44	--	--
5	0.16	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	172.16	187.44	--	--
6	0.20	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	110.78	187.44	--	--
7	0.24	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	77.35	187.44	--	--
8	0.28	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	57.14	187.44	--	--

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	68 di 86

9	0.32	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	43.99	187.44	--	--
10	0.36	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	34.95	187.44	--	--
11	0.40	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	28.46	187.44	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	187.44	--	--
2	0.27	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	117.93	187.44	--	--
3	0.54	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	31.73	187.44	--	--
4	0.81	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	15.26	187.44	--	--
5	1.08	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	9.36	187.44	--	--
6	1.35	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	6.58	187.44	--	--
7	1.62	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	5.07	187.44	--	--
8	1.89	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	4.18	209.24	--	--
9	2.16	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	3.65	209.24	--	--
10	2.43	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	3.36	209.24	--	--
11	2.70	100, 50	7.70	7.70	0.00	-133.85	3.25	209.24	--	--

Verifica sperone di fondazione

Base sezione B= 100 cm Altezza sezione H=70 [cm]

A_{fi}=10.78 [cmq] A_{fs}=10.78 [cmq]

Sollecitazioni M=64.224 [kNm] T=62.121 [kN]

Momento ultimo sezione M_u = 268.8028 [kNm]

Coeff.sicurezza sezione = 4.19

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	23.2012	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	23.2012	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0.0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -2.51	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.50	[°]		

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	69 di 86

Incremento sismico della spinta	5.2487	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -2.51	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	56.19	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.70	[m]	Y = -3.50	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	128.8565	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.35	[m]	Y = -1.85	[m]
Inerzia del muro	13.3161	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-6.6581	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	17.3450	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-8.6725	[kN]		
<i><u>Risultanti</u></i>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	59.1110	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	212.4521	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-51.4809	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	212.4521	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	59.1110	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.39	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.50	[m]		
Risultante in fondazione	220.5221	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.55	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	81.8361	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	4162.3876	[kN]		
<i><u>Tensioni sul terreno</u></i>				
Lunghezza fondazione reagente	3.50	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	100.78	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	20.62	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 67.87$	$N_q = 55.96$	$N_\gamma = 77.33$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.68$	$i_q = 0.68$	$i_\gamma = 0.36$
Fattori profondità	$d_c = 1.08$	$d_q = 1.04$	$d_\gamma = 1.04$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	70 di 86

$N'_c = 50.34$

$N'_q = 39.90$

$N'_\gamma = 29.14$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.34
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	19.59

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 8

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.15	1.4710	0.0159	0.2127
3	0.30	2.9420	0.0642	0.4331
4	0.45	4.4131	0.1462	0.6613
5	0.60	5.8841	0.2630	0.8972
6	0.75	7.3551	0.4180	1.1876
7	0.90	8.8261	0.6284	1.6532
8	1.05	10.2971	0.9235	2.3080
9	1.20	11.7682	1.3281	3.1108
10	1.35	13.2392	1.8639	4.0566
11	1.50	14.7102	2.5522	5.1454
12	1.65	16.1812	3.4146	6.3771
13	1.80	17.6523	4.4725	7.7517
14	1.95	19.1233	5.7473	9.2691
15	2.10	20.5943	7.2604	10.9294
16	2.25	22.0653	9.0333	12.7325
17	2.40	23.5363	11.0873	14.6785

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	71 di 86

18	2.55	25.0074	13.4440	16.7674
19	2.70	26.4784	16.1247	18.9990
20	2.85	27.9494	19.1497	21.3373
21	3.00	29.4204	22.4844	23.2136

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 8

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.04	0.0402	2.0026
3	0.08	0.1597	3.9686
4	0.12	0.3572	5.8979
5	0.16	0.6311	7.7906
6	0.20	0.9799	9.6466
7	0.24	1.4023	11.4660
8	0.28	1.8967	13.2488
9	0.32	2.4617	14.9949
10	0.36	3.0958	16.7043
11	0.40	3.7976	18.3771

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 8

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	72 di 86

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.27	-1.3588	-9.7872
3	0.54	-5.1348	-17.9046
4	0.81	-10.8770	-24.3523
5	1.08	-18.1347	-29.1302
6	1.35	-26.4571	-32.2384
7	1.62	-35.3932	-33.6769
8	1.89	-44.4923	-33.4456
9	2.16	-53.3035	-31.5445
10	2.43	-61.3761	-27.9738
11	2.70	-68.2593	-22.7998

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 8

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 40	7.70	5.65	0.00	0.00	1000.00	158.24	--	--
2	0.15	100, 40	7.70	5.65	5688.16	-61.30	3866.81	158.44	--	--
3	0.30	100, 40	7.70	5.65	5587.36	-121.90	1899.14	158.63	--	--
4	0.45	100, 40	7.70	5.65	5487.79	-181.77	1243.53	158.83	--	--
5	0.60	100, 40	7.70	5.65	5345.07	-238.88	908.40	159.03	--	--

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo					COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
					IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	73 di 86
6	0.75	100,40	7.70	5.65	4961.89	-281.97	674.62	159.23	--	--
7	0.90	100,40	7.70	5.65	4525.96	-322.25	512.79	159.43	--	--
8	1.05	100,40	7.70	5.65	4008.18	-359.47	389.25	159.63	--	--
9	1.20	100,40	7.70	5.65	3444.97	-388.78	292.74	159.83	--	--
10	1.35	100,40	7.70	5.65	2838.58	-399.63	214.41	160.02	--	--
11	1.50	100,40	7.70	5.65	2151.63	-373.31	146.27	160.22	--	--
12	1.65	100,40	7.70	5.65	1545.80	-326.20	95.53	160.42	--	--
13	1.80	100,40	7.70	5.65	1069.19	-270.90	60.57	160.62	--	--
14	1.95	100,40	7.70	5.65	752.83	-226.25	39.37	160.82	--	--
15	2.10	100,40	7.70	5.65	547.53	-193.03	26.59	161.02	--	--
16	2.25	100,40	7.70	5.65	421.80	-172.68	19.12	161.22	--	--
17	2.40	100,40	7.70	5.65	337.66	-159.06	14.35	161.41	--	--
18	2.55	100,40	7.70	11.31	278.88	-149.93	11.15	161.61	--	--
19	2.70	100,40	7.70	5.65	233.52	-142.21	8.82	161.81	--	--
20	2.85	100,40	7.70	5.65	199.53	-136.71	7.14	162.01	--	--
21	3.00	100,40	7.70	5.65	173.33	-132.47	5.89	162.21	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 8

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 50	18.47	7.70	0.00	0.00	1000.00	187.44	--	--
2	0.04	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	3328.80	187.44	--	--
3	0.08	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	837.29	187.44	--	--
4	0.12	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	374.42	187.44	--	--
5	0.16	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	212.10	187.44	--	--
6	0.20	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	136.59	187.44	--	--
7	0.24	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	95.45	187.44	--	--
8	0.28	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	70.57	187.44	--	--
9	0.32	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	54.37	187.44	--	--
10	0.36	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	43.24	187.44	--	--
11	0.40	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	35.25	187.44	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
-----	---	------	----------	----------	-------	-------	----	----------	-----------	-----------

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	75 di 86

1	0.00	100,50	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	187.44	--	--
2	0.27	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	98.50	187.44	--	--
3	0.54	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	26.07	187.44	--	--
4	0.81	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	12.31	187.44	--	--
5	1.08	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	7.38	187.44	--	--
6	1.35	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	5.06	187.44	--	--
7	1.62	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	3.78	187.44	--	--
8	1.89	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	3.01	209.24	--	--
9	2.16	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	2.51	209.24	--	--
10	2.43	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	2.18	209.24	--	--
11	2.70	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	1.96	209.24	--	--

Verifica sperone di fondazione

Base sezione B= 100 cm Altezza sezione H=70 [cm]

$A_{\bar{n}}=10.78$ [cmq] $A_{\bar{s}}=10.78$ [cmq]

Sollecitazioni M=61.112 [kNm] T=59.111 [kN]

Momento ultimo sezione $M_u = 268.8028$ [kNm]

Coeff.sicurezza sezione = 4.40

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	29.4042	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	29.4042	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0.0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -2.51	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59.63	[°]		
Incremento sismico della spinta	5.7568	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -2.51	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.38	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.70	[m]	Y = -3.50	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	128.8565	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.35	[m]	Y = -1.85	[m]
Inerzia del muro	13.3161	[kN]		

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	76 di 86

Inerzia verticale del muro	-6.6581	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	17.3450	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-8.6725	[kN]
<u>Risultanti</u>		
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	65.8222	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	212.4521	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-39.6239	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	95.7116	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	378.9897	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	212.4521	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	65.8222	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.42	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.50	[m]
Risultante in fondazione	222.4151	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.21	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	88.5132	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.96
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	77 di 86

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.52 Y[m]= 3.41

Raggio del cerchio R[m]= 8.58

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7.45

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 6.02

Larghezza della striscia dx[m]= 0.54

Coefficiente di sicurezza C= 2.25

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	6.4890	57.50	5.4730	0.0098	29.26	0	0
2	14.3268	51.78	11.2557	0.0085	29.26	0	0
3	20.7166	46.27	14.9691	0.0076	29.26	0	0
4	26.0236	41.27	17.1650	0.0070	29.26	0	0
5	30.5074	36.63	18.2029	0.0066	30.80	0	0
6	34.3834	32.26	18.3532	0.0063	32.94	0	0
7	38.8985	28.09	18.3176	0.0060	32.94	0	0
8	41.9154	24.08	17.1035	0.0058	32.94	0	0
9	44.2177	20.19	15.2638	0.0056	32.94	0	0
10	46.0892	16.40	13.0134	0.0055	32.94	0	0
11	47.5573	12.68	10.4394	0.0054	32.94	0	0
12	60.3808	9.01	9.4602	0.0054	32.94	0	0
13	28.0370	5.38	2.6310	0.0053	32.94	0	0
14	24.6118	1.78	0.7631	0.0053	32.94	0	0
15	24.6095	-1.82	-0.7832	0.0053	32.94	0	0
16	24.2499	-5.43	-2.2955	0.0053	32.94	0	0
17	23.5288	-9.06	-3.7057	0.0054	32.94	0	0
18	22.4371	-12.73	-4.9436	0.0054	32.94	0	0
19	20.9609	-16.45	-5.9356	0.0055	32.94	0	0
20	19.0798	-20.24	-6.6019	0.0056	32.94	0	0
21	16.7660	-24.13	-6.8551	0.0058	32.94	0	0
22	13.9813	-28.15	-6.5954	0.0060	32.94	0	0

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	78 di 86

23	10.6739	-32.32	-5.7063	0.0063	32.94	0	0
24	6.7904	-36.69	-4.0572	0.0066	30.75	0	0
25	2.2974	-41.33	-1.5173	0.0070	29.26	0	0

$$\Sigma W_i = 649.5293 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 123.4139 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 412.7205 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 2.17$$

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	80 di 86
2	0.15	1.4710	1.4710	0.0002	0.0034	0.0031	0.0469		
3	0.30	2.9420	2.9420	0.0013	0.0144	0.0125	0.1003		
4	0.45	4.4131	4.4131	0.0042	0.0338	0.0282	0.1599		
5	0.60	5.8841	5.8841	0.0100	0.0627	0.0502	0.2259		
6	0.75	7.3551	7.3551	0.0196	0.1117	0.0801	0.4966		
7	0.90	8.8261	8.8261	0.0369	0.2370	0.1652	1.2480		
8	1.05	10.2971	10.2971	0.0754	0.4985	0.3697	2.2644		
9	1.20	11.7682	11.7682	0.1539	0.9223	0.6967	3.4055		
10	1.35	13.2392	13.2392	0.2902	1.5260	1.1404	4.6625		
11	1.50	14.7102	14.7102	0.5018	2.3269	1.7001	6.0354		
12	1.65	16.1812	16.1812	0.8061	3.3424	2.3758	7.5241		
13	1.80	17.6523	17.6523	1.2204	4.5899	3.1674	9.1287		
14	1.95	19.1233	19.1233	1.7621	6.0868	4.0748	10.8492		
15	2.10	20.5943	20.5943	2.4486	7.8504	5.0981	12.6855		
16	2.25	22.0653	22.0653	3.2973	9.8982	6.2372	14.6376		
17	2.40	23.5363	23.5363	4.3255	12.2475	7.4922	16.7056		
18	2.55	25.0074	25.0074	5.5507	14.9157	8.8631	18.8894		
19	2.70	26.4784	26.4784	6.9903	17.9201	10.3498	21.1891		
20	2.85	27.9494	27.9494	8.6607	21.2770	11.9256	23.5645		
21	3.00	29.4204	29.4204	10.5377	24.9422	13.1684	25.3991		

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.04	0.0297	0.0494	1.4804	2.4622
3	0.08	0.1181	0.1965	2.9374	4.8853
4	0.12	0.2644	0.4397	4.3710	7.2691
5	0.16	0.4675	0.7775	5.7812	9.6138

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	81 di 86

6	0.20	0.7265	1.2083	7.1681	11.9194
7	0.24	1.0406	1.7305	8.5316	14.1857
8	0.28	1.4088	2.3426	9.8717	16.4129
9	0.32	1.8300	3.0430	11.1884	18.6009
10	0.36	2.3035	3.8301	12.4818	20.7498
11	0.40	2.8283	4.7025	13.7518	22.8594

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.04	0.0260	0.0382	1.2979	1.9087
3	0.08	0.1036	0.1524	2.5767	3.7985
4	0.12	0.2319	0.3419	3.8364	5.6692
5	0.16	0.4102	0.6057	5.0768	7.5209
6	0.20	0.6378	0.9433	6.2982	9.3536
7	0.24	0.9138	1.3538	7.5003	11.1672
8	0.28	1.2376	1.8364	8.6833	12.9619
9	0.32	1.6082	2.3905	9.8472	14.7376
10	0.36	2.0251	3.0152	10.9919	16.4942
11	0.40	2.4873	3.7097	12.1174	18.2319

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.27	-1.6343	-1.1350	-11.9298	-8.1098
3	0.54	-6.3469	-4.2187	-22.8017	-14.4349
4	0.81	-13.8521	-8.7692	-32.6159	-18.9753
5	1.08	-23.8643	-14.3047	-41.3724	-21.7308
6	1.35	-36.0979	-20.3432	-49.0710	-22.7017

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	82 di 86

7	1.62	-50.2674	-26.4030	-55.7118	-21.8877
8	1.89	-66.0871	-32.0020	-61.2949	-19.2890
9	2.16	-83.2715	-36.6584	-65.8202	-14.9056
10	2.43	-101.5348	-39.8904	-69.2877	-8.7373
11	2.70	-120.5920	-41.2162	-71.7972	-0.8509

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.27	-0.6655	-0.5044	-4.7852	-3.5910
3	0.54	-2.5061	-1.8606	-8.7043	-6.3092
4	0.81	-5.2879	-3.8328	-11.7573	-8.1545
5	1.08	-8.7771	-6.1855	-13.9441	-9.1270
6	1.35	-12.7398	-8.6829	-15.2648	-9.2267
7	1.62	-16.9421	-11.0893	-15.7193	-8.4535
8	1.89	-21.1502	-13.1692	-15.3077	-6.8074
9	2.16	-25.1303	-14.6868	-14.0299	-4.2886
10	2.43	-28.6484	-15.4065	-11.8860	-0.8969
11	2.70	-31.4710	-15.0928	-8.9425	3.3012

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 40	7.70	5.65	0.00	0.00	1000.00	158.24	--	--
2	0.15	100, 40	7.70	5.65	5687.50	-0.93	3866.36	158.44	--	--
3	0.30	100, 40	7.70	5.65	5585.83	-3.70	1898.62	158.63	--	--
4	0.45	100, 40	7.70	5.65	5485.21	-8.31	1242.95	158.83	--	--
5	0.60	100, 40	7.70	5.65	5329.99	-14.75	905.83	159.03	--	--
6	0.75	100, 40	7.70	5.65	4940.43	-23.03	671.70	159.23	--	--
7	0.90	100, 40	7.70	5.65	4492.64	-35.91	509.02	159.43	--	--
8	1.05	100, 40	7.70	5.65	3956.53	-62.46	384.24	159.63	--	--
9	1.20	100, 40	7.70	5.65	3369.07	-110.00	286.29	159.83	--	--
10	1.35	100, 40	7.70	5.65	2729.99	-180.53	206.20	160.02	--	--
11	1.50	100, 40	7.70	5.65	1948.07	-262.86	132.43	160.22	--	--
12	1.65	100, 40	7.70	5.65	1164.13	-283.99	71.94	160.42	--	--
13	1.80	100, 40	7.70	5.65	705.69	-218.63	39.98	160.62	--	--
14	1.95	100, 40	7.70	5.65	473.39	-181.03	24.75	160.82	--	--
15	2.10	100, 40	7.70	5.65	348.35	-160.79	16.91	161.02	--	--
16	2.25	100, 40	7.70	5.65	270.96	-148.27	12.28	161.22	--	--
17	2.40	100, 40	7.70	5.65	218.76	-139.82	9.29	161.41	--	--
18	2.55	100, 40	7.70	11.31	181.89	-134.12	7.27	161.61	--	--
19	2.70	100, 40	7.70	5.65	153.57	-129.27	5.80	161.81	--	--
20	2.85	100, 40	7.70	5.65	132.10	-125.79	4.73	162.01	--	--
21	3.00	100, 40	7.70	5.65	115.48	-123.10	3.93	162.21	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 40	7.70	5.65	0	0	0	0
2	0.15	100, 40	7.70	5.65	4	0	-52	-55
3	0.30	100, 40	7.70	5.65	8	0	-103	-112
4	0.45	100, 40	7.70	5.65	12	1	-154	-174
5	0.60	100, 40	7.70	5.65	16	1	-203	-239
6	0.75	100, 40	7.70	5.65	22	2	-251	-312

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	84 di 86

7	0.90	100,40	7.70	5.65	30	4	-296	-417
8	1.05	100,40	7.70	5.65	42	7	-332	-579
9	1.20	100,40	7.70	5.65	60	11	-352	-810
10	1.35	100,40	7.70	5.65	92	15	391	-1181
11	1.50	100,40	7.70	5.65	145	20	1632	-1758
12	1.65	100,40	7.70	5.65	221	25	4070	-2499
13	1.80	100,40	7.70	5.65	316	30	7676	-3354
14	1.95	100,40	7.70	5.65	427	35	12387	-4319
15	2.10	100,40	7.70	5.65	557	41	18207	-5406
16	2.25	100,40	7.70	5.65	707	48	25174	-6626
17	2.40	100,40	7.70	5.65	877	55	33340	-7991
18	2.55	100,40	7.70	11.31	1013	62	42665	-8772
19	2.70	100,40	7.70	5.65	1286	69	53513	-11201
20	2.85	100,40	7.70	5.65	1527	77	65644	-13064
21	3.00	100,40	7.70	5.65	1789	83	78983	-15081

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cm ²]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cm ²]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	18.47	7.70	0.00	0.00	1000.00	187.44	--	--
2	0.04	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	2708.53	187.44	--	--
3	0.08	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	680.73	187.44	--	--
4	0.12	100, 50	18.47	7.70	0.00	133.73	304.16	187.44	--	--
5	0.16	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	172.16	187.44	--	--
6	0.20	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	110.78	187.44	--	--
7	0.24	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	77.35	187.44	--	--
8	0.28	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	57.14	187.44	--	--
9	0.32	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	43.99	187.44	--	--
10	0.36	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	34.95	187.44	--	--
11	0.40	100, 50	7.70	7.70	0.00	133.85	28.46	187.44	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 50	18.47	7.70	0	0	0	0
13	0.04	100, 50	18.47	7.70	2	5	116	-12
14	0.08	100, 50	18.47	7.70	7	10	461	-49
15	0.12	100, 50	18.47	7.70	15	14	1034	-111
16	0.16	100, 50	7.70	7.70	28	19	1832	-230
17	0.20	100, 50	7.70	7.70	44	24	2852	-358
18	0.24	100, 50	7.70	7.70	63	29	4093	-513
19	0.28	100, 50	7.70	7.70	86	33	5553	-697
20	0.32	100, 50	7.70	7.70	112	38	7228	-907
21	0.36	100, 50	7.70	7.70	141	42	9117	-1144
22	0.40	100, 50	7.70	7.70	174	47	11217	-1407

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
-----	---	------	-----------------	-----------------	----------------	----------------	----	-----------------	------------------	------------------

FV01 - Fermata Amorosi - Muro a protezione Piazzale di Stazione - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV01 0 0 005	A	86 di 86

1	0.00	100,50	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	187.44	--	--
2	0.27	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	81.90	187.44	--	--
3	0.54	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	21.09	187.44	--	--
4	0.81	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	9.66	187.44	--	--
5	1.08	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	5.61	187.44	--	--
6	1.35	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	3.71	187.44	--	--
7	1.62	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	2.66	187.44	--	--
8	1.89	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	2.03	187.44	--	--
9	2.16	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	1.61	187.44	--	--
10	2.43	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	1.32	187.44	--	--
11	2.70	100,50	7.70	7.70	0.00	-133.85	1.11	187.44	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0.00	100,50	7.70	7.70	0	0	0	0
13	0.27	100,50	7.70	7.70	31	-12	-252	2012
14	0.54	100,50	7.70	7.70	118	-22	-951	7578
15	0.81	100,50	7.70	7.70	248	-30	-2006	15989
16	1.08	100,50	7.70	7.70	412	-36	-3329	26540
17	1.35	100,50	7.70	7.70	597	-39	-4832	38522
18	1.62	100,50	7.70	7.70	794	-40	-6426	51228
19	1.89	100,50	7.70	7.70	992	-39	-8022	63953
20	2.16	100,50	7.70	7.70	1178	-36	-9532	75987
21	2.43	100,50	7.70	7.70	1343	-30	-10866	86625
22	2.70	100,50	7.70	7.70	1476	-23	-11937	95160