

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:	PROGETTISTA:	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	Ing. Gaetano USAI	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

Muro di sostegno in sx e in dx dal km 21+982 al km 22+082

Muro di sostegno: Relazione di calcolo

APPALTATORE		SCALA:
IMPRESA PIZZAROTTI & C. s.p.a. Dott. Ing. Sabino Del Balzo IL DIRETTORE TECNICO Ing. Sabino DEL BALZO 24/02/2020		-

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

I F 2 6	1 2	E	Z Z	CL	R I 1 2 0 5	0 0 2	A
---------	-----	---	-----	----	-------------	-------	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	G. Liporace	24/02/2020	A. Tagliaferri	24/02/2020	P. Grasso	24/02/2020	Ing. Gaetano USAI



24/02/2020

File: IF26.1.2.E.ZZ.CL.RI.1.2.0.5.002.A.doc

n. Elab.:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI1205 002</td> <td>A</td> <td>2 di 61</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	2 di 61
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	2 di 61								

Indice

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2. DOCUMENTI 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 (C32/40).....	11
3.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C28/35).....	12
3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C25/30).....	14
3.5 CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15)	15
3.6 ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C)	16
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
4.1 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO	17
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	20
6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	20
6.1 VERIFICHE ALLO SLU.....	20
6.1.1 PRESSOFLESSIONE	20
6.1.2 TAGLIO	21
6.2 VERIFICA SLE	23
6.2.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI	23
6.2.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE	23
7. ANALISI DEI CARICHI	24
7.1 PESO PROPRIO	24

7.2	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	24
7.3	AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI	25
7.3.1	AZIONE DEL VENTO	25
7.3.2	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI TRENI.....	27
7.3.3	AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI	27
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	31
9.	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	33
9.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE	33
9.1.1	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI	34
9.1.2	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI	36
10.	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURO	40
10.1	MURO H=9.0M	40
10.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	40
10.1.2	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	40
10.1.3	ARMATURE	40
10.1.4	VERIFICHE STRUTTURALI PER PARAMENTO E FONDAZIONE	41
10.1.5	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	41
11.	INCIDENZA ARMATURE	43
12.	ALLEGATO A	44
12.1	: VERIFICHE DEL MURO H = 9.0M.....	44
12.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MURO – SLU/SLV	46
12.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO – SLU/SLV	52
12.1.3	VERIFICHE DEL MURO A FESSURAZIONE – COMBINAZIONE RARA	55
12.1.4	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI	57

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">COMMESSA</td> <td style="text-align: center;">LOTTO</td> <td style="text-align: center;">CODIFICA</td> <td style="text-align: center;">DOCUMENTO</td> <td style="text-align: center;">REV.</td> <td style="text-align: center;">FOGLIO</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">IF26</td> <td style="text-align: center;">12 E ZZ</td> <td style="text-align: center;">CL</td> <td style="text-align: center;">RI1205 002</td> <td style="text-align: center;">A</td> <td style="text-align: center;">4 di 61</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	4 di 61
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	4 di 61								

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 previsti sull'asse principale del tracciato di progetto in corrispondenza delle pk. 21+982 – 22+082.

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):

Pk (m)	Hparam [m]	Tipo	FONDAZIONE		PALI					BARRIERA ANTIRUMORE (tipo)	SEZ TIPO
			h [m]	Lf [m]	Disp. Pali	n°pali trasv.	itrav [m]	ilong [m]	D [m]		
21+983.13 - 22+015.93 (BINARIO Dispari in SX)	9.00	A gradoni	1.30	6.40	Allineati	3	2.40	2.40	0.80	H8	TIPO BA 9
21+982.86 - 22+082.59 (BINARIO Pari in DX)	8.50	A gradoni	1.30	6.40	Allineati	3	2.40	2.40	0.80	H8	TIPO BA 9

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno.

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

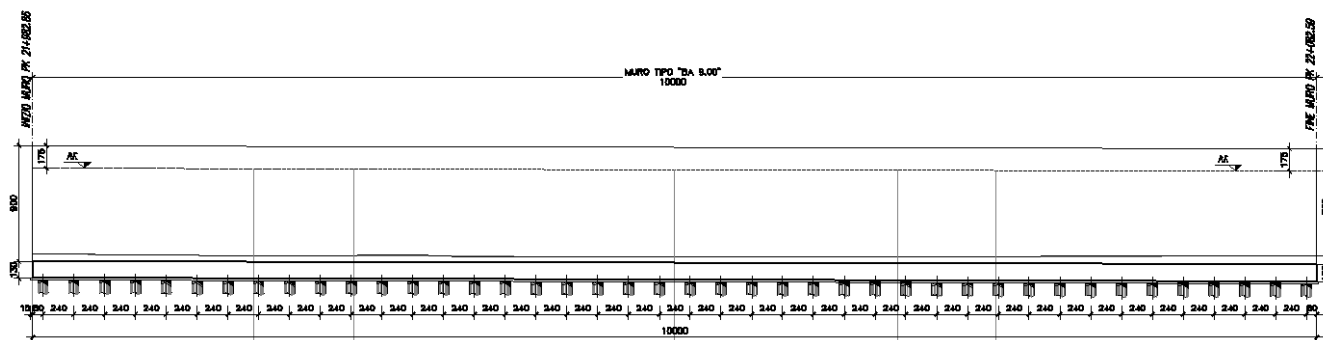


Figura 1 – Prospetto muri in sx

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	5 di 61

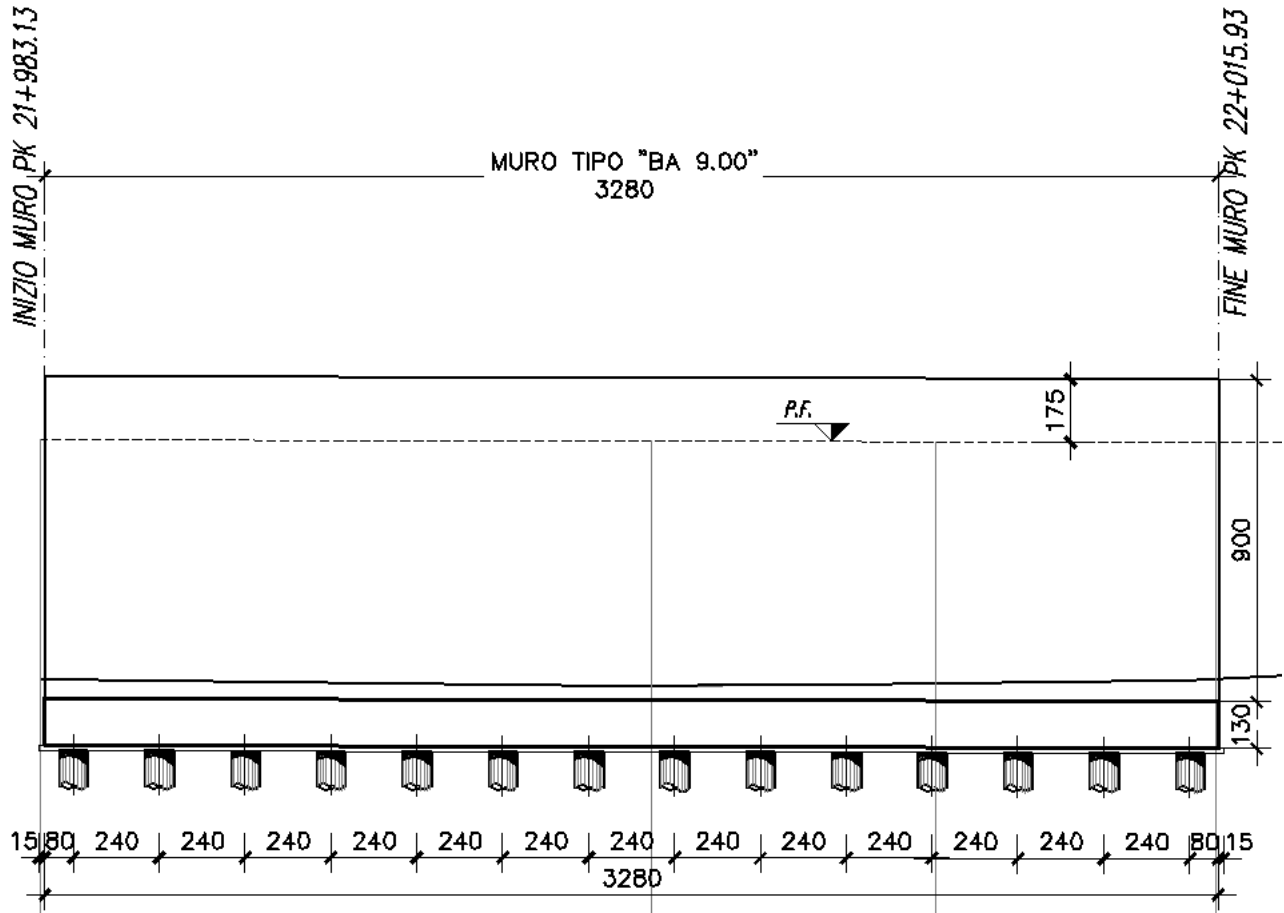


Figura 2 - Prospetto muri in dx

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	6 di 61

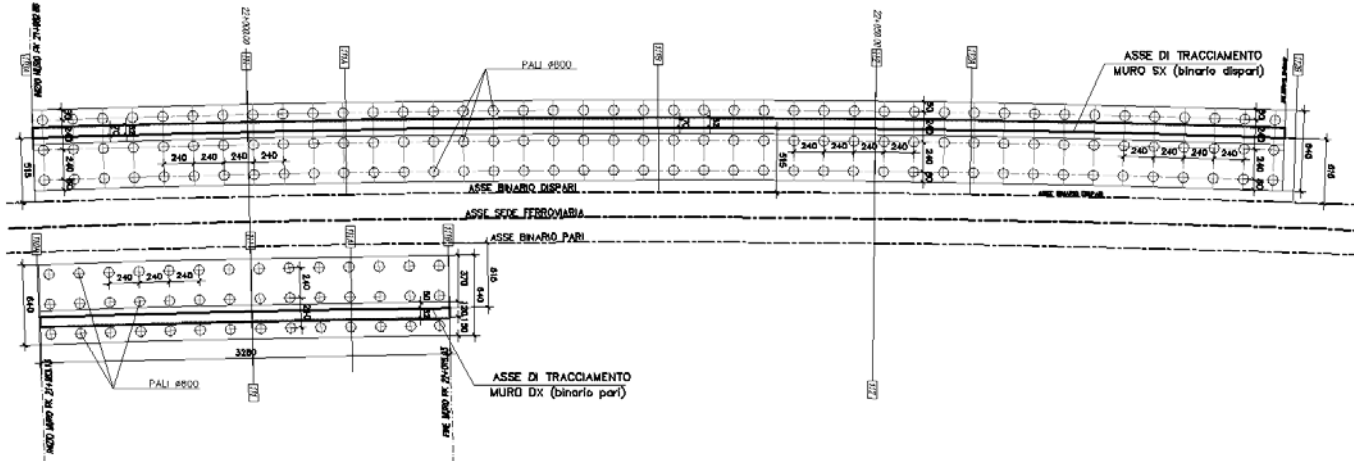


Figura 3 – Pianta Fondazioni

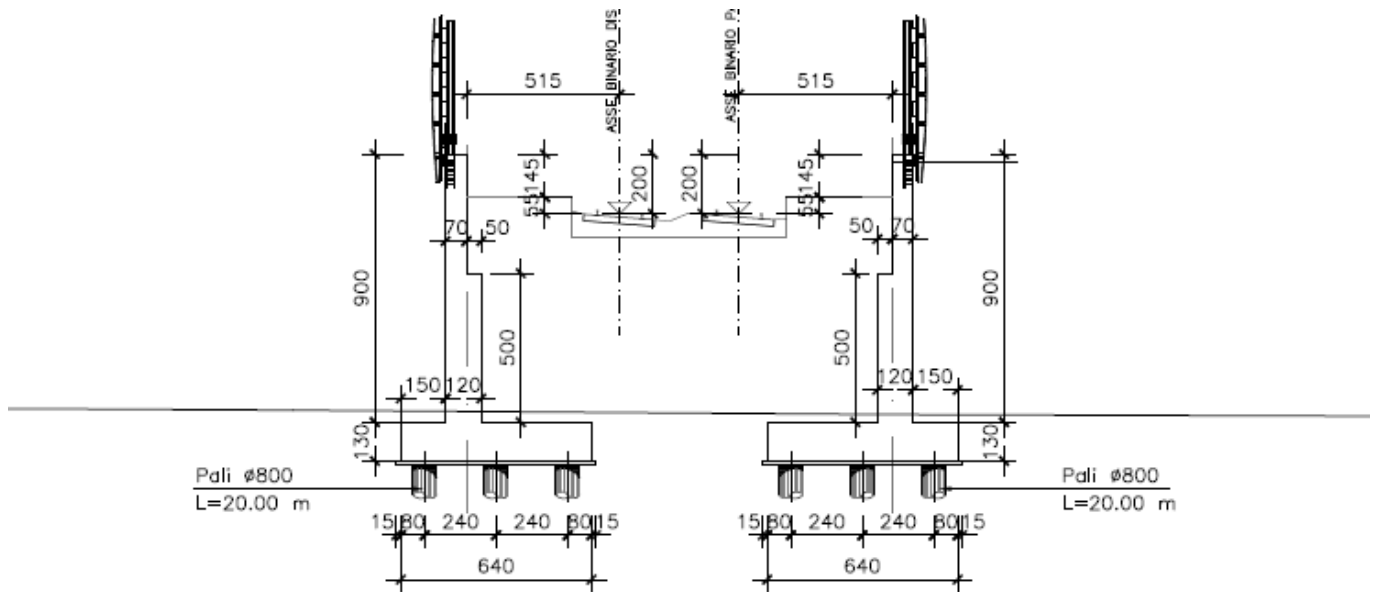


Figura 4 – Sezione trasversale tipo

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	7 di 61

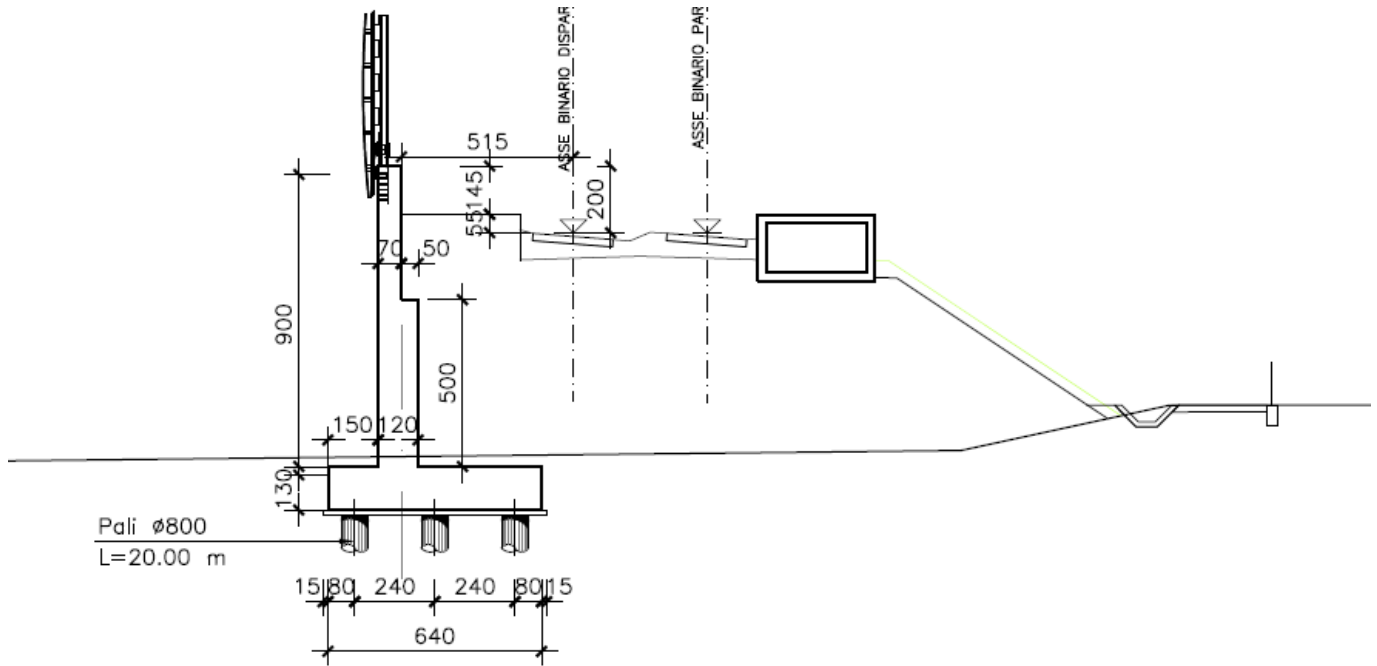


Figura 5 – Sezione trasversale tipo

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI1205 002	REV. A	FOGLIO 8 di 61

2. DOCUMENTI 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:

Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»

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»

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)

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)

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)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)

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)

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)

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 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)

UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.1 ELABORATI DI RIFERIMENTO

- [DC1]. IF2612EZZPARI1205004A - Muri di sostegno – Pianta e sezioni trasversali
- [DC2]. IF2612EZZPARI1205002A - Muri di sostegno – Pianta fondazioni e profili
- [DC3]. IF2612EZZP9RI1205002A - Muri di sostegno - Pianta scavi

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 9658	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 inserti metallici, tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interni 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 estrazione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel coprire o nel ricopimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano 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 riparatte 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 9658	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 alle condizioni marine 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 battaglia 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 fasciate 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 XF-1 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 liquami 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, 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:

S.

UNI 11104:2004

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			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	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	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28/35	28,35	32/40	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	320	340	360	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 n.617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Fondazione ed elevazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	11 di 61

3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C32/40)

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:

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

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

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:

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

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

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

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

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

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	12 di 61

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$h = 1.00$$

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

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)

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

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

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

3.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

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

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

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

Resistenza a compressione cilindrica media:

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

Resistenza a trazione assiale:

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

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

Resistenza a trazione per flessione:

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

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

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:

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

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	13 di 61

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

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

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

Modulo di elasticità normale :

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

Modulo di elasticità tangenziale:

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

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

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.98 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_c)$$

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)

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = 11.62 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = 15.98 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

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

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	14 di 61

3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

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

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1.79 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

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:

$$f_{cd} = 14.1 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

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

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:

$$\nu = 0.2$$

  	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI1205 002</td> <td>A</td> <td>15 di 61</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	15 di 61
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	15 di 61								

Coefficiente di dilatazione lineare

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

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

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

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)

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

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

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:

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

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

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

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.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	16 di 61

3.6 ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C)

Tensione caratteristica di rottura:

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

Tensione caratteristica allo snervamento:

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

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

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

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

$$(\text{Agt})k = \varepsilon_{uk} = 7.5 \%$$

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

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_s = 1.15$$

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

Resistenza di calcolo allo SLU:

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

Modulo di elasticità :

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

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

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

  	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI1205 002</td> <td>A</td> <td>17 di 61</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	17 di 61
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	17 di 61								

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'opera in esame ricade tra le chilometriche 21+982 – 22+082 del tracciato di progetto dell'Asse Principale, nell'ambito del 1° Lotto Funzionale Frasso-Telese.

4.1 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO

Lo schema geotecnico di riferimento per l'opera in oggetto fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (elaborato IF2612EZZRBGE0001001).

Di seguito si riassumono i parametri di resistenza e la stratigrafia di progetto per le formazioni interagenti con le opere.

Tabella 1: Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento

Profondità [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c [kPa]	cu [kPa]	ϕ' [°]	E ₀ [MPa]	E' [MPa]
0-6	bc3	19.5	10	50	26	100	20
>6	MDL1	20.0			38	300	60

Il livello di falda è stato assunto ad una profondità di 4.0 m dal p.c.

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza del rilevato di progetto si assumono i seguenti parametri geotecnici:

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ' [°]	Profondità
Rilevato ferroviario	20.0	0	38	-

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 – Telese.

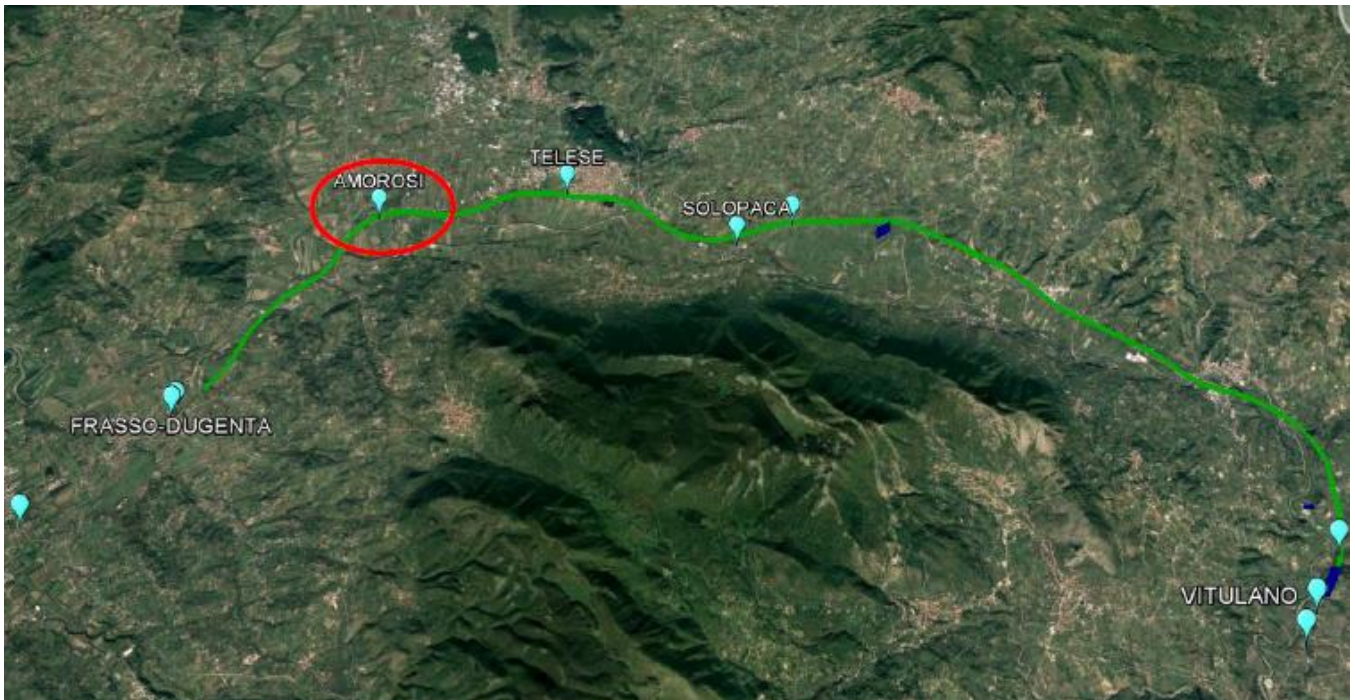


Figura 6 – Configurazione planimetrica tracciato

Nella fattispecie, l'opera ricade nel comune di Amorosi. Nei riguardi della valutazione delle azioni sismiche di progetto, si è fatto riferimento ai parametri di pericolosità relativi alle seguenti coordinate.

Latitudine: 41.19255°;
Longitudine: 14.47855°.

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 (V_N), 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 (C_U)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ 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 / V_R) 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	2.426	0.324
SLD	113	0.099	2.438	0.340
SLV	1068	0.272	2.348	0.418
SLC	2193	0.357	2.391	0.432

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 (lotto1), risulta una categoria di sottosuolo di **tipo C** e una classe Topografica **T1**.

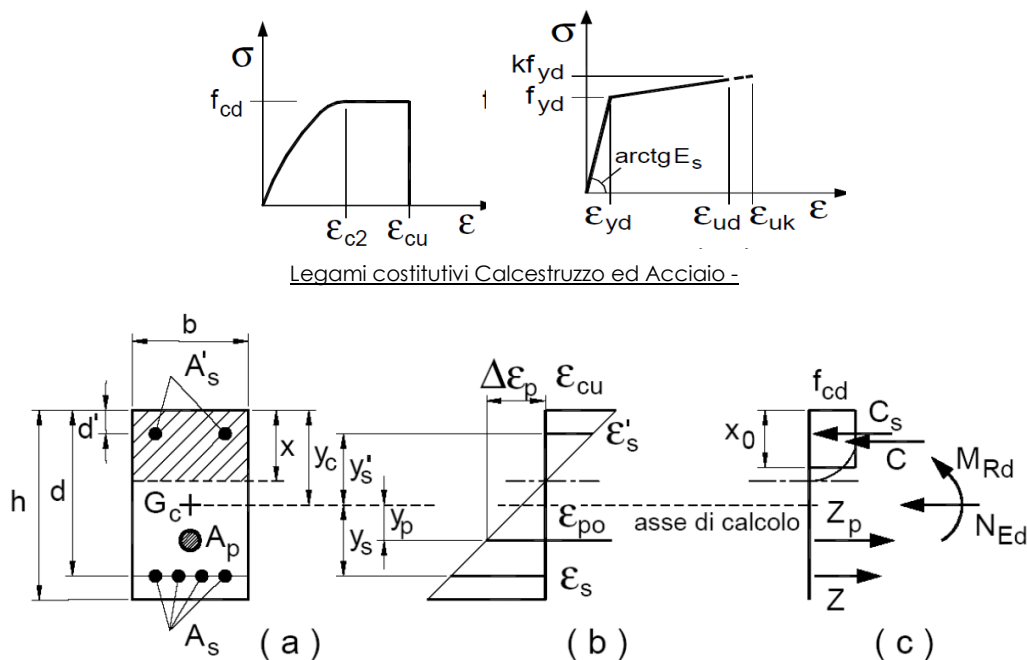
6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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 punto 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:



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

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	21 di 61

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

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:

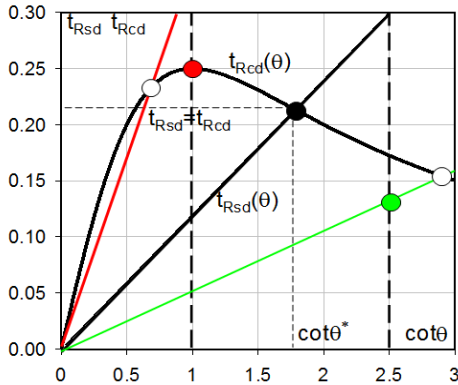
$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

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.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	22 di 61



- 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 $\cot\theta = 1,0$.
- Se la $\cot\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$

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.

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI1205 002</td> <td>A</td> <td>23 di 61</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	23 di 61
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	23 di 61								

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 $0,75 f_{yk}$

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.

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 $w_2=0.30 \text{ mm}$ 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

7.1 PESO PROPRIO

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

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità globale invece, si considera un sovraccarico permanente dovuto alla sovrastruttura ferroviaria (ballast+armamento) valutato come segue.

PESO SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA

$\gamma_b =$	18 KN/m^3	(peso specifico ballast)
$H_m =$	0.8 m	(altezza ballast)
$*Q_{eq} =$	14.4 KN/m^2	(carico equivalente terreno a tergo paratia)
$*Q_{eq} =$	20.0 KN/m^2	(peso mardapiede)
<i>*Applicato ad intradosso ballast</i>		

Infine per tener in conto della presenza della barriera antirumore di tipo H8 è stato aggiunto in corrispondenza della testa del muro una forza verticale concentrata valutata a partire da un peso della barriera a metro lineare di 4 KN/m :

BARRIERA ANTIRUMORE TIPOLOGIA H8

$h_b =$	6.4 m	Altezza acustica da P.F
$d =$	2 m	Distanza testa muro da P.F
$h_{eff} =$	4.4 m	Altezza effettiva elemento barriera
$G_b =$	4 KN/m^2	Peso barriera a metro quadro
$*F_{w,v} =$	18.0 KN/m	peso barriera
<i>*Applicato a testa muro</i>		

7.2 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Come indicato nel MdP RFI (documento RFI DTC SI CS MA IFS 001 C § 3.8.1.3.2.2), per le verifiche del corpo ferroviario si considera il carico dovuto al treno SW/2; tale carico va ripartito ipotizzando una larghezza di distribuzione dei carichi ferroviari al livello del piano di regolamento pari alla larghezza della traversa più la larghezza dovuta alla diffusione del carico all'interno del ballast. Quest'ultima può essere assunta pari a 45° su un'altezza di 40 cm, senza tenere conto della presenza o meno di curve.

CARICO VARIABILE DA TRAFFICO FERROVIARIO "TRENO SW2"

$q_{sw2} =$	150 KN/m	(RFI DTC SI CS MA IFS 001 C par. 3.8.1.3.2.2)
$\alpha =$	1	(coefficiente di adattamento)
$\Phi_2 =$	1	(coefficiente di incremento dinamico)
$L_t =$	2.4 m	(larghezza traversina)
$L_d =$	3.20 m	$(L_t + 2 \cdot 0.4)$ (larghezza di diffusione del carico nel ballast+rilevato)
(RFI DTC SI CS MA IFS 001 C par. 3.8.1.3.2.1)		
$*Q_{sw2} =$	46.9 KN/m^2	(sovraccarico ferroviario)
<i>*Applicato ad intradosso ballast</i>		

In condizioni sismiche tale sovraccarico viene considerato con un coefficiente di combinazione $\psi_2=0.2$.

7.3 AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI

7.3.1 AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b - Pressione cinetica di riferimento
- c_e - Coefficiente di esposizione
- c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d - Coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento q_b in (N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 .

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r, z_0, z_{min}).

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

- $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$ per $z > z_{min}$
- $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Nel caso in esame abbiamo con riferimento ad una altezza z dal suolo valutata cautelativamente pari a 20m si ha:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			70
T_R (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.02346
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27.633

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b c_e c_p c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	26 di 61

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	477.25
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5	costa		500m	750m	
	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6	costa		500m
	2 km	10 km	30 km
A	--	III	IV
B	--	II	III
C	--	II	III
D	I	I	II

ZONA 7,8	mare	costa
	1,5 km	0,5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	II

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9	costa
	mare
A	--
B	--
C	--
D	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	70

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
III	0.2	0.1	5	1

z [m]	C_e
$z \leq 5$	1.708
$z = 20$	2.606
$z = 20$	2.606

C_p	p [kN/mq]
0.80	0.995

Nel caso in esame si ha quindi:

PRESSIONE DEL VENTO

$q_b =$	0.477	kN/m^2
$C_e =$	2.606	
$C_p =$	0.8	
$C_t =$	1	
$p =$	1	kN/m^2

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 C_e (coefficiente di esposizione)
 C_p (coefficiente di forma)
 C_d (coefficiente dinamico)

7.3.2 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI TRENI

Gli effetti delle azioni aerodinamiche dovuta al traffico ferroviario sono state valutate in accordo a quanto riportato al punto 2.5.1.4.6. delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.2.7 delle NTC 2008. Queste ultime prevedono che il passaggio dei convogli ferroviari induca sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio, barriere antirumore) onde di pressione e depressione. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi statici equivalenti agente nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

Per la linea in esame è possibile considerare, cautelativamente, convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli e aventi velocità di linea pari a 160 km/h.

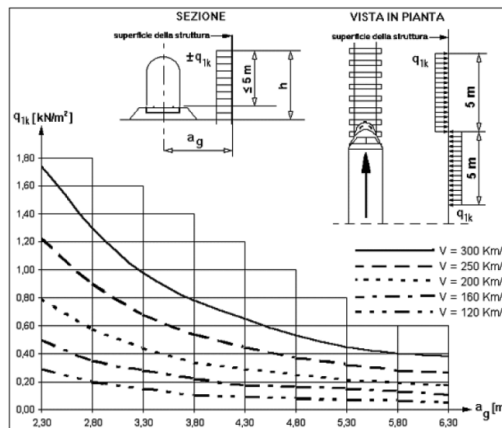


Figura 7-1 – Valori caratteristici delle azioni e defizioni della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Figg. 5.2.8 e 5.2.11]

Nel caso in esame si ha quindi:

PRESSIONE DEL VENTO

$q_{1k} =$	0.477 kN/m ²	(sovrappressione aerodinamica)
$K_1 =$	2.606	(coeff. Di forma dei convogli)
$a_g =$	0.8	(distanza barriera da asse binario più vicino)

7.3.3 AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI

Come riportato al punto 2.5.1.8.3.2 delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.3.3.2 delle NTC 2008 bisogna verificare che l'azione risultante (vento+azioni aerodinamiche) debba essere maggiore ad un valore minimo pari a 1.50 kN/m².

Nel caso in esame si ha:

AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI

$q_{w,tot} =$	1.18 kN/m ²	<1.50	Pressione normale vento + effetti aerodinamici
$q_w =$	1.5 kN/m		Prescrizione par.2.5.1.8.3.2 RFI DTC SI PS MA IFS 001 A

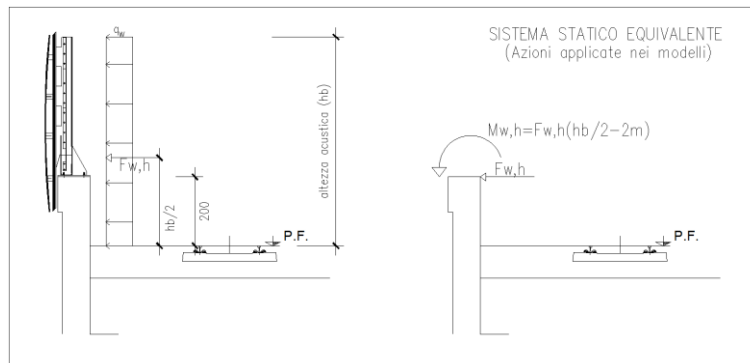


Figura 7-2 – Schema applicazione carichi

Le azioni risultanti applicate nei modelli sono pari a:

BARRIERA ANTIRUMORE TIPOLOGIA H8

$h_b =$	6.4 m	Altezza acustica da P.F.
$*F_{w,v} =$	10.0 kN/m	Azione tagliante
$*F_{w,h} =$	12.0 kNm/m	Momento flettente testa muro
<i>*Applicato a testa muro</i>		

7.4 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate mediante la formulazione di Coulomb.

Tale teoria propone una distribuzione della pressione del terreno di tipo lineare, proporzionale alla profondità dal piano campagna, pertanto l'azione statica esercitata dal terreno è stata considerata applicata ad 1/3 dell'altezza del muro. La spinta dovuta al sovraccarico uniformemente distribuito si assume invece applicata a metà altezza del muro.

7.5 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica i criteri più comunemente utilizzati sono quelli classificabili come metodi pseudo-statici chiamati sia dalle NTC 2008 sia dall'EC8.

Il metodo proposto è quello di Mononobe-Okabe (1929) questo può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, assumendone sostanzialmente le ipotesi, considerando in più che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale e verticale, rappresentata dai coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

7.6 FORZA D'INERZIA

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sul muro 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 $F_v = k_v W$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI1205 002</td> <td>A</td> <td>29 di 61</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	29 di 61
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	29 di 61								

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)

Nelle analisi eseguite con il metodo pseudostatico, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, potranno essere assunti come definito al paragrafo 7.11.6.2.1 dell'NTC 2008 anche per i muri su pali, con l'avvertenza di sostituire le relazioni 7.11.6 e 7.11.7 delle stesse norme tecniche con le espressioni di seguito riportate (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A_3.10.3.1):

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot \frac{a_g}{g} \quad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

Pertanto si ha:

$a_g/g =$	0.272
$\beta_m =$	0.31
$S_S =$	1.317
$S_T =$	1
$k_h =$	0.222
$k_v =$	0.111

7.7 COEFFICIENTI DI ATTRITO STRUTTURA TERRENO

Per l'attrito paramento – terreno generalmente si utilizza il valore $\delta=2/3 \varphi'$ 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.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>R11205 002</td> <td>A</td> <td>31 di 61</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	R11205 002	A	31 di 61
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	R11205 002	A	31 di 61								

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:

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

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.3 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

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

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: 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.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	32 di 61

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

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

Tabella 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽²⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽²⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽²⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽²⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽²⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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_r	1,0	1,0

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI1205 002	REV. A	FOGLIO 33 di 61

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 CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

In particolare si esegue la seguente procedura di calcolo:

- calcolo della quintupla di azioni (F_x , F_y , F_z , M_x ed M_y) ad intradosso zattera di fondazione, risultanti dalle combinazioni di carico su descritte;
- calcolo dei carichi assiali su ciascun palo;
- dimensionamento dei pali di fondazione ai fini del soddisfacimento delle verifiche di capacità portante degli stessi.

Le opere in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da una platea di fondazione su pali trivellati, il cui valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

	Coefficiente Parziale (γ_R)	Pali trivellati		
		R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25

Tab. 1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico STR; R2 per le combinazioni di carico GEO; R3 per le combinazioni sismiche.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI1205 002	REV. A	FOGLIO 34 di 61

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tab. 2 - Fattori di correlazione ξ

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione esecutiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

9.1.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

dove:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R_i^s} + \frac{Q_b}{R_i^b} \right) - W_{palo}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b;$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s;$$

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

q_b = pressione limite alla base del palo;

τ_s = pressione laterale lungo il palo;

R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze;

W_{palo} = peso caratteristico del palo al netto del peso del terreno asportato;

– In particolare, per terreni coesivi:

- $q_b = 9 \cdot c_{ub} + \sigma_{v0}$

- $\tau_s = \alpha \cdot c_u$

– per terreni incoerenti:

- $q_b = N_q \cdot \sigma_{v0}$

- $q_s = ki \cdot \tan \phi' \cdot \sigma_{v0}$

dove:

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	35 di 61

c_u = coesione non drenata;

c_{ub} = coesione non drenata alla base del palo;

σ_{v0} = tensione litostatica totale;

α = coefficiente empirico;

$k_i = 0.5$;

N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

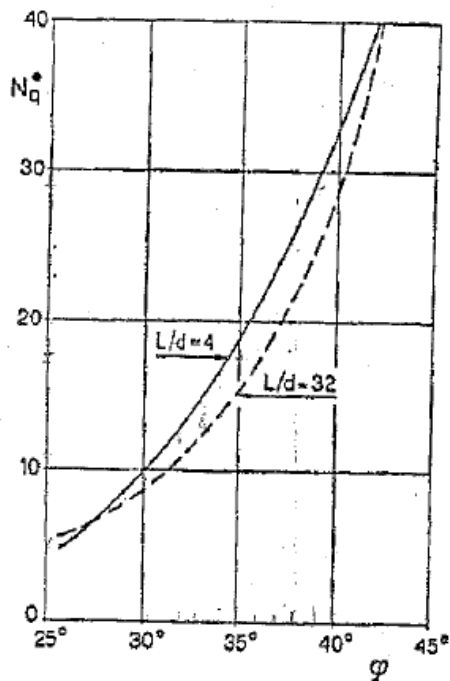


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Figura 4: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

Per quanto riguarda il coefficiente empirico α , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
Da 25 a 50	0.8
Da 50 a 75	0.6
≥ 75	0.4

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI1205 002	REV. A	FOGLIO 36 di 61

9.1.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

9.1.2.1 CARICO ORIZZONTALE LIMITE

Il carico orizzontale limite H_{lim} è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluyente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione
- caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni
- quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le
- deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

9.1.2.2 UNITÀ A COMPORTAMENTO COESIVO

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato in Fig. 1 – (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a 1.5δ e costante con valore $9 \cdot c_u \cdot \delta$ per profondità maggiori.

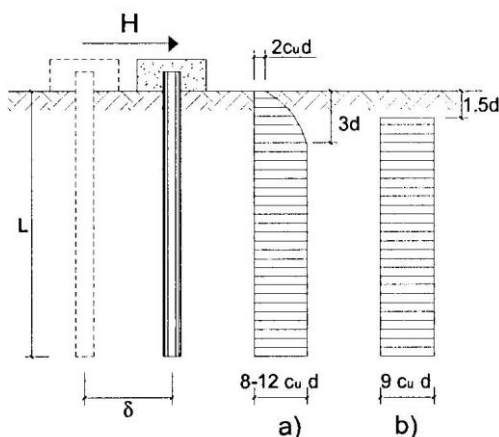


Fig. 1 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

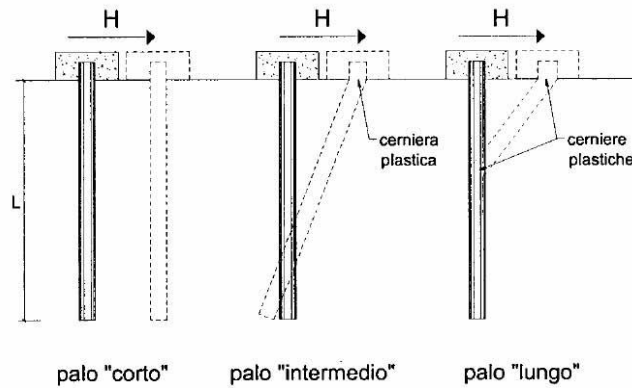


Fig. 2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \text{ lim} = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \text{ lim} = -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \text{ lim} = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \text{ lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \text{ lim} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI1205 002	REV. A	FOGLIO 38 di 61

9.1.2.3 UNITÀ A COMPORTAMENTO INCOERENTE

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

k_p il coefficiente di spinta passiva;

z la profondità da piano campagna;

γ il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume γ' .

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{lim} = 1.5 k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{ \left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4} \right)^2 } \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 1.5 k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5 D f^2 - \left(\frac{2 M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Muro di sostegno - Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI1205 002	REV. A	FOGLIO 39 di 61

9.1.2.4 CARICO ORIZZONTALE RESISTENTE

Il valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

Coefficiente Parziale		
R1	R2	R3
1.0	1.6	1.3

Tabella 17: Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico STR; R2 per le combinazioni di carico GEO; R3 per le combinazioni sismiche.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tab. 3 - Fattori di correlazione ξ

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione esecutiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

10. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURO

Di seguito si riportano i risultati delle analisi dei muri in oggetto.

10.1 MURO H=9.0M

10.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano a seguire in forma tabellare i fattori di sicurezza (F.S) delle verifiche geotecniche riportate nei paragrafi precedenti.

	SLU	SLV	SLE
Capacità portante azioni orizzontali	1.03	1.04	-
Capacità portante azioni verticali	1.89	1.63	2.52

Per i risultati completi delle verifiche geotecniche si rimanda a quanto riportato nell'Allegato A.

10.1.2 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Data la particolare configurazione del tratto in esame non sono necessarie verifiche di stabilità globale.

10.1.3 ARMATURE

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per la sezione di calcolo in questione:

	ARMATURA A FLESSIONE muri H9.0 m	
	<u>Lato monte</u>	<u>Lato valle</u>
PARAMENTO	<u>1ϕ22/20</u>	<u>1ϕ20/20</u>
	<u>Lato inferiore</u>	<u>Lato superiore</u>
FONDAZIONE	<u>1ϕ22/10</u>	<u>1ϕ22/10</u>

Per l'armatura a taglio del paramento e della fondazione del muro si prevede l'impiego di staffe ϕ 12 passo 40 x 40.cm

	ARMATURA PALI
GABBIA	<u>2-20ϕ24</u>
STAFFA A SPIRALE	<u>ϕ14/10</u>

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 e per i pali ad un copriferro di 6 cm.

10.1.4 VERIFICHE STRUTTURALI 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 i risultati completi delle verifiche strutturali si rimanda a quanto riportato nell'Allegato A.

10.1.5 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Verifica a pressoflessione

	N (kN)	M (kNm)
Sollecitazioni di progetto-	1953	884

Verifica C.A. S.L.U. - File: RI12_palo900_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 400 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [mm]
Copriferro (baric.): 0 [mm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	452	0	328
2	452	101.36	311.95
3	452	192.79	265.36
4	452	265.36	192.79
5	452	311.95	101.36
6	452	328	0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipologia: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

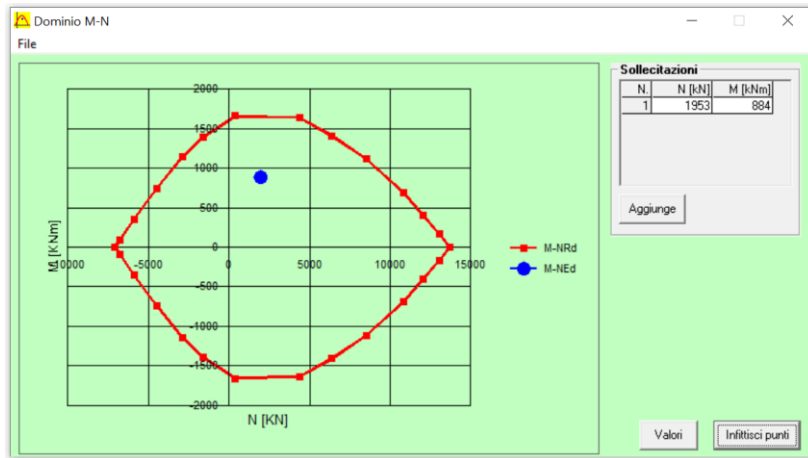
Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 10 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 13.28
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1,744 kN m
σ_c -13.28 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.258 ‰
d 728 mm
x 377 x/d 0.5179
δ 1



La verifica è soddisfatta

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni di progetto-	N (kN)	M (kNm)
	1378	292

Verifica C.A. S.L.U. - File: RI12_palo900_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

TITOLO :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 400 [mm]

Raggio interno: 0 [mm]

N° barre uguali: 0

Diametro barre: 0 [mm]

Copriferro (baric.): 0 [mm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	452	0	328
2	452	101.36	311.95
3	452	192.79	265.36
4	452	265.36	192.79
5	452	311.95	101.36
6	452	328	0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1378 kN

M_{xEd}: 506 kNm

M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰

f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰

E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 13.28

E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8

ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75

σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6

τ_{c1}: 1.829

σ_c: -9.212 N/mm²

σ_s: 88.16 N/mm²

ε_s: 0.4408 ‰

d: 728 mm

x: 444.4 x/d: 0.6105

δ: 1

Vertici: 50

Verifica

N° iterazioni: 3

Precompresso

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	43 di 61

INPUT		
Rck	30	Mpa
diametro palo D	800	mm
copriferro 1° strato C ₁	60	mm
diametro barre 1° strato Ø ₁	24	mm
numero barre 1° strato n ₁	20	
copriferro 2° strato (baricentro barre) C ₂	108	mm
diametro barre 2° strato Ø ₂	24	mm
numero barre 2° strato n ₂	20	
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione d	716	mm
b _{eff}	99.3	mm
posizione asse neutro da lembo compresso x	444.4	mm
Tensione massima barre 1° strato σ _{s,max1}	88.16	Mpa
Tensione massima barre 2° strato σ _{s,max2}		Mpa
altezza efficace h _{c,eff}	118.5	mm
area efficace relativamente ad una singola barra A _{c,eff}	11767	mm ²
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff} ρ _{p,eff}	0.077	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata) kt	0.6	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie) k1	0.8	
(0.5 per flessione; 1 trazione) k2	0.5	
k3	3.4	
k4	0.425	

OUTPUT	
diff. def. armature-cla	
ε _{sm} - ε _{cm}	2.82E-04
distanza max fessure	
s _{r, max}	3.03E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.086 mm
LIMITE	0.30 mm
Sez. verificata	

La verifica è soddisfatta

11. INCIDENZA ARMATURE

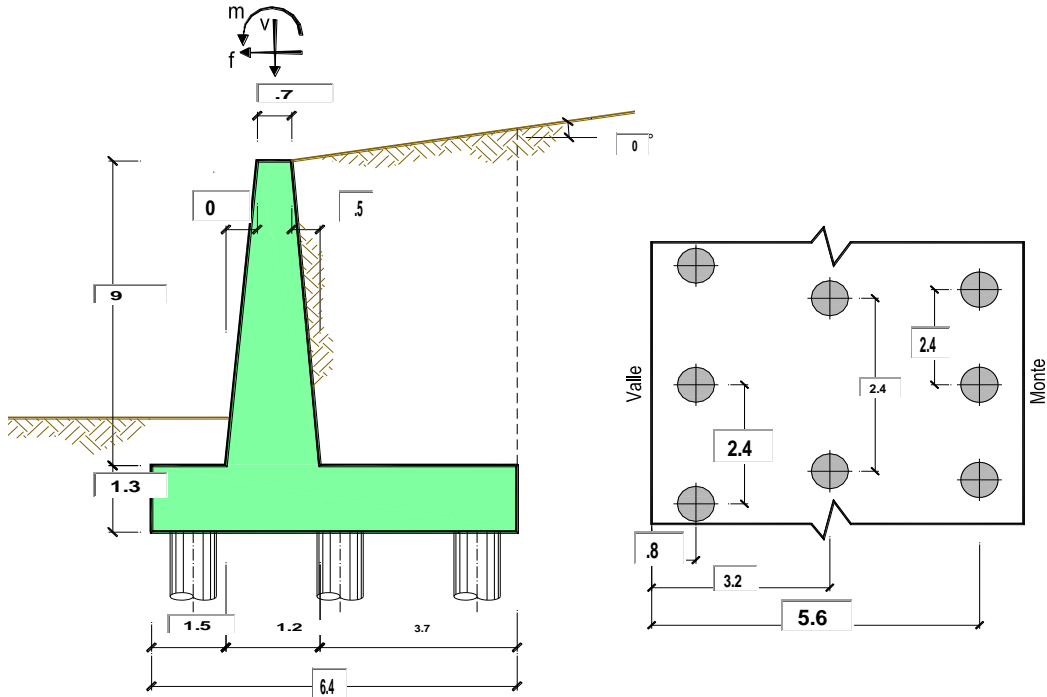
Elevazione e fondazione	100 kg/mc
Pali	230 kg/mc

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	44 di 61

12. ALLEGATO A

12.1 : VERIFICHE DEL MURO H = 9.0M

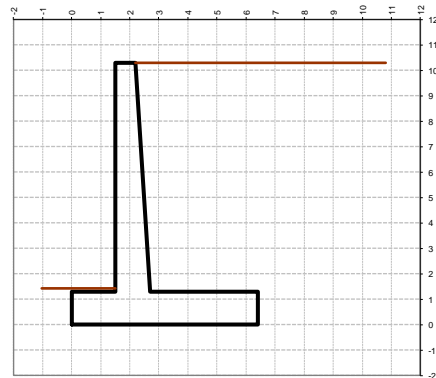


OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	<input checked="" type="radio"/>
	A2+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)		<input type="radio"/>
altro		<input type="radio"/>

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro	
angolo d'attrito	$\tan \phi_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_s	1.00	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

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	45 di 61

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.272	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.317	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.22209888	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.1110	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

Coeff. di Spinta		SLE		STR/GEO	
		ka	kas+	ka	kas+
Coeff. di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.354	0.354	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.390	0.390	

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	34.40	44.72
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	18.00	18.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	46.90	70.35
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	10.00	15.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	12.00	18.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	0.75	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C28/35	
Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	
Ec	32308	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

<u>condizioni statiche</u>		
σ_c	9.75	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	8.5	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
γ_s	1.15	
fyd = fyk / γ_s	391.30	(MPa)

Es =	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 4.00 (cm)

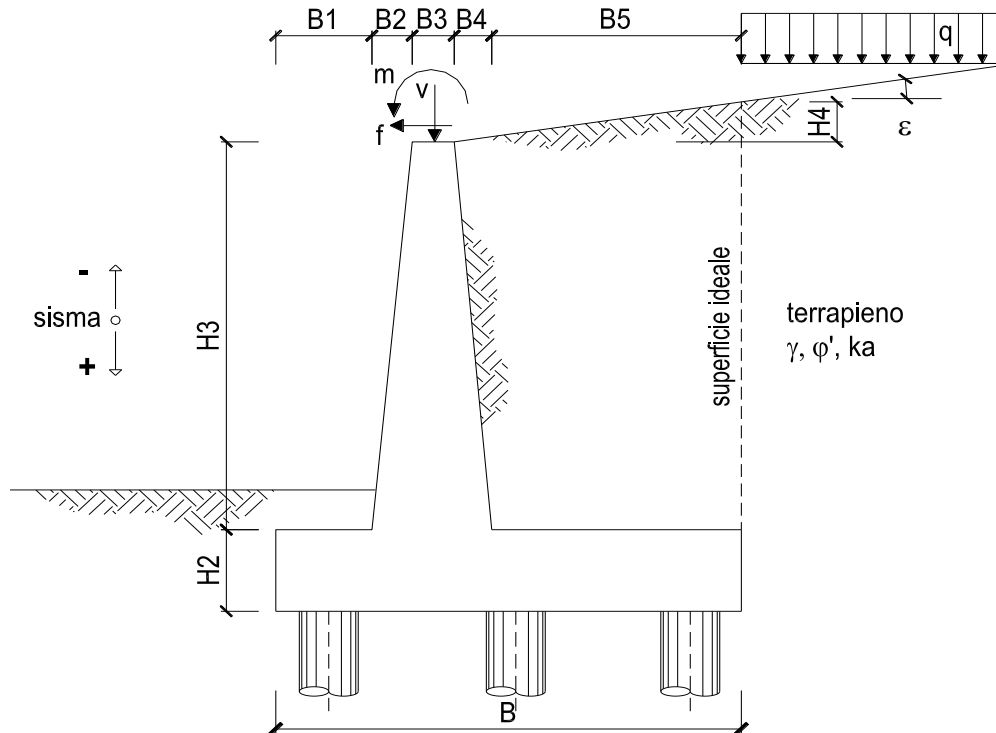
Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} =$ 1.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

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

12.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MURO – SLU/SLV



OPERA

Esempio

h terreno

7.5

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	9.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.70	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.50	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	6.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.70	(m)

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

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	47 di 61

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	157.50	157.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	56.25	56.25
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	208.00	208.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	421.75	421.75

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	555.00	555.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	37.50	37.50
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	592.50	592.50

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	196.98	295.47
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	291.38	291.38
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kN/m)	133.13	133.13
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	665.60	665.60
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	1090.10	1090.10

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	2525.25	2525.25
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	95.00	95.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	2620.25	2620.25

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	847.01	1270.52
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		93.67
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		46.84

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		131.59
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		65.80

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kN/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)		202.89
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kN/m)		53.72
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)		30.03
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		286.64

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kN/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kN/m)		32.36
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)		14.78
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)		73.91
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		121.05

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		622.49
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		60.80
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		683.29

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		280.43
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		12.28
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		292.71

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	48 di 61

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 184.22	239.48
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 72.01	93.62
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 98.18	147.27

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 184.22	239.48
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 72.01	93.62
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 98.18	147.27

- Componente verticale condizione statica

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm/m) 540.37	702.48
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm/m) 316.85	411.91
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm/m) 431.99	647.98
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 39.60	39.60
Mfext acc =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 115.00	172.50

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 1032.25	1032.25
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 196.98	295.47

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Squ \text{ perm} + fp$	(kN/m) 256.23	333.10
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 108.18	162.27

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	ΣM	(kNm/m) 2813.53	2556.36
MM acc (Nmin) =	ΣM	(kNm/m) -546.99	-820.48
MM acc (Nmax) =	ΣM	(kNm/m) 300.03	450.04

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	49 di 61

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma^* \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 184.22	184.22
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma^* \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 120.44	120.44
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m) 107.19	107.19
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 184.22	184.22
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 120.44	120.44
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 107.19	107.19
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm) 632.48	632.48
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm) 413.51	413.51
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm) 0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm) 0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm) 552.03	552.03
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm) 0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	33.30

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	1144.88	1144.88
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	1144.88	1144.88

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h$	(kN/m)	637.11	637.11
-----	--	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	1589.48	1589.48
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	1589.48	1589.48

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	50 di 61

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 184.22	252.37
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 84.39	115.61
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m) 118.12	138.25
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 184.22	252.37
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 84.39	115.61
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 118.12	138.25
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 632.48	866.47
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 289.74	396.94
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 608.31	712.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 +B2 + B3/2)$	(kNm/m)	33.30

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	919.62	919.62
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	919.62	919.62

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h$	(kN/m)	611.99	731.50
-----	---	--------	--------	--------

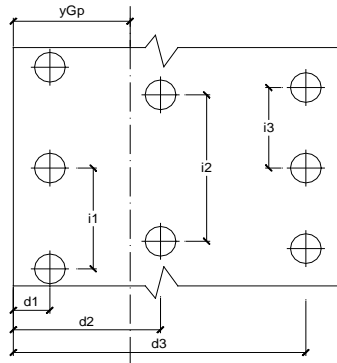
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	1656.96	1212.09
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	1656.96	1212.09

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	51 di 61

Caratteristiche della Palificata



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.80	(m)	interasse pali (i1) =	2.40	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	3.20	(m)	interasse pali (i2) =	2.40	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	5.60	(m)	interasse pali (i3) =	2.40	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (y_{Gp}) = 3.200 (m)

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (M_p)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p$ - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
statico	Nmin	1032.25	0.00	746.84	820.48	333.10	162.27
	Nmax	1032.25	295.47	746.84	495.47		
sisma+	Nmin	1144.88		2074.14		637.11	
	Nmax	1144.88		2074.14			
sisma-	Nmin	919.62		1730.69		731.50	
	Nmax	919.62		1730.69			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	1609.46		825.80		42.14		396.29	
	Nmax	1683.33		1062.18		441.02			
sisma+	Nmin	1952.98		915.91		-121.17		509.69	
	Nmax	1952.98		915.91		-121.17			
sisma-	Nmin	1601.04		735.69		-129.65		585.20	
	Nmax	1601.04		735.69		-129.65			

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	rara		0.00	196.98		546.99	300.03		108.18
	freq.	1032.25	0.00	147.735	489.67	410.24	225.02	256.23	81.13
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	1144.88			2074.14			637.11	
	Nmax	1144.88			2074.14				
sisma-	Nmin	919.62			1285.81			611.99	
	Nmax	919.62			1285.81				

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara		273.49		0.00		-273.49		86.54
	Nmin	1070.64	205.12	825.80	0.00	580.96	-205.12	204.98	64.91
	quasi perm		0.00		0.00		0.00		0.00
statico	rara		307.60		157.58		7.57		86.54
	Nmin	1070.64	230.70	825.80	118.19	580.96	5.68	204.98	64.91
	Nmax		0.00		0.00		0.00		0.00
sisma+	Nmin	1952.98		915.91		-121.17		509.69	
	Nmax	1952.98		915.91		-121.17			
sisma-	Nmin	1378.60		735.69		92.79		489.59	
	Nmax	1378.60		735.69		92.79			

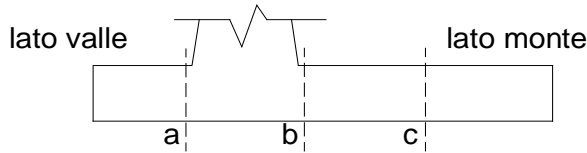
Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	52 di 61

12.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO - SLU/SLV

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5$$

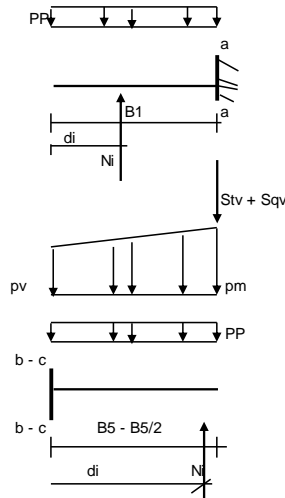
$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2) / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	32.50	(kN/m ²)
	pm	=	180.00	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	180.00	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	180.00	(kN/m ²)



h terreno	7.5
h muro	8
diff	0.5

caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	454.41	621.86	-1231.60	-424.61	-345.20	-375.57
sisma+	529.00	759.58	-1571.69	-542.42	-487.27	-487.27
sisma-	434.47	623.76	-1296.43	-446.42	-403.49	-403.49

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

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

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

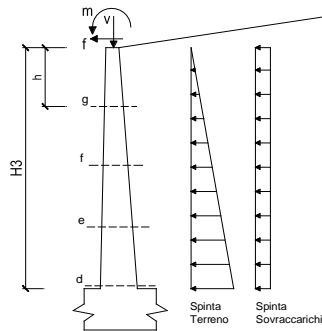
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	53 di 61

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	434.88	769.87	138.00	1342.75	18.00	184.44	202.44
e-e	6.75	251.67	534.63	119.25	905.55	18.00	149.77	167.77
f-f	4.50	65.97	277.15	85.50	428.63	18.00	92.81	110.81
g-g	2.50	16.11	85.54	55.50	157.15	18.00	48.09	66.09

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	173.95	205.30	15.00	394.25
e-e	6.75	120.80	171.08	15.00	306.88
f-f	4.50	62.62	123.18	15.00	200.80
g-g	2.50	19.33	68.43	15.00	102.76

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sim}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	334.52	248.84	342.58	0.00	150.70	1076.65	18.00	204.93	222.93
e-e	6.75	193.59	147.63	237.90	0.00	104.36	683.48	18.00	166.40	184.40
f-f	4.50	72.26	47.24	123.33	0.00	44.04	286.87	18.00	103.12	121.12
g-g	2.25	9.03	5.91	30.83	0.00	10.42	56.19	18.00	47.65	65.65

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sim}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	133.81	87.48	91.35	0.00	40.96	353.61
e-e	6.75	92.92	60.75	76.13	0.00	33.26	263.07
f-f	4.50	48.17	31.49	54.81	0.00	20.61	155.09
g-g	2.25	12.04	7.87	27.41	0.00	9.53	56.85

condizione sismica -

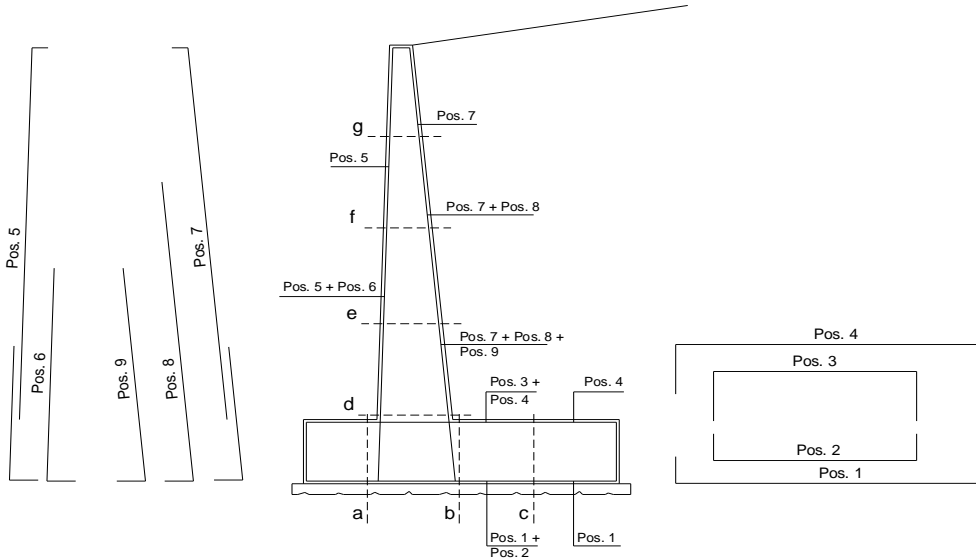
sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sim}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	334.52	174.36	377.51	0.00	150.70	1037.09	18.00	163.96	181.96
e-e	6.75	193.59	103.44	262.16	0.00	104.36	663.55	18.00	133.13	151.13
f-f	4.50	72.26	33.10	135.90	0.00	44.04	285.30	18.00	82.51	100.51
g-g	2.25	9.03	4.14	33.98	0.00	10.42	57.57	18.00	38.13	56.13

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sim}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	133.81	61.30	100.67	0.00	40.96	336.74
e-e	6.75	92.92	42.57	83.89	0.00	33.26	252.65
f-f	4.50	48.17	22.07	60.40	0.00	20.61	151.25
g-g	2.25	12.04	5.52	30.20	0.00	9.53	57.29

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	54 di 61

SCHEMA DELLE ARMATURE

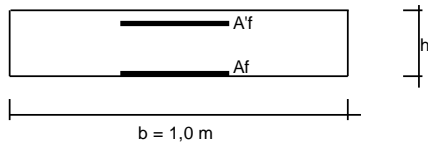


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	22		5	5.0	20	
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	10.0	22	
4	10.0	22		8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	529.00	0.00	1.30	38.01	38.01	1824.80	3.45
b - b	-1571.69	0.00	1.30	38.01	38.01	1824.80	1.16
c - c	-487.27	0.00	1.30	38.01	38.01	1824.80	3.74
d - d	1342.75	202.44	1.20	38.01	15.71	1778.30	1.32
e - e	905.55	167.77	1.08	38.01	15.71	1563.87	1.73
f - f	428.63	110.81	0.95	38.01	15.71	1344.79	3.14
g - g	157.15	66.09	0.83	38.01	15.71	1136.76	7.23

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	759.58	1.30	430.62	12	40	40	21.8	784.15	Sezione verificata
b - b	542.42	1.30	430.62	12	40	40	21.8	784.15	Sezione verificata
c - c	487.27	1.30	430.62	12	40	40	21.8	784.15	Sezione verificata
d - d	394.25	1.20	441.78	12	40	40	21.8	721.92	Armatura a taglio non necessaria
e - e	306.88	1.08	413.04	12	40	40	21.8	644.12	Armatura a taglio non necessaria
f - f	200.80	0.95	380.01	12	40	40	21.8	566.33	Armatura a taglio non necessaria
g - g	102.76	0.83	347.44	12	40	40	21.8	488.54	Armatura a taglio non necessaria

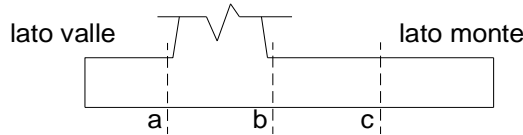
Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	55 di 61

12.1.3 VERIFICHE DEL MURO A FESSURAZIONE – COMBINAZIONE RARA

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

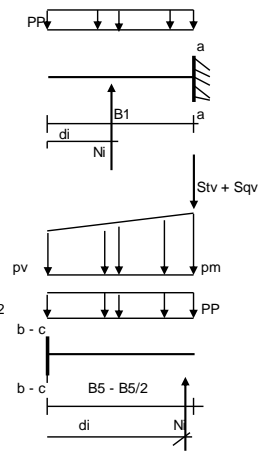
$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	32.50	(kN/m ²)
	p _m	=	180.00	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	180.00	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	180.00	(kN/m ²)

caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	342.99	-828.38	-199.21
Q.P.	275.71	-580.52	-109.47



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

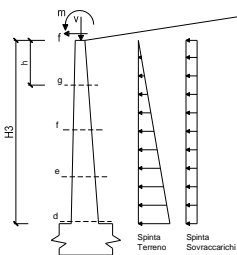
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_a \sigma_{s, \text{max}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_a \sigma_{s, \text{max}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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



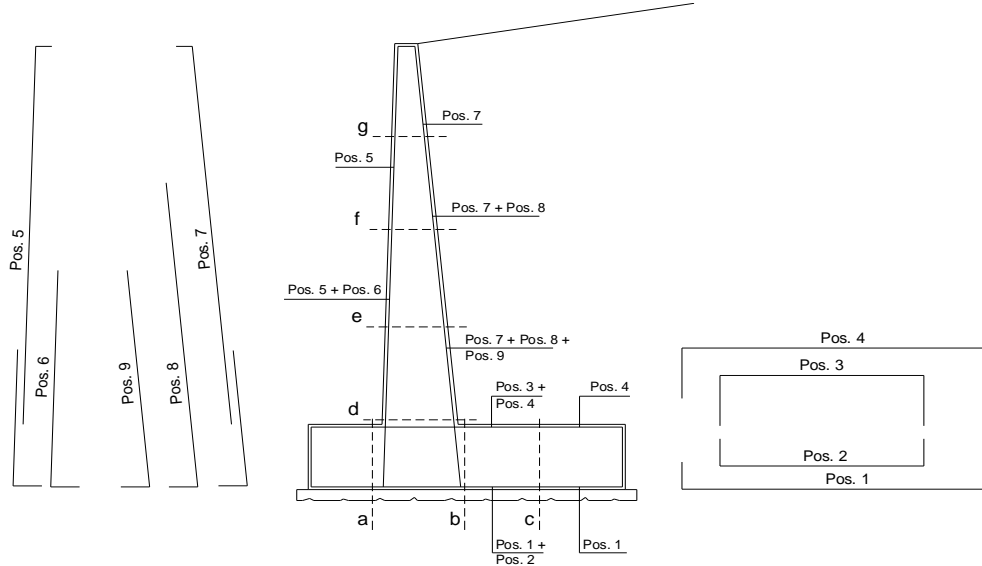
sezione	h [m]	condizione Frequente						
		M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	9.00	578.06	670.30	76.50	1324.86	18.00	213.75	231.75
e-e	6.75	243.87	377.05	59.63	680.54	18.00	149.77	167.77
f-f	4.50	72.26	167.58	42.75	282.59	18.00	92.81	110.81
g-g	2.25	9.03	41.89	25.88	76.80	18.00	42.89	60.89

sezione	h [m]	condizione Quasi Permanente						
		M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	9.00	578.06	331.42	0.00	909.47	18.00	213.75	231.75
e-e	6.75	243.87	186.42	0.00	430.29	18.00	149.77	167.77
f-f	4.50	72.26	82.85	0.00	155.11	18.00	92.81	110.81
g-g	2.25	9.03	20.71	0.00	29.75	18.00	42.89	60.89

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI1205 002	A	56 di 61

SCHEMA DELLE ARMATURE

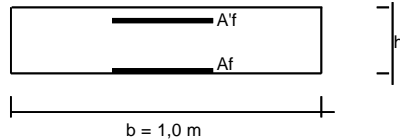


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	22	<input type="checkbox"/>	5	5.0	20	<input type="checkbox"/>
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	10.0	22	<input type="checkbox"/>
4	10.0	22	<input type="checkbox"/>	8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	342.99	0.00	1.30	38.01	38.01	1.51	76.57	0.043	0.300
b - b	-828.38	0.00	1.30	38.01	38.01	3.65	184.93	0.139	0.300
c - c	-199.21	0.00	1.30	38.01	38.01	0.88	44.47	0.025	0.300
d - d	1324.86	231.75	1.20	38.01	15.71	7.60	299.68	0.247	0.300
e - e	680.54	167.77	1.08	38.01	15.71	4.70	169.48	0.125	0.300
f - f	282.58	110.81	0.95	38.01	15.71	2.43	77.01	0.043	0.300
g - g	76.80	60.89	0.83	38.01	15.71	0.86	21.67	0.012	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	275.71	0.00	1.30	38.01	38.01	1.21	61.55	0.035	0.200
b - b	-580.52	0.00	1.30	38.01	38.01	2.55	129.60	0.088	0.200
c - c	-109.47	0.00	1.30	38.01	38.01	0.48	24.44	0.014	0.200
d - d	909.47	231.75	1.20	38.01	15.71	5.27	197.60	0.151	0.200
e - e	430.29	167.77	1.08	38.01	15.71	3.02	100.37	0.060	0.200
f - f	155.11	110.81	0.95	38.01	15.71	1.37	36.94	0.021	0.200
g - g	29.75	60.89	0.83	38.01	15.71	0.35	4.93	0.003	0.200

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

12.1.4 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 14/01/2008 - Approccio 2 (A1+M1+R3)

OPERA: Muro di sostegno da pk 21+982 a pk 22+082 - D = 0.80m

Diametro del palo (D): 0.8 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 1 (m)
Area del palo (A_p): 0.503 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 4 (m)

CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	1683	(kN)
N _d (SLV)	1953	(kN)
N _d (SLE)	1378	(kN)
N _d (SLD)		(kN)

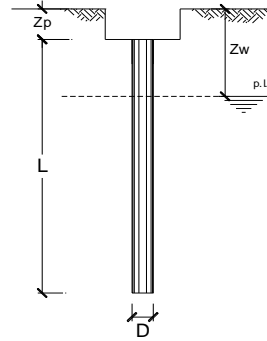
CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)		(kN)
N _d (SLV)		(kN)



Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						r _{lim} (kPa)	N _d (kPa)	q _{b,max} (kPa)	k _{compr} (-)	k _{traz} (-)
	da (m)	a (m)			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	α (-)	a (-)					
1	0.00	6.00	6.00	bc3	19.5	10	26	50	0.8		100	17	4300	0.6	0.5
2	6.00	60.00	54.00	MDL1	20		38				150	25	5800		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°3 verticali Peso del palo depurato W_{p,dep}

Lunghezza del palo (L _p)	20	(m)
Peso del palo depurato W _{p,dep}	51	(kN)
Peso palo alleggerito W _{p,all}	166	(kN)
Profondità punta palo:	21	(m)

Strato	Spess. Strati_palo (m)	F _{SL,compr}	F _{SL,traz}	F _{SB}
(-)	(m)	ξ ₃ * γ _s	ξ ₃ * γ _s	ξ ₃ * γ _b
1	5.00	1.8	2.0	2.2
2	15.00			

F_{SL,compr}: Fattore di sicurezza per resistenza laterale - compressione
F_{SL,traz}: Fattore di sicurezza per resistenza laterale - trazione
F_{SB}: Fattore di sicurezza per resistenza alla base

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	2915	(kN)
Resistenza laterale a compressione:	R _{s,compr} =	3469	(kN)
Resistenza laterale a trazione:	R _{s,traz} =	2953	(kN)

Resistenza totale a compressione:	R _t = R _b + R _{s,compr} =	6385	(kN)
Resistenza totale a trazione:	R _t = R _b + R _{s,traz} =	2953	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1350	(kN)
Resistenza laterale a compressione:	R _{s,c} =	1886	(kN)
Resistenza totale a compressione:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} - W _p =	3184	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

Resistenza totale a trazione:	R _{d,t} = R _{s,t} + W _p =	-1642	(kN)
-------------------------------	--	-------	------

VERIFICA A COMPRESSIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	1683	3184	1.89
SLV - (EQK+M1+R3)	1953	3184	1.63

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	1378	3469	2.52
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

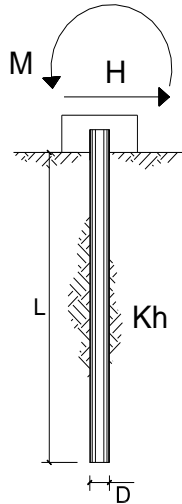
	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

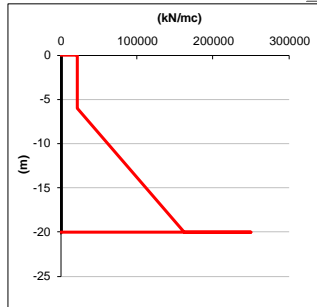
Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF26 12 E ZZ CL RI1205 002 A 58 di 61

Momento di progetto – SLV



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1		0.00	21875	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	bc3	-6.00	21875	8000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	MDL1	-20.00		10000
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

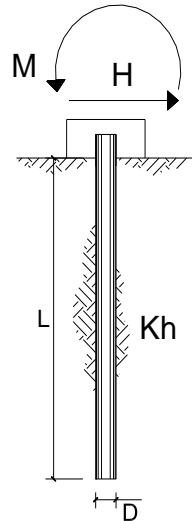
Diametro del palo 0.8 (m)
 J palo 0.02011 (m⁴)
 Lunghezza del palo 20 (m)
 Forza orizzontale in testa 510 (kN)
 Momento in testa 0 (kNm)
 E cls 31447 (Mpa)
 dimensione elementi 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo impedito di traslare
- palo libero

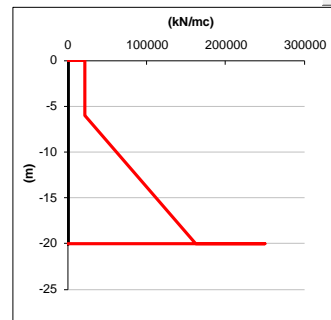
Calcolo
(ctrl+r)

$M_0 = \alpha_m \cdot H$ 884 (kNm)
 α_m 1.73 (m)

Momento di progetto – SLE



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	kh (kN/m ³)	nh (kN/m ³)
p.c.=strato 1		0.00	21875	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	bc3	-6.00	21875	8000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	MDL1	-20.00		10000
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0.8 (m)

J palo 0.02011 (m⁴)

Lunghezza del palo 20 (m)

Forza orizzontale in testa 292 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

E cls 31447 (Mpa)

dimensione elementi 0.2 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

$M_0 = \alpha_m \cdot H$ 506 (kNm)

α_m 1.73 (m)

Calcolo
(ctrl+r)

Verifica capacità portante ad azioni orizzontali

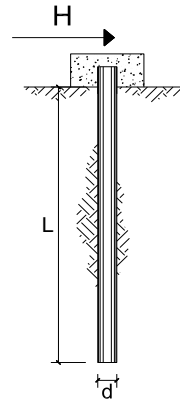
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Muro di sostegno da pk 21+982 a pk 22+082 - SLV

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_φ	γ_T
SLV	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	20.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	1641.70	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	31.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	30.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	31.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	30.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p,med} =$	3.12	(-)	$k_{p,min} =$	3.00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	510	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:
 $H1_{med} = 14995.37$ (kN) $H1_{min} = 14400.00$ (kN)

Palo intermedio:
 $H2_{med} = 5080.54$ (kN) $H2_{min} = 4882.08$ (kN)

Palo lungo:
 $H3_{med} = 969.13$ (kN) $H3_{min} = 956.13$ (kN)

$H_{med} = 969.13$ (kN) palo lungo $H_{min} = 956.13$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3; R_{min}/\xi_4) = 692.23$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 532.49$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 510.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.04$

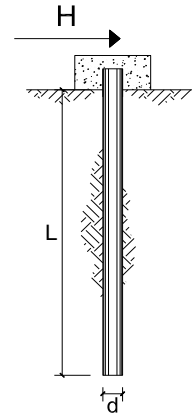
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Muro di sostegno da pk 21+982 a pk 22+082 - SLU

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_φ	γ_r
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.30



n	○ ¹	○ ²	○ ³	○ ⁴	○ ⁵	○ ⁷	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	20.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	1641.70	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	31.00	(°)	φ'_{min} =	30.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	31.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	30.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)	$k_{p,med}$ =	3.12	(-)	$k_{p,min}$ =	3.00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	10.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	396.3	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 14995.37$ (kN) $H1_{min} = 14400.00$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 5080.54$ (kN) $H2_{min} = 4882.08$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 969.13$ (kN) $H3_{min} = 956.13$ (kN)

$H_{med} = 969.13$ (kN) palo lungo $H_{min} = 956.13$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3; R_{min}/\xi_4) = 692.23$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 532.49$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 515.19$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.03$