

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE  
DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01**

**DIREZIONE TECNICA – CENTRO DI PRODUZIONE MILANO**

**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO-GALLARATE  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

**OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

SCALA:

-

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

MDL1 12 D 26 CL RI0005 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	E. Bartesaghi	Dic.2010			S. Borelli			
B	Recepimento Osservazioni Validazione	R. Biasino	Apr.2011			S. Borelli			

File: MDL112D26CLRI0005001B.doc

n. Elab.: X

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	7
3.2	DOCUMENTI CORRELATI .....	7
3.3	DOCUMENTI SUPERATI .....	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
4.1	CALCESTRUZZO MURI .....	8
4.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE .....	8
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....	9
6	MURI DI SOSTEGNO IN C.A. ....	10
6.1	ANALISI DEI CARICHI .....	10
6.1.1	<i>Pesi propri strutturali</i> .....	10
6.1.2	<i>Sovraccarichi permanenti portati</i> .....	10
6.1.3	<i>Azioni da traffico ferroviario</i> .....	11
6.1.4	<i>Azioni sismiche</i> .....	11
6.1.5	<i>Azioni provenienti dalla spinta del terreno</i> .....	11
6.1.6	<i>Azioni provenienti dalle barriere antirumore</i> .....	11
7	SCHEMA DI CALCOLO, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	13
8	C2 - MURO 1.0<H≤2.0 M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE.....	13
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI .....	22
8.1.1	<i>Muro frontale</i> .....	22
8.1.2	<i>Plinto lato monte</i> .....	25

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	3 di 155

8.1.3	<i>Plinto lato valle</i> .....	27
9	B2 – MURO 2.0<H≤3.0 M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE.....	29
9.1	VERIFICHE STRUTTURALI.....	38
9.1.1	<i>Muro frontale</i> .....	38
9.1.2	<i>Plinto lato monte</i> .....	41
9.1.3	<i>Plinto lato valle</i> .....	43
10	A2 – MURO 3.0<H≤4.0 M CON PREDISPOSIZIONE BARRIERA ANTIRUMORE .....	45
10.1	VERIFICA STATICA .....	45
10.1.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	54
10.2	VERIFICA SISMICA .....	61
10.2.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	70
11	D2 - MURO 4.0<H≤5.0 M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE .....	72
11.1	VERIFICA STATICA .....	72
11.1.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	82
11.2	VERIFICA SISMICA .....	89
11.2.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	98
12	B1 – MURO 2.0<H≤3.0 M CON BARRIERA ANTIRUMORE.....	100
12.1.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	109
12.1.2	<i>Plinto lato monte</i> .....	111
12.1.3	<i>Plinto lato valle</i> .....	113
13	A1 – MURO 3.0<H≤4.0 M CON BARRIERA ANTIRUMORE H1.....	115
13.1	VERIFICA STATICA .....	115
13.2	VERIFICA SISMICA .....	131
13.2.1	<i>Muro frontale</i> .....	140
13.2.2	<i>Plinto lato monte</i> .....	141



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	4 di 155

13.2.3	Plinto lato monte.....	141
14	A1 – MURO 3.0<H≤4.0 M CON BARRIERA ANTIRUMORE H4.....	142
14.1	VERIFICA STATICA .....	142
14.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	149
14.2.1	Muro frontale.....	149
14.2.2	Plinto lato monte.....	152
14.2.3	Plinto lato valle.....	154

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione si analizzano le opere di sostegno di linea presenti all'interno dell'intervento in oggetto, distinguendo tra le varie tipologie:

- A1 - Muro  $4.0 < H \leq 3.0$  m con barriera antirumore tipo H1 e H4;
- B1 - Muro  $3.0 < H \leq 2.0$  m con barriera antirumore tipo H1;
- C2 - Muro  $1 < H \leq 2$  m con predisposizione per futura barriera antirumore;
- B2 - Muro  $2 < H \leq 3$  m con predisposizione per futura barriera antirumore;
- A2 - Muro  $3 < H \leq 4$  m con predisposizione per futura barriera antirumore;
- D2 - Muro  $4 < H \leq 5$  m con predisposizione per futura barriera antirumore;

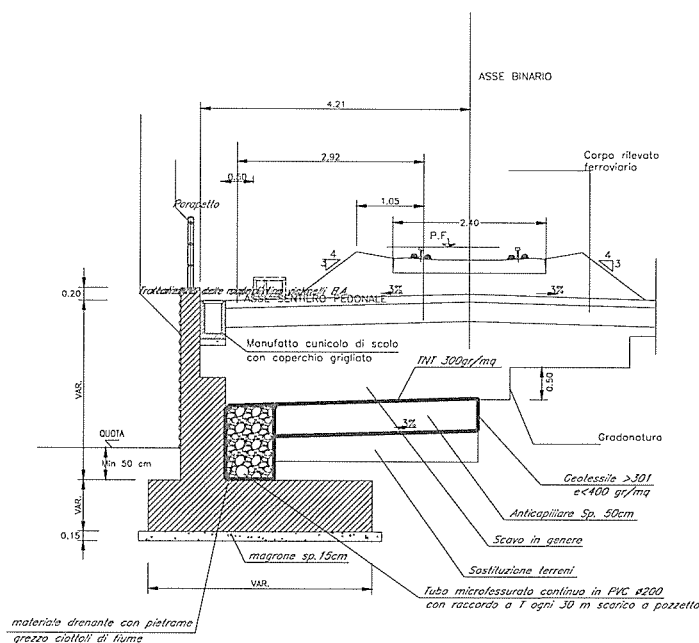


Figura 1 Sezione tipo di muro senza barriera antirumore

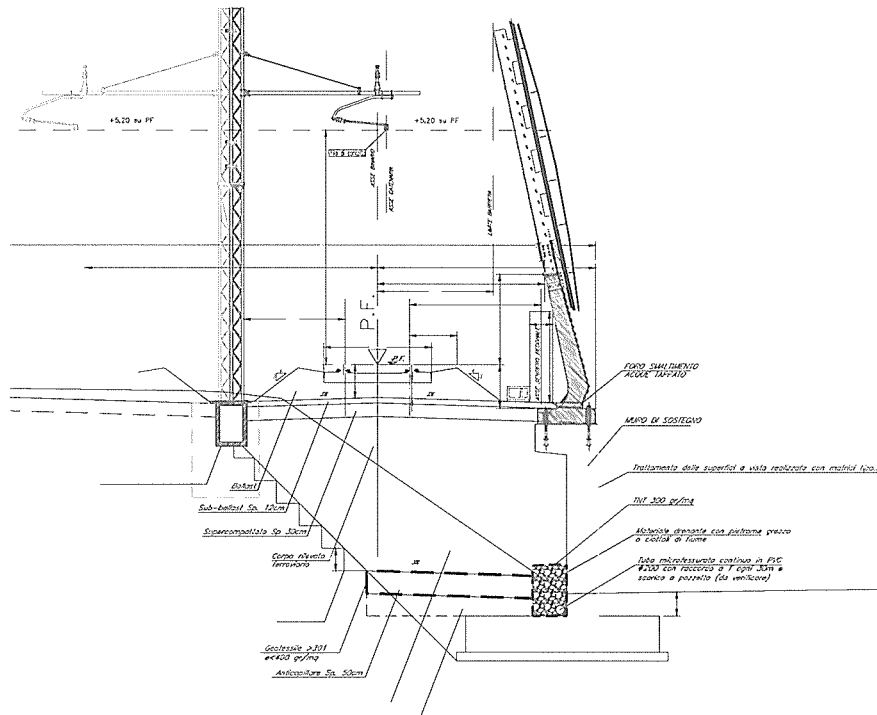


Figura 2 Sezione tipo di muro con barriera antirumore

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è di riportare i risultati relativi alle verifiche geotecniche e strutturali effettuate per i muri di sostegno presenti dal Km 0+400 al Km9+450 e per quelli del raccordo Y.

Si riportano di seguito:

- Descrizioni delle geometrie e delle condizioni al contorno dei muri in esame;
- Descrizione delle analisi condotte;
- Caratteristiche geotecniche dei terreni interessate dall'opera;
- Caratteristiche dei materiali utilizzati;
- Sintesi delle verifiche;
- Tabulati di calcolo.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	7 di 155

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Documenti Referenziati

La presente relazione è stata redatta nel rispetto dei documenti referenziati costituiti dai principali riferimenti normativi e raccomandazioni di seguito riportati:

- Rif. [1] **L. 05/11/1971 n. 1086**: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Rif. [2] **D.M. 14/02/1992**: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Rif. [3] **Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406**: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Rif. [4] **D.M. 09/01/1996**: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Rif. [5] **DM 16/01/96**: "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Rif. [6] **DM 16/01/96**: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Rif. [7] **Istruzione FF.SS. 44/b** aggiornamento 16 dicembre 1997 - Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
- Rif. [8] **Istruzione FF.SS. I/SC/PS-OM/2298** aggiornamento 13 gennaio 1997: Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo.

#### 3.2 Documenti Correlati

I documenti correlati sono:

Rif. [9] Profilo geotecnico

Rif. [10] Relazione geotecnica

#### 3.3 Documenti Superati

Non sono presenti documenti annullati o superati.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo muri

**TIPO C25/30 per opere in fondazione**

**Rck 30 N/mm<sup>2</sup>**

$E_c = 31220 \text{ MPa}$

$\sigma'_c = 9.75 \text{ MPa}$

**TIPO C30/35 per opere in elevazione**

**Rck 35 N/mm<sup>2</sup>**

$E_c = 33721 \text{ MPa}$

$\sigma'_c = 11 \text{ MPa}$

### 4.2 Acciaio per armature ordinarie

Feb44 k

$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 255 \text{ MPa}$

in aggiunta e in accordo con [7] p.to 2.2.2.g, si adottano le seguenti limitazioni sui tassi di lavoro in funzione del diametro delle barre:

$\phi_{\max} 20 \Rightarrow \sigma_{\max} 220 \text{ MPa}$

$\phi_{\max} 24 \Rightarrow \sigma_{\max} 190 \text{ MPa}$

$\phi_{\max} 30 \Rightarrow \sigma_{\max} 160 \text{ MPa}$



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	9 di 155

## 5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le verifiche sono state condotte facendo riferimento ai parametri geotecnici relativi ai terreni di fondazione ed ai rilevati, desunti dalla Relazione Geotecnica Generale. Di seguito si riportano i valori considerati per le grandezze di interesse ai fini del calcolo.

Parametri geotecnici del rilevato ferroviario:

$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$  Peso di volume;

$\phi' = 35^\circ$  Angolo di resistenza al taglio nella valutazione delle spinte delle terre a tergo del muro e nella valutazione della stabilità globale dell'opera.

Parametri	TERRENI						
	G	GS'	GS''	SG	SL	LS	S/R
Profondità dal p.c. [m]	intercalate a GS	0 ÷ 5	5 ÷ 25	20 ÷ 25	20 ÷ 25	6 ÷ 12	0 ÷ 5
Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	19 ÷ 20,5	19 ÷ 20,5	20 ÷ 21	20 ÷ 21,5	20	18
Densità relativa $D_r$ [%]	30 ÷ 80	40 ÷ 80	40 ÷ 80	40 ÷ 65	30 ÷ 60		
Angolo d'attrito operativo $\phi'$ [°]	38	35 ÷ 37	36 ÷ 38	32 ÷ 35	30 ÷ 32	25 ÷ 30	30
Coesione efficace $c'$ [kPa]						10 ÷ 30	
Coesione non drenata $c_u$ [kPa]						30 ÷ 100	
Velocità delle onde di taglio $V_s$ [m/s]		200 ÷ 350	250 ÷ 450	300 ÷ 400			
Modulo di taglio a piccole deformazioni $G_0$ [MPa]		70 ÷ 250	150 ÷ 400	200 ÷ 350			
Modulo di Young operativo per fondazioni [MPa]	40 ÷ 50	15 ÷ 40	30 ÷ 50	20 ÷ 40	18 ÷ 20	10 ÷ 20	
Modulo di Young operativi per opere di sostegno flessibili [MPa]	40 ÷ 50	15 ÷ 40	30 ÷ 50	20 ÷ 40	18 ÷ 20	10 ÷ 20	
Modulo di Young operativo per il calcolo dei cedimenti di fondazioni di rilevati [MPa]	30 ÷ 40	10 ÷ 30	20 ÷ 40	15 ÷ 35	10 ÷ 15	10 ÷ 15	10 ÷ 20
Modulo edometrico [MPa]		15 ÷ 40	20 ÷ 50	20 ÷ 40	10 ÷ 30	10 ÷ 15	
Valore di $N_{SPT}$ di riferimento nel calcolo dei pali di fondazione [colpi/30cm]		4 ÷ 35	25 ÷ 60	30 ÷ 60			
Coefficiente di consolidazione primaria $C_v$ [cm <sup>2</sup> /s]						$3 \times 10^{-3}^{(1)}$ $5 \times 10^{-3}^{(2)}$	
Coefficiente di consolidazione secondaria $c_\alpha$ [%]						-	
Coefficiente di permeabilità $k$ [cm/s]			$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-5}$	

Tabella 1 - Parametri geotecnici di riferimento



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	10 di 155

**G** = Ghiaia intercalata ai terreni GS

**GS'** = Ghiaia sabbiosa - livelli superficiali (0 ÷ 5)

**GS''** = Ghiaia sabbiosa - livelli profondi (5 ÷ 25)

**SG** = Sabbia ghiaiosa

**SL** = Sabbia limosa

**LS** = Limo sabbioso

**S** = Sabbia limosa ghiaiosa superficiale

**R** = Riporto

(1) Valore valido per lo strato di limo più superficiale

(2) Valore valido per gli altri strati di limo mediamente profondi o profondi.

## 6 MURI DI SOSTEGNO IN C.A.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti globalmente sulla struttura. Il calcolo è stato effettuato su una striscia di larghezza unitaria di muro.

### 6.1 Analisi dei carichi

#### 6.1.1 *Pesi propri strutturali*

I pesi sono stati valutati considerando un peso specifico del cls pari a 25 kN/mc.

#### 6.1.2 *Sovraccarichi permanenti portati*

Il peso specifico del terreno è preso pari a 19 kN/mc .

Il peso del ballast e dell'armamento è stato considerato pari a 14.40 kN/m<sup>2</sup> ottenuto considerando un sovraccarico di 18 kN/m<sup>2</sup> per un'altezza pari a 0.8 m.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	11 di 155

### 6.1.3 Azioni da traffico ferroviario

E' stato applicato il contributo alla spinta sul paramento dovuto al sovraccarico ferroviario posto pari a 40 kN/mq. In fase statica e 20 kN/mq in fase sismica. Si precisa che la verifica sismica per muri che presentano altezze del paramento inferiori a tre metri non viene effettuata in accordo a quanto proposto dal D.M. 1996.

### 6.1.4 Azioni sismiche

Il calcolo viene effettuato considerando la struttura ubicata in zona sismica di III categoria secondo le indicazioni della istruzione FS44/B.

### 6.1.5 Azioni provenienti dalla spinta del terreno

Per la determinazione delle azioni applicate alle spalle dal rinterro si assumo i seguenti parametri geotecnici :

Peso di volume del rinterro  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,

Angolo di attrito interno  $\phi = 35^\circ$

Coefficiente di spinta attiva  $k_a = 0.271$

Tale terreno viene esteso anche come terreno di fondazione.

N.B. nelle verifiche a slittamento è stato considerato un attrito tra terreno e fondazione calcolato come  $\tan(0.85 \phi)$ .

### 6.1.6 Azioni provenienti dalle barriere antirumore

Nel caso di muri predisposti per barriere antirumore si considera il caso di barriere con pannelli fonoassorbenti del peso a metro quadro pari a 2 KN/m<sup>2</sup> e dell'altezza pari a 4.0 m dal piano della soletta sulle quali si considera che agisca una forza orizzontale data dal vento di 2.5 KN/m<sup>2</sup>.

Le azioni dovute alla presenza delle barriere antirumore sono state riprese dalle relazioni di calcolo tipologiche delle barriere il cui utilizzo è previsto nella tratta in esame. Da tali relazioni di calcolo si ricavano le azioni all'interfaccia fra basamento della barriera e muro. Le azioni sono riferite ad un tratto di lunghezza  $l=1.5\text{m}$ , che vengono applicate a 70cm da filo anteriore esterno del paramento.

Pertanto sul metro lineare di muro si applicano nei due casi di vento diretto da esterno verso l'interno e viceversa, scegliendo caso per caso a condizione più sfavorevole per il muro.

Per le barriere di tipo H1 si ha:



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	12 di 155

**SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA DI RESISTENZA**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBPVSP_V300	Combination	Max	-62782	9463	33112
15	PPPBPVSP_V300	Combination	Min	-61304	17772	55482
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-54736	-19177	-45288
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-53258	-10868	-22919
15	PPPBPVSP_S300	Combination	0	-63013	19163	59073
15	PPPAVNSN_S300	Combination	0	-53265	-19163	-45252

15	PPPBPVSP_V300	Combination	max	-41.85	6.3	22.07	vento est-int
15	PPPBPVSP_V300	Combination	min	-40.87	11.84	36.99	vento est-int
15	PPPBPVSP_V300	Combination	max	-36.49	-12.78	-30.192	vento int-est
15	PPPBPVSP_V300	Combination	max	-35.5	-7.24	-15.28	vento int-est

Per le barriere di tipo H4 si ha:

**SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA DI RESISTENZA**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBPVSP_V200	Combination	Max	-90191	23944	116937
15	PPPBPVSP_V200	Combination	Min	-86228	39586	193377
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-62198	-37549	-165399
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-58236	-21908	-88958
15	PPPBPVSP_S200	Combination		-90842	41770	197921
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-57121	-41770	-182238

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	13 di 155

15	PPPBVSP_V200	Combination	max	-60.12	15.96	77.96	vento est-int
15	PPPBVSP_V200	Combination	min	-57.48	26.39	128.91	vento est-int
15	PPPBVPSN_V200	Combination	max	-41.46	-25.03	-110.26	vento int-est
15	PPPBVPSN_V201	Combination	max	-38.82	-14.6	-59.3	vento int-est

## 7 SCHEMA DI CALCOLO, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Nelle paragrafi successivi si riporta il quadro riepilogativo di:

- azioni e sollecitazioni di verifica nelle sezioni caratteristiche del muro;
- verifiche di stabilità globale;
- pressioni di contatto sul terreno di fondazione.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	14 di 155

Dati geometrici

**H tot =2.70 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	2.00	m	
	spessore muro superiore	0.45	m	
	spessore muro inferiore	0.45	m	
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°	
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°	
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m	
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m	
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
spessore sbalzo platea - lato valle		0.70	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.70	m	
sbalzo platea - lato monte		2.00	m	
spessore sbalzo platea - lato monte		0.70	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.70	m	
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°	
lunghezza platea		2.95	m	
<i>terrapieno</i>		inclinazione terrapieno	0.00	°
		lunghezza terrapieno superiore	2.00	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.00	m	
	altezza totale terrapieno a monte	2.70	m	

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	15 di 155

*Dati geotecnici*

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	16 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)	
	coefficiente di intensità sismica	0.00		
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°	
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-		
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-		
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>	
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>	
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)	
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>	
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)	
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m	
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>	
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)	
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)	
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>	
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m	
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m	
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°	
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-8.00	kN/m	
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.23	m	
	forza orizzontale (+ verso valle)	10.00	kN/m	
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m	
	coppia (+ oraria)	18.00	kNm/m	

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	69.56 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-162.13 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	101.39 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	69.56 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-270.93 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	49.71 kNm/m



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	17 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	127.21	0.00	-17.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	120.97	0.00	-17.50	15.51	-2.19	0.98	-0.14	13.32	0.84	0.70
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	114.74	0.00	-17.50	30.24	-4.38	3.85	-0.55	25.87	3.30	0.70
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	108.50	0.00	-17.50	44.20	-6.56	8.51	-1.23	37.63	7.28	0.70
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	102.26	0.00	-17.50	57.37	-8.75	14.86	-2.19	48.62	12.67	0.70
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-0.95	2.00	79.80	0.00	-111.90	77.23	-223.80	59.75	-223.80	-146.57	-164.05	0.70
sez 6 - (monte)	-1.35	1.60	59.84	0.00	-111.90	49.31	-179.04	34.70	-143.23	-129.73	-108.53	0.70
sez 7 - (monte)	-1.75	1.20	39.87	0.00	-111.90	29.36	-134.28	19.24	-80.57	-104.92	-61.33	0.70
sez 8 - (monte)	-2.15	0.80	19.91	0.00	-111.90	17.41	-89.52	10.15	-35.81	-72.11	-25.66	0.70
sez 9 - (monte)	-2.55	0.40	0.00	0.00	-111.90	0.00	-44.76	0.00	-8.95	-44.76	-8.95	0.70
sez 10 - (monte)	-2.95	0.00	0.00	0.00	-111.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	126.11	0.00	-17.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	123.21	0.00	-17.50	15.58	-2.19	0.98	-0.14	13.39	0.84	0.70
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	120.30	0.00	-17.50	30.80	-4.38	3.88	-0.55	26.43	3.33	0.70
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	117.40	0.00	-17.50	45.66	-6.56	8.66	-1.23	39.10	7.43	0.70
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	114.49	0.00	-17.50	60.15	-8.75	15.28	-2.19	51.40	13.09	0.70
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-0.95	2.00	104.04	0.00	-111.90	161.60	-223.80	146.11	-223.80	-62.20	-77.69	0.70
sez 6 - (monte)	-1.35	1.60	94.74	0.00	-111.90	121.85	-179.04	89.55	-143.23	-57.19	-53.68	0.70
sez 7 - (monte)	-1.75	1.20	85.45	0.00	-111.90	85.81	-134.28	48.14	-80.57	-48.47	-32.43	0.70
sez 8 - (monte)	-2.15	0.80	76.16	0.00	-111.90	53.49	-89.52	20.40	-35.81	-36.03	-15.40	0.70
sez 9 - (monte)	-2.55	0.40	66.86	0.00	-111.90	24.89	-44.76	4.85	-8.95	-19.87	-4.10	0.70
sez 10 - (monte)	-2.95	0.00	57.57	0.00	-111.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	18 di 155

### **Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	92.46	0.00
<i>Terrapieno</i>	156.00	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	17.78
$\Sigma=$	248.46	17.78

Coefficiente di sicurezza

$\eta_r =$

**13.97**

$\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	92.46	0.00
<i>Terrapieno</i>	156.00	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	17.78
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	53.73
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	5.80	45.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
$\Sigma=$	254.26	116.51

Coefficiente di sicurezza

$\eta_r =$

**2.18**

$\geq 1.5$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	19 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-74.13	0.00	-74.13
<i>Terrapieno</i>	0.00	-80.00	0.00	-80.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	19.76	0.00	19.76	0.00
$\Sigma=$	19.76	-154.13	19.76	-154.13

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **4.46**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-74.13	0.00	-74.13
<i>Terrapieno</i>	0.00	-80.00	0.00	-80.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	19.76	0.00	19.76	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	39.80	0.00	39.80	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	10.00	-8.00	10.00	-8.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	69.56	-162.13	69.56	-162.13

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.33**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	20 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.45	-30.50	50.32	74.71

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.70	0.00	48.62	12.67
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.70	0.00	-146.57	-164.05

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.70	0.00	51.40	13.09
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.70	0.00	-62.20	-77.69

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	21 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B = 3.00 m larghezza della fondazione  
 L = 1.00 m lunghezza della fondazione  
 D = 0.85 m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	1				
H =	69.56	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.63$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	162.13	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 1.75$ m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	101.39	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.49$	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) = 92.68$ KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta = 0.41$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta = 23.22$ °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$   
 $q_{lim} = 0.00 + 340.71 + 76.45 = 417.16$  KN/m<sup>2</sup>  
 $q^*_{es} = 92.68$  KN/m<sup>2</sup>

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 417.16 / 92.68 = 4.50 > 2.00$$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	22 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

$$F = \boxed{2.00}$$

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

$B = 3.00$  m larghezza della fondazione  
 $L = 1.00$  m lunghezza della fondazione  
 $D = 0.85$  m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	2				
H =	69.56	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.18$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	270.93	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 2.63$ m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	49.71	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.32$	
				$q_{es}^* = V/(B^*L) = 102.89$ KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta = 0.25$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta = 14.40$ °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 424.17 + 341.92 = 766.09 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{es}^* = 102.89 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q_{es}^* = 766.09 / 102.89 = 7.45 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 8.1 Verifiche strutturali

### 8.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 76.71 \text{ kNm}$$

$$T = 50.32 \text{ kNm}$$

$$N = -30.50 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 14/20$  lato interno e  $\phi 12/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	23 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-30.50	76.71	100	50	1	5 φ 12 (5.65)	5.8	7.95	-4.84	219.81
				2	5 φ 14 (7.70)	44.1	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni		Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
50.32	100.0	44.1	0.13	0.67 (Rck 35)	7.70 > 1.97

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	24 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Spiccato muro frontale

#### Sollecitazioni di verifica

N =	-30.50 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	76.71 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	50.00 [cm]	altezza
$Y_{G,cls} = H/2 =$	25.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	5000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	1041666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	41666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (I° stadio)

n =	10.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 12 (5.65)	5.8	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 14 (7.70)	5.9	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	25.07 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \sum A_s =$	5133.5 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	1090563.1 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	25.07 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	43492.3 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	24.93 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	43753.6 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	[MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	[MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	[MPa]	< 2.43



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	25 di 155

### 8.1.2 Plinto lato monte

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 18/20$  superiormente e  $\phi 14/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-167.43	100	70	1	5 $\phi$ 18 (12.72)	6.1	11.22	-4.67	219.22
				2	5 $\phi$ 14 (7.70)	64.1	(dal bordo inferiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
148.56	100.0	63.9	0.26	0.60 (Rck 30)	7.70 > 5.83

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	26 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: plinto lato monte

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	-167.43 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	70.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	35.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	7000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	2858333.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	81666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n = 10.00

armatura superiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	coprifermo [cm]
1° livello	5 $\phi$ 18 (12.72)	6.1	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

armatura inferiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	coprifermo [cm]
1° livello	5 $\phi$ 14 (7.70)	5.9	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

$y_{G,sup} = S_{xi} / A_i =$	34.80 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \sum A_s =$	7204.2 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G,sup}^2 =$	3029492.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G,sup} =$	34.80 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore - trazione
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	87053.1 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata - trazione
$y_i = H - y_{G,sup} =$	35.20 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	86066.3 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	[MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	[MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	[MPa]	< 2.19



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	27 di 155

### 8.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 14/20$  superiormente e  $\phi 18/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	13.25	100	70	1	5 $\phi$ 14 (7.70)	5.9	11.22	-0.37	17.35
				2	5 $\phi$ 18 (12.72)	63.9	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A* <sub>1,inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
51.97	100.0	63.9	0.09	0.60 (Rck 30)	12.72 > 2.04

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	28 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: PLINTO LATO VALLE

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	13.25 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 0.27 \times (Rck)^{2/3} =$	1.82 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	70.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	35.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	7000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	2858333.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	81666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	10.00		
<b>armatura superiore</b>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 14 (7.70)	5.9	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<b>armatura inferiore</b>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 18 (12.72)	6.1	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	35.20 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata	
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	7204.2 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata	
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	3029492.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata	
$y_s = y_{G\_sup} =$	35.20 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore	
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	86066.3 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata	
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	34.80 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione	
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	87053.1 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione	

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	[MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	[MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	[MPa]	< 2.19

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 9 B2 – MURO 2.0<H≤3.0 M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE

### Dati geometrici

**H tot =3.80 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	3.00	m	
	spessore muro superiore	0.50	m	
	spessore muro inferiore	0.50	m	
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°	
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°	
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m	
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m	
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
spessore sbalzo platea - lato valle		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.80	m	
sbalzo platea - lato monte		2.60	m	
spessore sbalzo platea - lato monte		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.80	m	
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°	
lunghezza platea		3.60	m	
<i>terrapieno</i>		inclinazione terrapieno	0.00	°
		lunghezza terrapieno superiore	2.60	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.60	m	
	altezza totale terrapieno a monte	3.80	m	

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	30 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, \iota)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	31 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	$kN/m^3$
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	$kN/m^3$
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	$kN/m^2$
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-8.00	$kN/m$
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.25	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	10.00	$kN/m$
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	20.00	$kNm/m$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	32 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	3.00	0.50	-0.75	-54.40	14.74	0.00	-8.00	10.00	20.00
9	2.70	0.50	-0.75	-60.40	16.37	0.00	-11.75	14.67	23.69
8	2.40	0.50	-0.75	-66.40	17.99	0.00	-15.50	19.82	28.85
7	2.10	0.50	-0.75	-72.40	19.62	0.00	-19.25	25.46	35.63
6	1.80	0.50	-0.75	-78.40	21.25	0.00	-23.00	31.59	44.18
5	1.50	0.50	-0.75	-84.40	22.87	0.00	-26.75	38.21	54.63
4	1.20	0.50	-0.75	-90.40	24.50	0.00	-30.50	45.32	67.15
3	0.90	0.50	-0.75	-96.40	26.12	0.00	-34.25	52.91	81.87
2	0.60	0.50	-0.75	-102.40	27.75	0.00	-38.00	60.99	98.94
1	0.30	0.50	-0.75	-108.40	29.38	0.00	-41.75	69.56	118.51
0	0.00	0.50	-0.75	-114.40	31.00	0.00	-45.50	78.61	140.73

LEGENDA:

s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	105.15 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-273.50 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	183.78 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	105.15 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-414.94 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	113.06 kNm/m



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	33 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	161.64	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	155.66	0.00	-20.00	19.83	-2.50	1.25	-0.16	17.33	1.09	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	149.69	0.00	-20.00	38.92	-5.00	4.93	-0.63	33.92	4.30	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	143.72	0.00	-20.00	57.25	-7.50	10.95	-1.41	49.75	9.54	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	137.75	0.00	-20.00	74.85	-10.00	19.21	-2.50	64.85	16.71	0.80
paramento muro												
sez 5 - (monte)	-1.00	2.60	113.87	0.00	-134.40	154.34	-349.44	166.20	-454.27	-195.10	-288.08	0.80
sez 6 - (monte)	-1.52	2.08	89.04	0.00	-134.40	101.58	-279.55	100.22	-290.73	-177.97	-190.52	0.80
sez 7 - (monte)	-2.04	1.56	64.20	0.00	-134.40	61.74	-209.66	58.31	-163.54	-147.92	-105.23	0.80
sez 8 - (monte)	-2.56	1.04	39.36	0.00	-134.40	34.82	-139.78	33.76	-72.68	-104.96	-38.92	0.80
sez 9 - (monte)	-3.08	0.52	14.53	0.00	-134.40	20.80	-69.89	19.86	-18.17	-49.08	1.69	0.80
sez 10 - (monte)	-3.60	0.00	0.00	0.00	-134.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	167.60	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	163.97	0.00	-20.00	20.72	-2.50	1.30	-0.16	18.22	1.14	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	160.33	0.00	-20.00	40.99	-5.00	5.16	-0.63	35.99	4.54	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	156.70	0.00	-20.00	60.81	-7.50	11.53	-1.41	53.31	10.12	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	153.06	0.00	-20.00	80.17	-10.00	20.34	-2.50	70.17	17.84	0.80
paramento muro												
sez 5 - (monte)	-1.00	2.60	138.52	0.00	-134.40	261.88	-349.44	297.85	-454.27	-87.56	-156.42	0.80
sez 6 - (monte)	-1.52	2.08	123.40	0.00	-134.40	193.78	-279.55	179.72	-290.73	-85.78	-111.01	0.80
sez 7 - (monte)	-2.04	1.56	108.28	0.00	-134.40	133.54	-209.66	94.96	-163.54	-76.13	-68.58	0.80
sez 8 - (monte)	-2.56	1.04	93.16	0.00	-134.40	81.16	-139.78	39.48	-72.68	-58.61	-33.20	0.80
sez 9 - (monte)	-3.08	0.52	78.04	0.00	-134.40	36.65	-69.89	9.19	-18.17	-33.24	-8.98	0.80
sez 10 - (monte)	-3.60	0.00	62.92	0.00	-134.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	34 di 155

**Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	157.73	0.00
<i>Terrapieno</i>	358.80	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	49.57
	$\Sigma=$ 516.53	49.57

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **10.42**  $\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	157.73	0.00
<i>Terrapieno</i>	358.80	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	49.57
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	106.44
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	6.00	58.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
	$\Sigma=$ 522.53	214.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **2.44**  $\geq 1.5$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	35 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-109.50	0.00	-109.50
<i>Terrapieno</i>	0.00	-156.00	0.00	-156.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	39.13	0.00	39.13	0.00
$\Sigma=$	39.13	-265.50	39.13	-265.50

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.88**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-109.50	0.00	-109.50
<i>Terrapieno</i>	0.00	-156.00	0.00	-156.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	39.13	0.00	39.13	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	56.02	0.00	56.02	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	10.00	-8.00	10.00	-8.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	105.15	-273.50	105.15	-273.50

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.49**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	36 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.50	-45.50	78.61	140.73

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	64.85	16.71
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-195.10	-288.08

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	70.17	17.84
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-87.56	-156.42

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	37 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	19.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	35.00	°	angolo di attrito interno	$\phi' = 0.61087$ rad
$c' =$	0.00	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	20.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	3.60	m	larghezza della fondazione
L =	1.00	m	lunghezza della fondazione
D =	0.85	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	1					
H =	105.15	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	0.67	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	273.50	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	2.26 m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	183.78	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	0.38	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	121.23 KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta =$	0.37 rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta =$	21.03 °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 356.47 + 136.05 = 492.52 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 121.23 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 492.52 / 121.23 = 4.06 > 2.00$$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	38 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi^* = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

Caratteristiche geometriche della fondazione

B = 3.60 m larghezza della fondazione  
 L = 1.00 m lunghezza della fondazione  
 D = 0.85 m approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb. 2				
H = 105.15	kN	azione orizzontale	e = M/V = 0.27	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V = 414.94	kN	azione verticale	B* = B - 2e = 3.06 m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M = 113.06	kNm	momento flettente	D/B* = 0.28	
			q* <sub>es</sub> = V/(B*L) = 135.82 KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
			$\theta = 0.25$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
			$\theta = 14.22$ °	

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 422.75 + 400.40 = 823.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 135.82 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 823.15 / 135.82 = 6.06 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 9.1 Verifiche strutturali

### 9.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 140.73 \text{ kNm}$$

$$T = 78.61 \text{ kN}$$

$$N = -45.50 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/20$  lato interno e  $\phi 12/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	39 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-45.50	140.73	100	60	1	5 φ 12 (5.65)	5.8	12.11	-4.80	165.25
				2	5 φ 20 (15.71)	53.8	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A* <sub>l,inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
78.61	100.0	53.8	0.16	0.67 (Rck 35)	15.71 > 3.08

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	40 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Spiccato muro frontale

#### Sollecitazioni di verifica

N =	-45.50 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	140.73 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctf} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	60.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	30.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	6000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	1800000.0 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	60000.0 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n = 10.00

armatura superiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 12 (5.65)	5.8	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

armatura inferiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

$y_{G,sup} = S_{xi} / A_i =$	30.38 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \sum A_s =$	6213.6 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G,sup}^2 =$	1921189.4 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G,sup} =$	30.38 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	63235.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G,sup} =$	29.62 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	64864.3 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	-0.73 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	2.23 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	1.50 [MPa]	< 2.43





POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	41 di 155

**9.1.2 Plinto lato monte**

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 16/10$  superiormente e  $\phi 16/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-288.08	100	80	1	10 $\phi$ 16 (20.11)	6	17.50	-4.34	210.24
				2	5 $\phi$ 16 (10.05)	74	(dal bordo inferiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A \cdot I_{,inf}$ [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
195.10	100.0	74.0	0.29	0.60 (Rck 30)	10.05 > 7.65

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	42 di 155

N = 0.00 [kN]       $w_k = 1.7 w_m = 0.114$  [mm]  
M = -288.08 [kNm]       $w_m = \epsilon_{sm} s_{rm} = 0.067$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 80		armatura - check <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = 8000.00	A, I* [cm <sup>2</sup> ] = 8452.39	As tot [cm <sup>2</sup> ] = 30.16		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = 4266666.67	J, I* [cm <sup>4</sup> ] = 4786518.74	$\mu_{tot}$ [%] = 0.38		
y_inf [cm] = 40.00	y_inf, I* [cm] = 40.61	n° livelli di armatura = 2		
y_sup [cm] = 40.00	y_sup, I* [cm] = 39.39	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W_inf [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W_inf, I* [cm <sup>3</sup> ] = 117875.44	1	10 $\phi$ 16 (20.11)	6
W_sup [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W_sup, I* [cm <sup>3</sup> ] = 121505.55	2	5 $\phi$ 16 (10.05)	74
			-	
			-	
			-	
			-	

Calcolo della distanza media tra le fessure

$s_{im} = 2(c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r = 16.37$  [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra 1.6 [cm]  
c = ricoprimento dell'armatura 4.0 [cm]  
s = distanza tra le barre; se s > 14  $\phi$  si adotterà s = 14  $\phi$  10.0 [cm]  
 $k_2$  = coefficiente di aderenza del cls alla barra 0.4  
 $k_3$  = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni 0.125  
 $\rho_r = A_s / A_{c\text{eff}} = 0.01256637$   
 $A_s$  = area della sezione di acciaio nell'area  $A_{c\text{eff}}$  20.11 [cm<sup>2</sup>]  
 $A_{c\text{eff}} = b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} = 1600.00$  [cm<sup>2</sup>]  
 $b_{\text{eff}} = B = 100.0$  [cm]  
 $d_{\text{eff}} = 16.0$  [cm]  
 $d_{\text{eff}} = c + s' + 7.5\phi = 16.0$  [cm]  
 $d_{\text{eff}} < (H-x_l)/2 = 19.70$  cm;  $x_l = 40.61$  cm  
 $s' =$  interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \quad (>= 0.4 \sigma_s / E_s) = 0.00040823$        $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00040823$   
 $E_s$  = modulo di elasticità normale 206000 [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata 210.24 [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}$ ,  $N_{fess}$ ) 276.58 [MPa]  
 $N_{fess} = N = 0.00$  [kN]  
 $M_{fess} = -[fcm]W_{sup, I^*} = -378.98$  [kNm]  
 $fcm = f_{cm}$  = resistenza a trazione media per flessione 3.12 [MPa]      cls Rck [MPa] = 30  
 $f_{ci}$  = trazione iniziale nel cls 0.00 [MPa]  
 $\beta_1$  = coefficiente aderenza acciaio cls 1.0  
 $\beta_2$  = coefficiente di sollecitazione 0.5



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	43 di 155

### 9.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 16/10$  superiormente e  $\phi 16/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	17.84	100	80	1	5 $\phi$ 16 (10.05)	6	17.50	-0.27	13.02
				2	10 $\phi$ 16 (20.11)	74	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A^{*l,inf}$ [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
70.17	100.0	74.0	0.11	0.60 (Rck 30)	20.11 > 2.75

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	44 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: PLINTO VALLE

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	17.84 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n = 15.00

<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 16 (10.05)	6.0	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 16 (20.11)	6.0	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

$y_{G,sup} = S_{xi} / A_i =$	40.61 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \sum A_s =$	8452.4 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i - A_i y_{G,sup}^2 =$	4786518.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G,sup} =$	40.61 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	117875.4 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G,sup} =$	39.39 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	121505.5 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_{i,t} =$	0.15 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	0.15 [MPa]	< 2.19

Le verifiche risultano soddisfatte.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D.26 XX	XX 00 00 000	X	45 di 155

## 10 A2 – MURO 3.0<H≤4.0 M CON PREDISPOSIZIONE BARRIERA ANTIRUMORE

### 10.1 VERIFICA STATICA

#### Dati geometrici

**H tot =4.80 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	4.00	m	
	spessore muro superiore	0.55	m	
	spessore muro inferiore	0.55	m	
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°	
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°	
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m	
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m	
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
spessore sbalzo platea - lato valle		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.80	m	
sbalzo platea - lato monte		2.95	m	
spessore sbalzo platea - lato monte		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.80	m	
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°	
lunghezza platea		4.00	m	
<i>terrapieno</i>		inclinazione terrapieno	0.00	°
		lunghezza terrapieno superiore	2.95	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.95	m	
	altezza totale terrapieno a monte	4.80	m	

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	46 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	47 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-8.00	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.28	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	10.00	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	22.00	kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	48 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>o</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	4.00	0.55	-0.78	-54.40	14.74	0.00	-8.00	10.00	22.00
9	3.60	0.55	-0.78	-62.40	16.91	0.00	-13.50	16.33	27.24
8	3.20	0.55	-0.78	-70.40	19.08	0.00	-19.00	23.53	35.18
7	2.80	0.55	-0.78	-78.40	21.25	0.00	-24.50	31.59	46.18
6	2.40	0.55	-0.78	-86.40	23.41	0.00	-30.00	40.52	60.57
5	2.00	0.55	-0.78	-94.40	25.58	0.00	-35.50	50.32	78.71
4	1.60	0.55	-0.78	-102.40	27.75	0.00	-41.00	60.99	100.94
3	1.20	0.55	-0.78	-110.40	29.92	0.00	-46.50	72.52	127.62
2	0.80	0.55	-0.78	-118.40	32.09	0.00	-52.00	84.92	159.08
1	0.40	0.55	-0.78	-126.40	34.25	0.00	-57.50	98.19	195.67
0	0.00	0.55	-0.78	-134.40	36.42	0.00	-63.00	112.33	237.75

LEGENDA:

s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

X<sub>o</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	143.20 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-379.00 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	293.00 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	143.20 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-539.48 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	208.75 kNm/m



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	49 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	205.94	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	198.94	0.00	-20.00	25.30	-2.50	1.59	-0.16	22.80	1.43	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	191.95	0.00	-20.00	49.74	-5.00	6.29	-0.63	44.74	5.66	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	184.96	0.00	-20.00	73.29	-7.50	13.99	-1.41	65.79	12.58	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	177.96	0.00	-20.00	95.97	-10.00	24.58	-2.50	85.97	22.08	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.05	2.95	147.19	0.00	-154.40	214.97	-455.48	244.12	-671.83	-240.51	-427.71	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.36	114.18	0.00	-154.40	137.86	-364.38	140.99	-429.97	-226.52	-288.98	0.80
sez 7 - (monte)	-2.23	1.77	81.17	0.00	-154.40	80.24	-273.29	77.61	-241.86	-193.05	-164.25	0.80
sez 8 - (monte)	-2.82	1.18	48.16	0.00	-154.40	42.09	-182.19	42.48	-107.49	-140.11	-65.01	0.80
sez 9 - (monte)	-3.41	0.59	15.15	0.00	-154.40	23.41	-91.10	24.12	-26.87	-67.69	-2.76	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	0.00	0.00	-154.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	213.15	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	208.26	0.00	-20.00	26.34	-2.50	1.65	-0.16	23.84	1.50	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	203.37	0.00	-20.00	52.06	-5.00	6.56	-0.63	47.06	5.93	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	198.47	0.00	-20.00	77.18	-7.50	14.64	-1.41	69.68	13.24	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	193.58	0.00	-20.00	101.68	-10.00	25.83	-2.50	91.68	23.33	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.05	2.95	172.05	0.00	-154.40	337.25	-455.48	413.71	-671.83	-118.23	-258.13	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.36	148.96	0.00	-154.40	242.55	-364.38	243.34	-429.97	-121.83	-186.64	0.80
sez 7 - (monte)	-2.23	1.77	125.87	0.00	-154.40	161.48	-273.29	124.82	-241.86	-111.81	-117.04	0.80
sez 8 - (monte)	-2.82	1.18	102.78	0.00	-154.40	94.03	-182.19	50.12	-107.49	-88.17	-57.38	0.80
sez 9 - (monte)	-3.41	0.59	79.68	0.00	-154.40	40.20	-91.10	11.19	-26.87	-50.90	-15.68	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	56.59	0.00	-154.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	50 di 155

**Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	202.63	0.00
<i>Terrapieno</i>	595.90	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
$\Sigma=$	798.53	99.90

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **7.99**  $\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	202.63	0.00
<i>Terrapieno</i>	595.90	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	169.83
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	6.20	70.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
$\Sigma=$	804.73	339.72

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **2.37**  $\geq 1.5$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	51 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-135.00	0.00	-135.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-236.00	0.00	-236.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
$\Sigma=$	62.44	-371.00	62.44	-371.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.40**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-135.00	0.00	-135.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-236.00	0.00	-236.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	70.76	0.00	70.76	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	10.00	-8.00	10.00	-8.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	143.20	-379.00	143.20	-379.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.51**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	52 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.55	-63.00	112.33	237.75

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	85.97	22.08
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-240.51	-427.71

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	91.68	23.33
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-118.23	-258.13

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	53 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B = 4.00 m larghezza della fondazione  
 L = 1.00 m lunghezza della fondazione  
 D = 0.85 m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	1				
H =	143.20	kN	azione orizzontale	e = M/V =	0.77
V =	379.00	kN	azione verticale	B* = B - 2e =	2.45 m < 3 m
M =	293.00	kNm	momento flettente	D/B* =	0.35
				q* <sub>es</sub> = V/(B*L) =	154.45 KN/m <sup>2</sup>
				$\theta =$	0.36 rad
				$\theta =$	20.70 °

eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)  
 larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale  
 pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta  
 angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$   
 $q_{lim} = 0.00 + 357.95 + 154.24 = 512.19$  KN/m<sup>2</sup>  
 $q^*_{es} = 154.45$  KN/m<sup>2</sup>

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 512.19 / 154.45 = 3.32 > 2.00$$



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	54 di 155

Muri di sostegno con fondazioni superficiali

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

$$F = \boxed{2.00}$$

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

Caratteristiche geometriche della fondazione

B = 4.00 m larghezza della fondazione  
L = 1.00 m lunghezza della fondazione  
D = 0.85 m approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb. 2  
H = 143.20 kN azione orizzontale  $e = M/V = 0.39$  eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)  
V = 539.48 kN azione verticale  $B^* = B - 2e = 3.23$  m < 3 m larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale  
M = 208.75 kNm momento flettente  $D/B^* = 0.26$   
 $q^*_{es} = V/(B^*L) = 167.22$  KN/m<sup>2</sup> pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta  
 $\theta = 0.26$  rad angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale  
 $\theta = 14.87$  °

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$
$$q_{lim} = 0.00 + 414.46 + 395.89 = 810.35 \text{ KN/m}^2$$
$$q^*_{es} = 167.22 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 810.35 / 167.22 = 4.85 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.1.1 Verifiche strutturali

#### 10.1.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 237.75 \text{ kNm}$$

$$T = 112.33 \text{ kN}$$

$$N = -63.00 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$  lato interno e  $\phi 18/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	55 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-63.00	237.75	100	70	1	5 φ 18 (12.72)	6.1	18.79	-4.16	149.70
				2	10 φ 18 (25.45)	63.9	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	
112.33	100.0	63.9	0.20	0.67 (Rck 35)	25.45 > 4.41

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX.00.00.000	X	56 di 155

## Verifica a formazione fessure - Sezione: Spiccato muro frontale

### Sollecitazioni di verifica

N =	-63.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	237.75 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

### Materiali

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	70.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	35.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	7000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	2858333.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	81666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 18 (12.72)	6.1	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 18 (25.45)	6.1	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	35.73 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	7572.6 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	3332519.8 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	35.73 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	93273.8 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	34.27 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	97238.4 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	-0.08 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	2.45 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	2.36 [MPa]	< 2.43



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	57 di 155

### 10.1.1.2 Plinto lato monte

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 20/10$  superiormente e  $\phi 20/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-427.71	100	80	1	10 $\phi$ 20 (31.42)	6.2	20.77	-5.31	203.27
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	73.8	(dal bordo inferiore)		

### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A \cdot I_{,inf} [cm^2] > T/\sigma$
240.51	100.0	73.8	0.36	0.60 (Rck 30)	15.71 > 9.43



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	58 di 155

N = 0.00 [kN]  $w_k = 1.7 w_m = 0.149$  [mm]  
 M = -427.71 [kNm]  $w_m = \epsilon_{sm} s_{rm} = 0.088$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 80		armatura - check <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = 8000.00	A, I° [cm <sup>2</sup> ] = 8706.86	As tot [cm <sup>2</sup> ] = 47.12		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = 4266666.67	J, I° [cm <sup>4</sup> ] = 5066925.51	$\mu_{tot}$ [%] = 0.59		
y_inf [cm] = 40.00	y_inf, I° [cm] = 40.91	n° livelli di armatura = 2		
y_sup [cm] = 40.00	y_sup, I° [cm] = 39.09	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W_inf [cm <sup>4</sup> ] = 106666.67	W_inf, I° [cm <sup>4</sup> ] = 123841.28	1	10 $\phi$ 20 (31.42)	6.2
W_sup [cm <sup>4</sup> ] = 106666.67	W_sup, I° [cm <sup>4</sup> ] = 129637.54	2	5 $\phi$ 20 (15.71)	73.8
			-	
			-	
			-	
			-	

Calcolo della distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r = 16.05$  [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra 2.0 [cm]  
 c = ricoprimento dell'armatura 4.0 [cm]  
 s = distanza tra le barre; se  $s > 14 \phi$  si adotta  $s = 14 \phi$  10.0 [cm]  
 $k_2$  = coefficiente di aderenza del cls alla barra 0.4  
 $k_3$  = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni 0.125  
 $\rho_r = A_s / A_{c\ eff} = 0.01653470$   
 $A_s$  = area della sezione di acciaio nell'area  $A_{c\ eff}$  31.42 [cm<sup>2</sup>]  
 $A_{c\ eff} = b_{eff} d_{eff} = 1900.00$  [cm<sup>2</sup>]  
 $b_{eff} = B = 100.0$  [cm]  
 $d_{eff} = 19.0$  [cm]  
 $d_{eff} = c + s' + 7.5\phi = 19.0$  [cm]  
 $d_{eff} < (H-x_l)/2 = 19.54$  cm;  $x_l = 40.91$  cm  
 $s'$  = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] (>= 0.4 \sigma_s / E_s) = 0.00054580$   $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00039470$   
 $E_s$  = modulo di elasticità normale 206000 [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata 203.27 [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}$ ,  $N_{fess}$ ) 192.17 [MPa]  
 $N_{fess} = N = 0.00$  [kN]  
 $M_{fess} = -[fcm]W_{sup, I°} = -404.35$  [kNm]  
 $fcm = f_{cm}$  = resistenza a trazione media per flessione 3.12 [MPa]  $cls R_{ck}$  [MPa] = 30  
 $f_{ci}$  = trazione iniziale nel cls 0.00 [MPa]  
 $\beta_1$  = coefficiente aderenza acciaio cls 1.0  
 $\beta_2$  = coefficiente di sollecitazione 0.5

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	59 di 155

### 10.1.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 20/20$  superiormente e  $\phi 20/10$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	24.18	100	80	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	17.09	-0.35	17.63
				2	10 $\phi$ 16 (20.11)	74	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A* $l_{inf}$ [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
94.85	100.0	74.0	0.14	0.60 (Rck 30)	20.11 > 3.72

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	60 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Plinto lato valle

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	24.18 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	
$f_{ctfk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (l° stadio)

n =	15.00		
<b>armatura superiore</b>			
As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]	
1° livello 5 φ 20 (15.71)	6.2	5.2	
2° livello -	-	-	
3° livello -	-	-	
<b>armatura inferiore</b>			
As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]	
1° livello 10 φ 16 (20.11)	6.0	5.2	
2° livello -	-	-	
3° livello -	-	-	
$y_{G,sup} = S_{xi} / A_i =$	40.27 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata	
$A_i = BH + n \sum A_s =$	8537.2 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata	
$J_i = J_{cls} - A_i y_{G,sup}^2 =$	4883874.8 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata	
$y_s = y_{G,sup} =$	40.27 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore	
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	121283.5 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata	
$y_i = H - y_{G,sup} =$	39.73 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione	
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	122921.3 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione	

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.20 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	0.20 [MPa]	< 2.19

Le verifiche risultano soddisfatte.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	61 di 155

## 10.2 VERIFICA SISMICA

### Dati geometrici

**H tot =4.80 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	4.00	m	
	spessore muro superiore	0.55	m	
	spessore muro inferiore	0.55	m	
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°	
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°	
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m	
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m	
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
spessore sbalzo platea - lato valle		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.80	m	
sbalzo platea - lato monte		2.95	m	
spessore sbalzo platea - lato monte		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.80	m	
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°	
lunghezza platea		4.00	m	
<i>terrapieno</i>		inclinazione terrapieno	0.00	°
		lunghezza terrapieno superiore	2.95	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.95	m	
	altezza totale terrapieno a monte	4.80	m	

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	62 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	63 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	6	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.04	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	0.2925	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	0.0215	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	$kN/m^3$
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	34.40	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	$kN/m^3$
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	$kN/m^2$
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	0.00	$kN/m$
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.00	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	0.00	$kN/m$
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	0.00	$kNm/m$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	64 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>o</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	4.00	0.55	-0.78	-34.40	12.13	0.00	0.00	0.00	0.00
9	3.60	0.55	-0.78	-42.40	14.13	0.00	-5.50	5.25	1.02
8	3.20	0.55	-0.78	-50.40	16.12	0.00	-11.00	11.30	4.31
7	2.80	0.55	-0.78	-58.40	18.12	0.00	-16.50	18.15	10.17
6	2.40	0.55	-0.78	-66.40	20.11	0.00	-22.00	25.80	18.93
5	2.00	0.55	-0.78	-74.40	22.11	0.00	-27.50	34.24	30.91
4	1.60	0.55	-0.78	-82.40	24.10	0.00	-33.00	43.48	46.43
3	1.20	0.55	-0.78	-90.40	26.10	0.00	-38.50	53.52	65.81
2	0.80	0.55	-0.78	-98.40	28.10	0.00	-44.00	64.36	89.36
1	0.40	0.55	-0.78	-106.40	30.09	0.00	-49.50	76.00	117.40
0	0.00	0.55	-0.78	-114.40	32.09	0.00	-55.00	88.44	150.26

LEGENDA:

s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

X<sub>o</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	130.54 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-371.00 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	209.05 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	130.54 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-472.48 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	155.78 kNm/m



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	65 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	171.14	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	166.25	0.00	-20.00	21.09	-2.50	1.32	-0.16	18.59	1.17	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	161.35	0.00	-20.00	41.56	-5.00	5.25	-0.63	36.56	4.62	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	156.45	0.00	-20.00	61.42	-7.50	11.69	-1.41	53.92	10.28	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	151.55	0.00	-20.00	80.67	-10.00	20.58	-2.50	70.67	18.08	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.05	2.95	129.99	0.00	-134.40	212.91	-396.48	230.18	-584.81	-183.57	-354.63	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.36	106.86	0.00	-134.40	143.04	-317.18	125.85	-374.28	-174.15	-248.43	0.80
sez 7 - (monte)	-2.23	1.77	83.73	0.00	-134.40	86.81	-237.89	58.71	-210.53	-151.08	-151.82	0.80
sez 8 - (monte)	-2.82	1.18	60.61	0.00	-134.40	44.23	-158.59	20.73	-93.57	-114.36	-72.84	0.80
sez 9 - (monte)	-3.41	0.59	37.48	0.00	-134.40	15.29	-79.30	3.84	-23.39	-64.00	-19.55	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	14.36	0.00	-134.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	176.54	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	172.88	0.00	-20.00	21.84	-2.50	1.37	-0.16	19.34	1.21	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	169.23	0.00	-20.00	43.22	-5.00	5.44	-0.63	38.22	4.82	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	165.58	0.00	-20.00	64.15	-7.50	12.16	-1.41	56.65	10.75	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	161.93	0.00	-20.00	84.62	-10.00	21.46	-2.50	74.62	18.96	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.05	2.95	145.87	0.00	-134.40	303.22	-396.48	384.76	-584.81	-93.26	-200.05	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.36	128.63	0.00	-134.40	222.24	-317.18	230.25	-374.28	-94.94	-144.03	0.80
sez 7 - (monte)	-2.23	1.77	111.40	0.00	-134.40	151.43	-237.89	120.52	-210.53	-86.46	-90.01	0.80
sez 8 - (monte)	-2.82	1.18	94.17	0.00	-134.40	90.79	-158.59	49.56	-93.57	-67.81	-44.01	0.80
sez 9 - (monte)	-3.41	0.59	76.94	0.00	-134.40	40.31	-79.30	11.39	-23.39	-38.99	-12.00	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	59.70	0.00	-134.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	66 di 155

### **Verifica a ribaltamento**

#### Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	202.63	7.44
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	595.90	26.43
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
$\Sigma=$	798.53	133.77

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **5.97**  $\geq 1.5$

#### Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	202.63	7.44
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	595.90	26.43
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	107.39
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	0.00	0.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	24.42
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
$\Sigma=$	798.53	265.58

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **3.01**  $\geq 1.5$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	67 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	5.40	-135.00	5.40	-135.00
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	9.44	-236.00	9.44	-236.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
$\Sigma=$	77.28	-371.00	77.28	-371.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **2.74**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	5.40	-135.00	5.40	-135.00
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	9.44	-236.00	9.44	-236.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	44.75	0.00	44.75	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	8.52	0.00	8.52	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	130.54	-371.00	130.54	-371.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.62**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	68 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.55	-55.00	100.08	173.54

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	70.67	18.08
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-183.57	-377.91

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	74.62	18.96
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-93.26	-200.05

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	69 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma$ =	19.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi'$ =	35.00	°	angolo di attrito interno	$\phi'^* = 0.61087$ rad
$c'$ =	0.00	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r$ =	20.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	4.00	m	larghezza della fondazione
L =	1.00	m	lunghezza della fondazione
D =	0.85	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	1					
H =	130.54	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	0.56	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	371.00	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	2.87 m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	209.05	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	0.30	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	129.13 KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta =$	0.34 rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta =$	19.39 °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 368.26 + 213.30 = 581.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 129.13 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 581.56 / 129.13 = 4.50 > 2.00$$



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	70 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma$ =	19.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi'$ =	35.00	°	angolo di attrito interno	$\phi' = 0.61087$ rad
$c'$ =	0.00	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r$ =	20.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

Caratteristiche geometriche della fondazione

B =	4.00	m	larghezza della fondazione
L =	1.00	m	lunghezza della fondazione
D =	0.85	m	approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb.	2				
H =	130.54	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.33$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	472.48	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 3.34$ m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	155.78	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.25$	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) = 141.44$ KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta = 0.27$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta = 15.44$ °	

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 407.41 + 386.05 = 793.46 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 141.44 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 793.46 / 141.44 = 5.61 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 10.2.1 Verifiche strutturali

### 10.2.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 173.54 \text{ kNm}$$

$$T = 100.08 \text{ kN}$$

$$N = -55 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$  lato interno e  $\phi 18/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	71 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-55.00	173.54	100	70	1	5 φ 18 (12.72)	6.1	19.03	-3.04	107.66
				2	10 φ 18 (25.45)	63.9	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
100.08	100.0	63.9	0.17	0.67 (Rck 35)	25.45 > 3.92

#### 10.2.1.2 Plinto lato monte

La zattera di fondazione è armata con φ20/10 superiormente e φ20/20 inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-	-377.91	100	80	1	10 φ 20 (31.42)	6.2	20.77	-4.69	179.60
				2	5 φ 20 (15.71)	73.8	(dal bordo inferiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
183.57	100.0	73.8	0.28	0.60 (Rck 30)	15.71 > 7.20

#### 10.2.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con φ20/20 superiormente e φ20/10 inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-	18.96	100	80	1	5 φ 20 (15.71)	6.2	20.77	-0.24	9.01
				2	10 φ 20 (31.42)	73.8	(dal bordo superiore)		

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	72 di 155

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A \cdot i_{,inf} [cm^2] > T/\sigma$
74.62	100.0	73.8	0.11	0.60 (Rck 30)	31.42 > 2.93

Le verifiche risultano soddisfatte.

**11 D2 - MURO 4.0<H≤5.0 M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE**

**11.1 VERIFICA STATICA**

Dati geometrici

**H tot =5.90 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	5.00	m	
	spessore muro superiore	0.60	m	
	spessore muro inferiore	0.60	m	
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°	
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°	
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m	
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m	
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.60	m
spessore sbalzo platea - lato valle		0.90	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.90	m	
sbalzo platea - lato monte		3.25	m	
spessore sbalzo platea - lato monte		0.90	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.90	m	
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°	
lunghezza platea		4.45	m	
<i>terrapieno</i>		inclinazione terrapieno	0.00	°
		lunghezza terrapieno superiore	3.25	m
	lunghezza terrapieno inferiore	3.25	m	
	altezza totale terrapieno a monte	5.90	m	



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	73 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	74 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	$kN/m^3$
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	$kN/m^3$
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	$kN/m^2$
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-8.00	$kN/m$
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.30	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	10.00	$kN/m$
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	0.00	$kNm/m$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	75 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	$s_M(z)$ (m)	$X_0$ (m)	$\sigma_v$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	5.00	0.60	-0.90	-54.40	14.74	0.00	-8.00	10.00	0.00
9	4.50	0.60	-0.90	-64.40	17.45	0.00	-15.50	18.05	6.96
8	4.00	0.60	-0.90	-74.40	20.16	0.00	-23.00	27.45	18.27
7	3.50	0.60	-0.90	-84.40	22.87	0.00	-30.50	38.21	34.63
6	3.00	0.60	-0.90	-94.40	25.58	0.00	-38.00	50.32	56.71
5	2.50	0.60	-0.90	-104.40	28.29	0.00	-45.50	63.79	85.18
4	2.00	0.60	-0.90	-114.40	31.00	0.00	-53.00	78.61	120.73
3	1.50	0.60	-0.90	-124.40	33.71	0.00	-60.50	94.79	164.02
2	1.00	0.60	-0.90	-134.40	36.42	0.00	-68.00	112.33	215.75
1	0.50	0.60	-0.90	-144.40	39.13	0.00	-75.50	131.21	276.57
0	0.00	0.60	-0.90	-154.40	41.84	0.00	-83.00	151.46	347.19

**LEGENDA:**

$s_M(z)$  = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

$X_0$  = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

$\sigma_v$  = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

$\sigma_h$  = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	76 di 155

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	191.31 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-508.13 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	416.08 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	191.31 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-684.93 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	310.00 kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	77 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	240.91	0.00	-22.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
sez 1 - (valle)	-0.15	0.15	232.34	0.00	-22.50	35.49	-3.38	2.68	-0.25	32.12	2.42	0.90
sez 2 - (valle)	-0.30	0.30	223.77	0.00	-22.50	69.70	-6.75	10.58	-1.01	62.95	9.57	0.90
sez 3 - (valle)	-0.45	0.45	215.21	0.00	-22.50	102.63	-10.13	23.52	-2.28	92.50	21.25	0.90
sez 4 - (valle)	-0.60	0.60	206.64	0.00	-22.50	134.26	-13.50	41.31	-4.05	120.76	37.26	0.90
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.20	3.25	172.38	0.00	-176.90	297.79	-574.93	409.64	-934.25	-277.13	-524.62	0.90
sez 6 - (monte)	-1.85	2.60	135.26	0.00	-176.90	197.81	-459.94	249.87	-597.92	-262.13	-348.05	0.90
sez 7 - (monte)	-2.50	1.95	98.14	0.00	-176.90	121.96	-344.96	147.25	-336.33	-222.99	-189.08	0.90
sez 8 - (monte)	-3.15	1.30	61.02	0.00	-176.90	70.24	-229.97	86.09	-149.48	-159.73	-63.39	0.90
sez 9 - (monte)	-3.80	0.65	23.90	0.00	-176.90	42.64	-114.99	50.72	-37.37	-72.35	13.35	0.90
sez 10 - (monte)	-4.45	0.00	0.00	0.00	-176.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	247.84	0.00	-22.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
sez 1 - (valle)	-0.15	0.15	241.51	0.00	-22.50	36.70	-3.38	2.76	-0.25	33.33	2.51	0.90
sez 2 - (valle)	-0.30	0.30	235.18	0.00	-22.50	72.45	-6.75	10.96	-1.01	65.70	9.95	0.90
sez 3 - (valle)	-0.45	0.45	228.85	0.00	-22.50	107.25	-10.13	24.45	-2.28	97.13	22.17	0.90
sez 4 - (valle)	-0.60	0.60	222.51	0.00	-22.50	141.11	-13.50	43.09	-4.05	127.61	39.04	0.90
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.20	3.25	197.19	0.00	-176.90	417.91	-574.93	558.34	-934.25	-157.02	-375.91	0.90
sez 6 - (monte)	-1.85	2.60	169.75	0.00	-176.90	298.66	-459.94	326.42	-597.92	-161.28	-271.50	0.90
sez 7 - (monte)	-2.50	1.95	142.31	0.00	-176.90	197.24	-344.96	166.22	-336.33	-147.72	-170.11	0.90
sez 8 - (monte)	-3.15	1.30	114.87	0.00	-176.90	113.66	-229.97	66.15	-149.48	-116.31	-83.33	0.90
sez 9 - (monte)	-3.80	0.65	87.43	0.00	-176.90	47.91	-114.99	14.60	-37.37	-67.07	-22.77	0.90
sez 10 - (monte)	-4.45	0.00	59.99	0.00	-176.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	78 di 155

### Verifica a ribaltamento

#### Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
Muro + platea di fondazione	290.28	0.00
Terrapieno	918.13	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	185.52
$\Sigma=$	1208.40	185.52

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **6.51**  $\geq 1.5$

#### Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
Muro + platea di fondazione	290.28	0.00
Terrapieno	918.13	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	185.52
Spinta sovraccarico a monte	0.00	256.58
Forze applicate in sommità del muro	7.20	59.00
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma=$	1215.60	501.10

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **2.43**  $\geq 1.5$



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	79 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-175.13	0.00	-175.13
<i>Terrapieno</i>	0.00	-325.00	0.00	-325.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	94.33	0.00	94.33	0.00
$\Sigma=$	94.33	-500.13	94.33	-500.13

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.03**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-175.13	0.00	-175.13
<i>Terrapieno</i>	0.00	-325.00	0.00	-325.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	94.33	0.00	94.33	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	86.98	0.00	86.98	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	10.00	-8.00	10.00	-8.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	191.31	-508.13	191.31	-508.13

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.52**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	80 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-83.00	151.46	347.19

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	120.76	37.26
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	-277.13	-524.62

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	127.61	39.04
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	-157.02	-375.91

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	81 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

$$F = \boxed{2.00}$$

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

$B = 4.50$  m larghezza della fondazione  
 $L = 1.00$  m lunghezza della fondazione  
 $D = 0.85$  m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb. 1  
 $H = 191.31$  kN azione orizzontale  $e = M/V = 0.82$  eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)  
 $V = 508.13$  kN azione verticale  $B^* = B - 2e = 2.86$  m < 3 m larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale  
 $M = 416.08$  kNm momento flettente  $D/B^* = 0.30$   
 $q^*_{es} = V/(B^*L) = 177.52$  KN/m<sup>2</sup> pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta  
 $\theta = 0.36$  rad angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale  
 $\theta = 20.63$  °

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 355.45 + 179.98 = 535.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 177.52 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 535.43 / 177.52 = 3.02 > 2.00$$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	82 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

Caratteristiche geometriche della fondazione

$B = 4.50$  m larghezza della fondazione  
 $L = 1.00$  m lunghezza della fondazione  
 $D = 0.85$  m approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb.	2				
H =	191.31	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.45$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	684.93	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 3.59$ m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	310.00	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.24$	
				$q_{es}^* = V/(B^*L) = 190.53$ KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta = 0.27$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta = 15.61$ °	

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$   
 $q_{lim} = 0.00 + 404.32 + 407.27 = 811.60$  KN/m<sup>2</sup>  
 $q_{es}^* = 190.53$  KN/m<sup>2</sup>

$$F = q_{lim} / q_{es}^* = 811.60 / 190.53 = 4.26 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 11.1.1 Verifiche strutturali

#### 11.1.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spicco del muro frontale sono:

$$M = 347.19 \text{ kNm}$$

$$T = 151.46 \text{ kN}$$

$$N = -83.00 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$  lato interno e  $\phi 20/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	83 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-	347.19	100	80	1	5 φ 20 (15.71)	6.2	20.77	-4.31	165.00
				2	10 φ 20 (31.42)	73.8	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
83.00	100.0	73.8	0.12	0.67 (Rck 35)	31.42 > 3.25

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	84 di 155

N = 0.00 [kN]       $w_k = 1.7 w_m = 0.087$  [mm]  
M = 347.19 [kNm]       $w_m = \varepsilon_{sm} s_{rm} = 0.051$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 80		armatura - check <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = 8000.00	A, I° [cm <sup>2</sup> ] = 8706.86	As tot [cm <sup>2</sup> ] = 47.12		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = 4266666.67	J, I° [cm <sup>4</sup> ] = 5066925.51	h <sub>tot</sub> [%] = 0.59		
y <sub>inf</sub> [cm] = 40.00	y <sub>inf, I°</sub> [cm] = 39.09	n° livelli di armatura = 2		
y <sub>sup</sub> [cm] = 40.00	y <sub>sup, I°</sub> [cm] = 40.91	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi <sub>sup</sub> [cm]
W <sub>inf</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W <sub>inf, I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 129637.54	1	5 φ 20 (15.71)	6.2
W <sub>sup</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W <sub>sup, I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 123841.28	2	10 φ 20 (31.42)	73.8
			-	
			-	
			-	
			-	

Calcolo della distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_f = 16.05$  [cm]  
 $\phi =$  diametro della barra 2.0 [cm]  
c = ricoprimento dell'armatura 4.0 [cm]  
s = distanza tra le barre; se s > 14 φ si adotta s = 14 φ 10.0 [cm]  
k<sub>2</sub> = coefficiente di aderenza del cls alla barra 0.4  
k<sub>3</sub> = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni 0.125  
 $\rho_f = A_s / A_{c\ eff} = 0.01653470$   
A<sub>s</sub> = area della sezione di acciaio nell'area A<sub>c eff</sub> 31.42 [cm<sup>2</sup>]  
A<sub>c eff</sub> = b<sub>eff</sub> d<sub>eff</sub> 1900.00 [cm<sup>2</sup>]  
b<sub>eff</sub> = B 100.0 [cm]  
d<sub>eff</sub> = 19.0 [cm]  
d<sub>eff</sub> = c + s' + 7.5φ 19.0 [cm]  
d<sub>eff</sub> < (H-xl)/2 = 19.54 cm; xl = 40.91 cm  
s' = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sf} / \sigma_s)^2] \quad (>= 0.4 \sigma_s / E_s) = 0.00032039$        $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00032039$   
E<sub>s</sub> = modulo di elasticità normale 206000 [MPa]  
σ<sub>s</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata 165.00 [MPa]  
σ<sub>sf</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione (M<sub>fess</sub>, N<sub>fess</sub>) 212.96 [MPa]  
N<sub>fess</sub> = N 0.00 [kN]  
M<sub>fess</sub> = [fcm]W<sub>inf, I°</sub> 448.11 [kNm]  
fcm = f<sub>cm</sub> = resistenza a trazione media per flessione 3.46 [MPa]      cls R<sub>ck</sub> [MPa] = 35  
f<sub>ci</sub> = trazione iniziale nel cls 0.00 [MPa]  
β<sub>1</sub> = coefficiente aderenza acciaio cls 1.0  
β<sub>2</sub> = coefficiente di sollecitazione 0.5



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	85 di 155

11.1.1.2 Plinto lato monte

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 20/10$  superiormente e  $\phi 20/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-524.62	100	90	1	10 $\phi$ 20 (31.42)	6.2	22.41	-5.31	218.30
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	83.8	(dal bordo inferiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A* <sub>I,inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
316.51	100.0	83.6	0.42	0.60 (Rck 30)	22.62 > 12.41

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	86 di 155

N = 0.00 [kN]       $w_k = 1.7 w_{im} = 0.155$  [mm]  
M = -524.62 [kNm]       $w_{im} = \epsilon_{sm} s_{rm} = 0.091$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm]= 100 x 90		armatura - check <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = 9000.00	A, I° [cm <sup>2</sup> ] = 9706.86	As tot [cm <sup>2</sup> ] = 47.12		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = 6075000.00	J, I° [cm <sup>4</sup> ] = 7130522.75	μ <sub>tot</sub> [%] = 0.52		
y <sub>inf</sub> [cm] = 45.00	y <sub>inf, I°</sub> [cm] = 45.94	n° livelli di armatura= 2		
y <sub>sup</sub> [cm] = 45.00	y <sub>sup, I°</sub> [cm] = 44.06	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	h <sub>i, sup</sub> [cm]
W <sub>inf</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 135000.00	W <sub>inf, I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 155207.70	1	10 φ 20 (31.42)	6.2
W <sub>sup</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 135000.00	W <sub>sup, I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 161843.30	2	5 φ 20 (15.71)	83.8
			-	
			-	
			-	
			-	

Calcolo della distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 2(c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r = 16.05$  [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra      2.0 [cm]  
c = ricoprimento dell'armatura      4.0 [cm]  
s = distanza tra le barre; se  $s > 14 \phi$  si adatterà  $s = 14 \phi$       10.0 [cm]  
 $k_2$  = coefficiente di aderenza del cls alla barra      0.4  
 $k_3$  = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni      0.125  
 $\rho_r = A_s / A_{c\ eff} = 0.01653470$   
 $A_s$  = area della sezione di acciaio nell'area  $A_{c\ eff}$       31.42 [cm<sup>2</sup>]  
 $A_{c\ eff} = b_{eff} d_{eff} = 1900.00$  [cm<sup>2</sup>]  
 $b_{eff} = B = 100.0$  [cm]  
 $d_{eff} = 19.0$  [cm]  
 $d_{eff} = c + s' + 7.5\phi = 19.0$  [cm]  
 $d_{eff} < (H-x_l)/2 = 22.03$  cm;  $x_l = 45.94$  cm  
 $s'$  = interasse verticale tra le file di barre= 0.0 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \quad (>= 0.4 \sigma_s / E_s) = 0.00056913$        $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00042388$   
 $E_s$  = modulo di elasticità normale      206000 [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata      218.30 [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}$ ,  $N_{fess}$ )      210.05 [MPa]  
 $N_{fess} = N = 0.00$  [kN]  
 $M_{fess} = -[fcm]W_{sup, I^\circ} = -504.80$  [kNm]  
 $f_{cm} = f_{cm} =$  resistenza a trazione media per flessione      3.12 [MPa]      cls Rck [MPa] = 30  
 $f_{ci} =$  trazione iniziale nel cls      0.00 [MPa]  
 $\beta_1 =$  coefficiente aderenza acciaio cls      1.0  
 $\beta_2 =$  coefficiente di sollecitazione      0.5



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	87 di 155

### 11.1.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 20/20$  superiormente e  $\phi 20/10$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	41.61	100	90	1	5 $\phi 20$ (15.71)	6.2	22.41	-0.42	17.31
				2	10 $\phi 20$ (31.42)	83.8	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
135.61	100.0	83.8	0.18	0.60 (Rck 30)	31.42 > 5.32

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	88 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Plinto lato valle

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	41.61 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	90.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	45.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	9000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	6075000.0 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	135000.0 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 20 (31.42)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	45.94 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	9706.9 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	7130522.8 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	45.94 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	155207.7 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	44.06 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	161843.3 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.26 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	0.26 [MPa]	< 2.19

Le verifiche risultano soddisfatte.



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	89 di 155

## 11.2 VERIFICA SISMICA

### Dati geometrici

**H tot =5.90 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	5.00	m
	spessore muro superiore	0.60	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.60
spessore sbalzo platea - lato valle		0.90	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.90	m
sbalzo platea - lato monte		3.25	m
spessore sbalzo platea - lato monte		0.90	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.90	m
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°
lunghezza platea	4.45	m	
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	3.25	m
	lunghezza terrapieno inferiore	3.25	m
	altezza totale terrapieno a monte	5.90	m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	90 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	91 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	6	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.04	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	0.2925	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	0.0215	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	34.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-8.00	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.30	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	0.00	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	24.00	kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	92 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>o</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	5.00	0.60	-0.90	-34.40	12.60	0.00	-8.00	0.00	24.00
9	4.50	0.60	-0.90	-44.40	15.10	0.00	-15.50	6.93	25.68
8	4.00	0.60	-0.90	-54.40	17.59	0.00	-23.00	15.10	31.13
7	3.50	0.60	-0.90	-64.40	20.09	0.00	-30.50	24.52	40.99
6	3.00	0.60	-0.90	-74.40	22.58	0.00	-38.00	35.19	55.86
5	2.50	0.60	-0.90	-84.40	25.08	0.00	-45.50	47.10	76.38
4	2.00	0.60	-0.90	-94.40	27.57	0.00	-53.00	60.27	103.17
3	1.50	0.60	-0.90	-104.40	30.07	0.00	-60.50	74.67	136.86
2	1.00	0.60	-0.90	-114.40	32.56	0.00	-68.00	90.33	178.05
1	0.50	0.60	-0.90	-124.40	35.06	0.00	-75.50	107.24	227.39
0	0.00	0.60	-0.90	-134.40	37.55	0.00	-83.00	125.39	285.50

LEGENDA:

s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

X<sub>o</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	180.47 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-489.75 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	386.01 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	180.47 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-596.39 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	322.03 kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	93 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	239.75	0.00	-22.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
sez 1 - (valle)	-0.15	0.15	230.95	0.00	-22.50	35.30	-3.38	2.66	-0.25	31.93	2.41	0.90
sez 2 - (valle)	-0.30	0.30	222.15	0.00	-22.50	69.29	-6.75	10.52	-1.01	62.54	9.51	0.90
sez 3 - (valle)	-0.45	0.45	213.34	0.00	-22.50	101.95	-10.13	23.38	-2.28	91.82	21.11	0.90
sez 4 - (valle)	-0.60	0.60	204.54	0.00	-22.50	133.29	-13.50	41.04	-4.05	119.79	36.99	0.90
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.20	3.10	169.33	0.00	-156.90	280.70	-486.39	372.23	-753.90	-205.69	-381.67	0.90
sez 6 - (monte)	-1.82	2.48	132.95	0.00	-156.90	187.00	-389.11	228.41	-482.50	-202.11	-254.09	0.90
sez 7 - (monte)	-2.44	1.86	96.56	0.00	-156.90	115.85	-291.83	135.69	-271.41	-175.98	-135.72	0.90
sez 8 - (monte)	-3.06	1.24	60.18	0.00	-156.90	67.26	-194.56	80.09	-120.62	-127.30	-40.53	0.90
sez 9 - (monte)	-3.68	0.62	23.79	0.00	-156.90	41.23	-97.28	47.63	-30.16	-56.05	17.47	0.90
sez 10 - (monte)	-4.30	0.00	0.00	0.00	-156.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	243.19	0.00	-22.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
sez 1 - (valle)	-0.15	0.15	235.90	0.00	-22.50	35.93	-3.38	2.71	-0.25	32.56	2.46	0.90
sez 2 - (valle)	-0.30	0.30	228.61	0.00	-22.50	70.77	-6.75	10.72	-1.01	64.02	9.71	0.90
sez 3 - (valle)	-0.45	0.45	221.32	0.00	-22.50	104.52	-10.13	23.89	-2.28	94.39	21.61	0.90
sez 4 - (valle)	-0.60	0.60	214.03	0.00	-22.50	137.17	-13.50	42.03	-4.05	123.67	37.98	0.90
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.20	3.10	184.87	0.00	-156.90	339.55	-486.39	405.64	-753.90	-146.84	-348.26	0.90
sez 6 - (monte)	-1.82	2.48	154.73	0.00	-156.90	234.28	-389.11	228.72	-482.50	-154.84	-253.78	0.90
sez 7 - (monte)	-2.44	1.86	124.60	0.00	-156.90	147.68	-291.83	111.28	-271.41	-144.15	-160.12	0.90
sez 8 - (monte)	-3.06	1.24	94.47	0.00	-156.90	79.77	-194.56	41.74	-120.62	-114.78	-78.89	0.90
sez 9 - (monte)	-3.68	0.62	64.33	0.00	-156.90	30.54	-97.28	8.50	-30.16	-66.73	-21.65	0.90
sez 10 - (monte)	-4.30	0.00	34.20	0.00	-156.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	94 di 155

### **Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

*Muro + platea di fondazione + forze inerziali*  
*Terrapieno + forze inerziali*  
*Spinta terreno a monte*

Mstab	Mrib
kNm/m	kNm/m
275.51	11.94
852.50	42.16
0.00	185.52
$\Sigma=$ 1128.01	239.62

Coefficiente di sicurezza

$\eta_r =$

**4.71**

$\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

*Muro + platea di fondazione + forze inerziali*  
*Terrapieno + forze inerziali*  
*Spinta terreno a monte*  
*Spinta sovraccarico a monte*  
*Forze applicate in sommità del muro*  
*Spinta dell'acqua*  
*Sovraccarico a valle*  
*Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma*  
*Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte*  
*Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione*

Mstab	Mrib
kNm/m	kNm/m
275.51	11.94
852.50	42.16
0.00	185.52
0.00	162.25
7.20	24.00
0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	42.39
0.00	0.00
0.00	0.00
$\Sigma=$ 1135.21	468.26

Coefficiente di sicurezza

$\eta_r =$

**2.42**

$\geq 1.5$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	95 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	6.87	-171.75	6.87	-171.75
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	12.40	-310.00	12.40	-310.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	94.33	0.00	94.33	0.00
$\Sigma=$	113.60	-481.75	113.60	-481.75

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **2.42**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	6.87	-171.75	6.87	-171.75
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	12.40	-310.00	12.40	-310.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	94.33	0.00	94.33	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	55.00	0.00	55.00	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	0.00	-8.00	0.00	-8.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	11.87	0.00	11.87	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	180.47	-489.75	180.47	-489.75

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.55**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D.26 XX	XX 00 00 000	X	96 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-83.00	140.79	324.00

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	119.79	36.99
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	-205.69	-420.17

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	123.67	37.98
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.90	0.00	-146.84	-348.26

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	97 di 155

Muri di sostegno con fondazioni superficiali

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma$ =	19.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi'$ =	35.00	°	angolo di attrito interno	$\phi' = 0.61087$ rad
$c'$ =	0.00	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r$ =	20.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

Caratteristiche geometriche della fondazione

B =	4.50	m	larghezza della fondazione
L =	1.00	m	lunghezza della fondazione
D =	0.85	m	approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb.	1					
H =	180.47	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	0.79	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	489.75	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	2.92 m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	386.01	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	0.29	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	167.51 KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta =$	0.35 rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta =$	20.23 °	

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$   
 $q_{lim} = 0.00 + 359.18 + 194.06 = 553.24$  KN/m<sup>2</sup>  
 $q^*_{es} = 167.51$  KN/m<sup>2</sup>

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 553.24 / 167.51 = 3.30 > 2.00$$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	98 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

$$F = \boxed{2.00}$$

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

$B = 4.50$  m larghezza della fondazione  
 $L = 1.00$  m lunghezza della fondazione  
 $D = 0.85$  m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	2				
H =	180.47	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.54$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	596.39	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 3.42$ m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	322.03	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.25$	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) = 174.38$ KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta = 0.29$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta = 16.84$ °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 391.93 + 340.63 = 732.55 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 174.38 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 732.55 / 174.38 = 4.20 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 11.2.1 Verifiche strutturali

### 11.2.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spicco del muro frontale sono:

$$M = 324.00 \text{ kNm}$$

$$T = 140.79 \text{ kN}$$

$$N = -83.00 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$  lato interno e  $\phi 20/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	99 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-83.00	324.00	100	80	1	5 φ 20 (15.71)	6.2	22.34	-4.11	142.05
				2	10 φ 20 (31.42)	73.8	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
140.79	100.0	73.8	0.21	0.67 (Rck 35)	31.42 > 5.52

#### 11.2.1.2 Plinto lato monte

La zattera di fondazione è armata con φ20/10 superiormente e φ20/20 inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-	-420.17	100	90	1	10 φ 20 (31.42)	6.2	22.41	-4.25	174.83
				2	5 φ 20 (15.71)	83.8	(dal bordo inferiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
205.69	100.0	83.8	0.27	0.60 (Rck 30)	15.71 > 8.07

#### 11.2.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con φ20/20 superiormente e φ20/10 inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-	37.98	100	90	1	5 φ 20 (15.71)	6.2	22.41	-0.38	15.80
				2	10 φ 20 (31.42)	83.8	(dal bordo superiore)		

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	100 di 155

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				$A^*I_{,inf} [cm^2] > T/\sigma$
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	
123.67	100.0	83.8	0.16	0.60 (Rck 30)	31.42 > 4.85

Le verifiche risultano soddisfatte.

**12 B1 – MURO 2.0<H≤3.0 M CON BARRIERA ANTIRUMORE**

Dati geometrici

**H tot =3.80 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	3.00	m
	spessore muro superiore	0.60	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50
spessore sbalzo platea - lato valle		0.80	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.80	m
sbalzo platea - lato monte		2.40	m
spessore sbalzo platea - lato monte		0.80	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.80	m
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°
lunghezza platea		3.50	m
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.40	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.40	m
	altezza totale terrapieno a monte	3.80	m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	101 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	102 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	$kN/m^3$
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.14	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	$kN/m^3$
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	$kN/m^2$
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-36.49	$kN/m$
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.30	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	12.78	$kN/m$
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	19.24	$kNm/m$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	103 di 155

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>o</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	3.00	0.60	-0.80	-54.14	14.67	0.00	-36.49	12.78	19.24
9	2.70	0.60	-0.80	-60.14	16.30	0.00	-40.99	17.43	23.76
8	2.40	0.60	-0.80	-66.14	17.92	0.00	-45.49	22.56	29.75
7	2.10	0.60	-0.80	-72.14	19.55	0.00	-49.99	28.18	37.35
6	1.80	0.60	-0.80	-78.14	21.18	0.00	-54.49	34.29	46.70
5	1.50	0.60	-0.80	-84.14	22.80	0.00	-58.99	40.88	57.97
4	1.20	0.60	-0.80	-90.14	24.43	0.00	-63.49	47.97	71.28
3	0.90	0.60	-0.80	-96.14	26.05	0.00	-67.99	55.54	86.80
2	0.60	0.60	-0.80	-102.14	27.68	0.00	-72.49	63.60	104.66
1	0.30	0.60	-0.80	-108.14	29.30	0.00	-76.99	72.15	125.01
0	0.00	0.60	-0.80	-114.14	30.93	0.00	-81.49	81.18	147.99

LEGENDA:

s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

X<sub>o</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	107.66 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-295.49 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	221.52 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	107.66 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-425.43 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	150.05 kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	104 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	196.93	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	188.72	0.00	-20.00	24.10	-2.50	1.52	-0.16	21.60	1.36	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	180.52	0.00	-20.00	47.18	-5.00	5.98	-0.63	42.18	5.36	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	172.32	0.00	-20.00	69.23	-7.50	13.27	-1.41	61.73	11.86	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	164.12	0.00	-20.00	90.26	-10.00	23.25	-2.50	80.26	20.75	0.80
paramento muro												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.40	124.74	0.00	-134.14	142.47	-321.94	129.48	-386.32	-179.46	-256.84	0.80
sez 6 - (monte)	-1.58	1.92	93.25	0.00	-134.14	90.15	-257.55	74.26	-247.25	-167.40	-172.99	0.80
sez 7 - (monte)	-2.06	1.44	61.75	0.00	-134.14	52.95	-193.16	40.52	-139.08	-140.21	-98.56	0.80
sez 8 - (monte)	-2.54	0.96	30.25	0.00	-134.14	30.87	-128.77	21.00	-61.81	-97.90	-40.81	0.80
sez 9 - (monte)	-3.02	0.48	0.00	0.00	-134.14	0.00	-64.39	0.00	-15.45	-64.39	-15.45	0.80
sez 10 - (monte)	-3.50	0.00	0.00	0.00	-134.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	195.04	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	189.80	0.00	-20.00	24.05	-2.50	1.51	-0.16	21.55	1.35	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	184.55	0.00	-20.00	47.45	-5.00	5.99	-0.63	42.45	5.36	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	179.30	0.00	-20.00	70.19	-7.50	13.34	-1.41	62.69	11.94	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	174.05	0.00	-20.00	92.27	-10.00	23.51	-2.50	82.27	21.01	0.80
paramento muro												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.40	148.85	0.00	-134.14	236.28	-321.94	235.16	-386.32	-85.65	-151.16	0.80
sez 6 - (monte)	-1.58	1.92	128.69	0.00	-134.14	169.68	-257.55	138.12	-247.25	-87.87	-109.13	0.80
sez 7 - (monte)	-2.06	1.44	108.53	0.00	-134.14	112.74	-193.16	70.72	-139.08	-80.42	-68.35	0.80
sez 8 - (monte)	-2.54	0.96	88.37	0.00	-134.14	65.49	-128.77	28.34	-61.81	-63.29	-33.47	0.80
sez 9 - (monte)	-3.02	0.48	68.21	0.00	-134.14	27.90	-64.39	6.31	-15.45	-36.48	-9.14	0.80
sez 10 - (monte)	-3.50	0.00	48.06	0.00	-134.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	105 di 155

### **Verifica a ribaltamento**

<u>Azioni (comb.:1)</u>	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	158.50	0.00
<i>Terrapieno</i>	331.20	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	49.57
	$\Sigma=$ 489.70	49.57

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **9.88**  $\geq 1.5$

<u>Azioni (comb.:2)</u>	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	158.50	0.00
<i>Terrapieno</i>	331.20	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	49.57
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	105.93
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	29.19	67.81
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
	$\Sigma=$ 518.89	223.30

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **2.32**  $\geq 1.5$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	106 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx	Fz	Ft	Fn
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-115.00	0.00	-115.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-144.00	0.00	-144.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	39.13	0.00	39.13	0.00
$\Sigma=$	39.13	-259.00	39.13	-259.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.78**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx	Fz	Ft	Fn
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-115.00	0.00	-115.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-144.00	0.00	-144.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	39.13	0.00	39.13	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	55.75	0.00	55.75	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	12.78	-36.49	12.78	-36.49
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	107.66	-295.49	107.66	-295.49

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.57**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	107 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-81.49	81.18	147.99

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	80.26	20.75
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-179.46	-256.84

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	82.27	21.01
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-85.65	-151.16

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	108 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione

$\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

Caratteristiche geometriche della fondazione

B = 3.70 m larghezza della fondazione  
 L = 1.00 m lunghezza della fondazione  
 D = 0.85 m approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb.	1				
H =	83.31	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.36$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	299.87	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 2.97$ m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	109.13	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.29$	
				$q_{es}^* = V/(B^*L) = 100.89$ KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta = 0.27$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta = 15.53$ °	

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 408.87 + 342.58 = 751.46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{es}^* = 100.89 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q_{es}^* = 751.46 / 100.89 = 7.45 > 2.00$$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	109 di 155

Muri di sostegno con fondazioni superficiali

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione		
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$	<b>0.61087</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione		
$\gamma_r =$	<b>20.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)		

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.70</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>0.85</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>2</b>				
H =	<b>83.31</b>	kN	azione orizzontale	e = M/V =	<b>0.09</b> eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	<b>430.43</b>	kN	azione verticale	B* = B-2e =	<b>3.53</b> m < 3 m larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	<b>37.32</b>	kNm	momento flettente	D/B* =	<b>0.24</b>
				q* <sub>es</sub> = V/(B*L) =	<b>122.05</b> KN/m <sup>2</sup> pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta =$	<b>0.19</b> rad angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta =$	<b>10.95</b> °

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 456.85 + 614.70 = 1071.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 122.05 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 1071.55 / 122.05 = 8.78 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 12.1.1 Verifiche strutturali

#### 12.1.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 147.99 \text{ kNm}$$

$$T = 81.18 \text{ kN}$$

$$N = -81.49 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/20$  lato interno e  $\phi 14/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	110 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-81.49	147.99	100	60	1	5 φ 14 (7.70)	5.9	12.65	-5.02	163.47
				2	5 φ 20 (15.71)	53.8	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A* <sub>l,inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
81.18	100.0	53.8	0.17	0.67 (Rck 35)	15.71 > 3.18

Verifica a formazione fessure - Sezione: Spiccato muro frontale

Sollecitazioni di verifica

N =	-81.49 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	147.99 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

Materiali

cls Rck =	35.00 [MPa]	
f <sub>ctk</sub> = 0.7 x [ 0.27 x (Rck) <sup>2/3</sup> ] =	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
f <sub>ctk</sub> = 0.7 x 1.2 x [ 0.27 x (Rck) <sup>2/3</sup> ] =	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	60.00 [cm]	altezza
y <sub>G,cls</sub> = H/2 =	30.00 [cm]	posizione baricentro
A <sub>cls</sub> =	6000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
J <sub>cls</sub> = 1/12 B H <sup>3</sup> =	1800000.0 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
W <sub>cls</sub> = J <sub>cls</sub> / (H/2) =	60000.0 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n = 10.00

armatura superiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 φ 14 (7.70)	5.9	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

armatura inferiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 φ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

y <sub>G,sup</sub> = S <sub>xi</sub> / A <sub>i</sub> =	30.30 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata
A <sub>i</sub> = BH+nΣ As =	6234.0 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata
J <sub>i</sub> = J <sub>i</sub> ' - A <sub>i</sub> y <sub>G,sup</sub> <sup>2</sup> =	1933111.5 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata
y <sub>s</sub> = y <sub>G,sup</sub> =	30.30 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore
W <sub>i,s</sub> = J <sub>i</sub> / y <sub>s</sub> =	63794.6 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
y <sub>i</sub> = H - y <sub>G,sup</sub> =	29.70 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
W <sub>i,i</sub> = J <sub>i</sub> / y <sub>i</sub> =	65092.6 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

Trazione nel calcestruzzo

σ <sub>c(N)</sub> = N / A <sub>i</sub> =	13.07 [MPa]	
σ <sub>c(M)</sub> = M / W <sub>t</sub> =	2.31 [MPa]	
σ <sub>c,tot</sub> =	15.38 [MPa]	< 2.43



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	111 di 155

**12.1.2 Plinto lato monte**

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 16/10$  superiormente e  $\phi 16/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-256.84	100	80	1	10 $\phi$ 16 (20.11)	6	17.50	-3.87	187.44
				2	5 $\phi$ 16 (10.05)	74	(dal bordo inferiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
179.46	100.0	74.0	0.27	0.60 (Rck 30)	10.05 > 7.04

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	112 di 155

## Verifica a formazione fessure - Sezione: Plinto monte

### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	-256.84 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	

### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 16 (20.11)	6.0	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 16 (10.05)	6.0	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	39.39 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata	
$A_i = BH + n \sum A_s =$	8452.4 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata	
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	4786518.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata	
$y_s = y_{G\_sup} =$	39.39 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore - trazione	
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	121505.5 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata - trazione	
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	40.61 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore	
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	117875.4 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata	

### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	2.11 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	2.11 [MPa]	< 2.19





POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	113 di 155

### 12.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 16/20$  superiormente e  $\phi 16/10$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	21.01	100	80	1	5 $\phi$ 16 (10.05)	6	17.50	-0.32	15.33
				2	10 $\phi$ 16 (20.11)	74	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
82.27	100.0	74.0	0.12	0.60 (Rck 30)	20.11 > 3.23

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	114 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Plinto valle

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	21.01 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 16 (10.05)	6.0	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 16 (20.11)	6.0	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	40.61 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \sum A_s =$	8452.4 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J'_i - A_i y_{G\_sup}^2 =$	4786518.7 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	40.61 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	117875.4 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	39.39 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	121505.5 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.17 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	0.17 [MPa]	< 2.19

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 13 A1 – MURO 3.0<H≤4.0 M CON BARRIERA ANTIRUMORE H1

#### 13.1 VERIFICA STATICA

##### Dati geometrici

**H tot =4.80 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	4.00	m
	spessore muro superiore	0.70	m
	spessore muro inferiore	0.70	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
	spessore sbalzo platea - lato valle	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato valle	0.80	m
	sbalzo platea - lato monte	2.60	m
	spessore sbalzo platea - lato monte	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato monte	0.80	m
	inclinazione magrone sottofondo	0.00	°
lunghezza platea	3.80	m	
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.60	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.60	m
	altezza totale terrapieno a monte	4.80	m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	116 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	117 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	$kN/m^3$
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	$kN/m^2$
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	$kN/m^3$
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	$kN/m^2$
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-36.49	$kN/m$
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.35	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	12.78	$kN/m$
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	17.42	$kNm/m$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	118 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	4.00	0.70	-0.85	-54.40	14.74	0.00	-36.49	12.78	17.42
9	3.60	0.70	-0.85	-62.40	16.91	0.00	-43.49	19.11	23.77
8	3.20	0.70	-0.85	-70.40	19.08	0.00	-50.49	26.31	32.82
7	2.80	0.70	-0.85	-78.40	21.25	0.00	-57.49	34.37	44.93
6	2.40	0.70	-0.85	-86.40	23.41	0.00	-64.49	43.30	60.44
5	2.00	0.70	-0.85	-94.40	25.58	0.00	-71.49	53.10	79.69
4	1.60	0.70	-0.85	-102.40	27.75	0.00	-78.49	63.77	103.04
3	1.20	0.70	-0.85	-110.40	29.92	0.00	-85.49	75.30	130.82
2	0.80	0.70	-0.85	-118.40	32.09	0.00	-92.49	87.70	163.39
1	0.40	0.70	-0.85	-126.40	34.25	0.00	-99.49	100.97	201.10
0	0.00	0.70	-0.85	-134.40	36.42	0.00	-106.49	115.11	244.29

LEGENDA:

s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	145.98 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-390.49 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	335.50 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	145.98 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-531.93 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	250.64 kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	119 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	250.12	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	240.10	0.00	-20.00	30.64	-2.50	1.93	-0.16	28.14	1.77
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	230.09	0.00	-20.00	60.03	-5.00	7.61	-0.63	55.03	6.98
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	220.08	0.00	-20.00	88.16	-7.50	16.88	-1.41	80.66	15.48
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	210.07	0.00	-20.00	115.05	-10.00	29.60	-2.50	105.05	27.10
<b>paramento muro</b>											
sez 5 - (monte)	-1.20	2.60	153.99	0.00	-154.40	172.99	-401.44	154.16	-521.87	-228.45	-367.72
sez 6 - (monte)	-1.72	2.08	112.34	0.00	-154.40	103.74	-321.15	83.14	-334.00	-217.41	-250.86
sez 7 - (monte)	-2.24	1.56	70.69	0.00	-154.40	56.16	-240.86	42.51	-187.87	-184.71	-145.37
sez 8 - (monte)	-2.76	1.04	29.03	0.00	-154.40	30.23	-160.58	20.98	-83.50	-130.35	-62.52
sez 9 - (monte)	-3.28	0.52	0.00	0.00	-154.40	0.00	-80.29	0.00	-20.87	-80.29	-20.87
sez 10 - (monte)	-3.80	0.00	0.00	0.00	-154.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	244.12	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	237.27	0.00	-20.00	30.09	-2.50	1.89	-0.16	27.59	1.73
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	230.42	0.00	-20.00	59.32	-5.00	7.49	-0.63	54.32	6.86
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	223.57	0.00	-20.00	87.69	-7.50	16.68	-1.41	80.19	15.28
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	216.72	0.00	-20.00	115.21	-10.00	29.37	-2.50	105.21	26.87
<b>paramento muro</b>											
sez 5 - (monte)	-1.20	2.60	178.35	0.00	-154.40	278.44	-401.44	281.70	-521.87	-123.00	-240.18
sez 6 - (monte)	-1.72	2.08	149.85	0.00	-154.40	193.11	-321.15	159.73	-334.00	-128.04	-174.26
sez 7 - (monte)	-2.24	1.56	121.35	0.00	-154.40	122.60	-240.86	78.29	-187.87	-118.26	-109.58
sez 8 - (monte)	-2.76	1.04	92.84	0.00	-154.40	66.91	-160.58	29.66	-83.50	-93.66	-53.84
sez 9 - (monte)	-3.28	0.52	64.34	0.00	-154.40	26.05	-80.29	6.13	-20.87	-54.24	-14.75
sez 10 - (monte)	-3.80	0.00	35.84	0.00	-154.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	120 di 155

### **Verifica a ribaltamento**

#### Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	203.90	0.00
<i>Terrapieno</i>	520.00	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
$\Sigma=$	723.90	99.90

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **7.25**  $\geq 1.5$

#### Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	203.90	0.00
<i>Terrapieno</i>	520.00	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	169.83
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	31.02	78.76
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
$\Sigma=$	754.92	348.49

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **2.17**  $\geq 1.5$



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	121 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-146.00	0.00	-146.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-208.00	0.00	-208.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
$\Sigma=$	62.44	-354.00	62.44	-354.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.24**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-146.00	0.00	-146.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-208.00	0.00	-208.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	70.76	0.00	70.76	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	12.78	-36.49	12.78	-36.49
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	145.98	-390.49	145.98	-390.49

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.53**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D.26 XX	XX 00 00 000	X	122 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.70	-106.49	115.11	244.29

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	105.05	27.10
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-228.45	-367.72

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	105.21	26.87
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-123.00	-240.18

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	123 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

$$F = \boxed{2.00}$$

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma$ =	19.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione		
$\phi'$ =	35.00	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$	0.61087 rad
$c'$ =	0.00	KN/m <sup>2</sup>	coesione		
$\gamma_r$ =	20.00	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)		

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	4.00	m	larghezza della fondazione
L =	1.00	m	lunghezza della fondazione
D =	0.85	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	1					
H =	145.98	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	0.86	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V =	390.49	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	2.28 m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M =	335.50	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	0.37	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	171.14 KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
				$\theta =$	0.36 rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
				$\theta =$	20.50 °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 361.73 + 148.16 = 509.89 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 171.14 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 509.89 / 171.14 = 2.98 > 2.00$$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	124 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

$$F = \boxed{2.00}$$

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

Caratteristiche geometriche della fondazione

$B = 4.00$  m larghezza della fondazione  
 $L = 1.00$  m lunghezza della fondazione  
 $D = 0.85$  m approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb. 2				
H = 145.98	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.47$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
V = 531.93	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 3.06$ m < 3 m	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
M = 250.64	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.28$	
			$q^*_{es} = V/(B^*L) = 173.97$ KN/m <sup>2</sup>	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
			$\theta = 0.27$ rad	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
			$\theta = 15.35$ °	

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 410.26 + 358.48 = 768.74 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 173.97 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 768.74 / 173.97 = 4.42 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

13.1.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 244.29 \text{ kNm}$$

$$T = 115.11 \text{ kN}$$

$$N = -106.49 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 16/20$  lato interno e  $\phi 14/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	125 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-106.49	244.29	100	70	1	5 φ 18 (12.72)	6.1	19.58	-4.31	146.40
				2	10 φ 18 (25.45)	63.9	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
115.11	100.0	63.9	0.20	0.67 (Rck 35)	25.45 > 4.51

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	126 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Spiccato muro frontale

#### Sollecitazioni di verifica

N =	-106.49 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	244.29 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	70.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	35.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	7000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	2858333.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	81666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

$n =$	15.00		
<b>armatura superiore</b>	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$h_{i\_sup}$ [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 18 (12.72)	6.1	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<b>armatura inferiore</b>	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$h_{i\_inf}$ [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 18 (25.45)	6.1	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	35.73 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \sum A_s =$	7572.6 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	3332519.8 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	35.73 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	93273.8 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	34.27 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	97238.4 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	-0.14 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	2.51 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	2.37 [MPa]	< 2.43

#### 13.1.1.2 Plinto lato monte

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 20/10$  superiormente e  $\phi 20/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	127 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-367.72	100	80	1	10 $\phi$ 20 (31.42)	6.2	20.77	-4.56	174.76
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	73.8	(dal bordo inferiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni		Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A \cdot I_{,inf} [cm^2] > T/\sigma$
228.45	100.0	73.8	0.34	0.60 (Rck 30)	15.71 > 8.96

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	128 di 155

N = 0.00 [kN]       $w_k = 1.7 w_m = 0.093$  [mm]  
M = -367.72 [kNm]       $w_m = \epsilon_{sm} s_{rm} = 0.054$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [I° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm]= 100 x 80		armatura - check <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = 8000.00	A, I° [cm <sup>2</sup> ] = 8706.86	As tot [cm <sup>2</sup> ] = 47.12		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = 4266666.67	J, I° [cm <sup>4</sup> ] = 5066925.51	ρ <sub>tot</sub> [%] = 0.59		
y <sub>inf</sub> [cm] = 40.00	y <sub>inf, I°</sub> [cm] = 40.91	n° livelli di armatura = 2		
y <sub>sup</sub> [cm] = 40.00	y <sub>sup, I°</sub> [cm] = 39.09	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi <sub>sup</sub> [cm]
W <sub>inf</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W <sub>inf, I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 123841.28	1	10 φ 20 (31.42)	6.2
W <sub>sup</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W <sub>sup, I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 129637.54	2	5 φ 20 (15.71)	73.8
			-	
			-	
			-	
			-	

Calcolo della distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 2(c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r = 16.05$  [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra      2.0 [cm]  
c = ricoprimento dell'armatura      4.0 [cm]  
s = distanza tra le barre; se  $s > 14 \phi$  si adotterà  $s = 14 \phi$       10.0 [cm]  
 $k_2$  = coefficiente di aderenza del cls alla barra      0.4  
 $k_3$  = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni      0.125  
 $\rho_r = A_s / A_{c\text{eff}} = 0.01653470$   
 $A_s$  = area della sezione di acciaio nell'area  $A_{c\text{eff}}$       31.42 [cm<sup>2</sup>]  
 $A_{c\text{eff}} = b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} = 1900.00$  [cm<sup>2</sup>]  
 $b_{\text{eff}} = B = 100.0$  [cm]  
 $d_{\text{eff}} = 19.0$  [cm]  
 $d_{\text{eff}} = c + s' + 7.5\phi = 19.0$  [cm]  
 $d_{\text{eff}} < (H-x_l)/2 = 19.54$  cm;  $x_l = 40.91$  cm  
s' = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \quad (>= 0.4 \sigma_s / E_s) = 0.00033934$        $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00033934$   
 $E_s$  = modulo di elasticità normale      206000 [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata      174.76 [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}, N_{fess}$ )      192.17 [MPa]  
N<sub>fess</sub> = N      0.00 [kN]  
M<sub>fess</sub> = -[fcm]W<sub>sup, I°</sub>      -404.35 [kNm]  
fcm = fcm = resistenza a trazione media per flessione      3.12 [MPa]      cls Rck [MPa] = 30  
fci = trazione iniziale nel cls      0.00 [MPa]  
 $\beta_1$  = coefficiente aderenza acciaio cls      1.0  
 $\beta_2$  = coefficiente di sollecitazione      0.5





POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**  
**QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	129 di 155

13.1.1.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 20/20$  superiormente e  $\phi 20/10$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	26.87	100	80	1	5 $\phi 20$ (15.71)	6.2	20.77	-0.33	12.77
				2	10 $\phi 20$ (31.42)	73.8	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A \cdot I_{,inf} [cm^2] > T/\sigma$
105.21	100.0	73.8	0.16	0.60 (Rck 30)	31.42 > 4.13

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	130 di 155

## Verifica a formazione fessure - Sezione: Plinto valle

### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	26.87 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 20 (31.42)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	40.91 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma As =$	8706.9 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	5066925.5 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	40.91 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	123841.3 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	39.09 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	129637.5 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.21 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	0.21 [MPa]	< 2.19

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	131 di 155

### 13.2 VERIFICA SISMICA

#### Dati geometrici

**H tot =4.80 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	4.00	m	
	spessore muro superiore	0.70	m	
	spessore muro inferiore	0.70	m	
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°	
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°	
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m	
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m	
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
spessore sbalzo platea - lato valle		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.80	m	
sbalzo platea - lato monte		2.80	m	
spessore sbalzo platea - lato monte		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.80	m	
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°	
lunghezza platea		4.00	m	
<i>terrapieno</i>		inclinazione terrapieno	0.00	°
		lunghezza terrapieno superiore	2.80	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.80	m	
	altezza totale terrapieno a monte	4.80	m	

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	132 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	133 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	6	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.04	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	0.2925	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	0.0215	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	34.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	0.00	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.00	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	0.00	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	0.00	kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	134 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	$s_M(z)$ (m)	$X_o$ (m)	$\sigma_v$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	4.00	0.70	-0.85	-34.40	12.13	0.00	0.00	0.00	0.00
9	3.60	0.70	-0.85	-42.40	14.13	0.00	-7.00	5.25	1.02
8	3.20	0.70	-0.85	-50.40	16.12	0.00	-14.00	11.30	4.31
7	2.80	0.70	-0.85	-58.40	18.12	0.00	-21.00	18.15	10.17
6	2.40	0.70	-0.85	-66.40	20.11	0.00	-28.00	25.80	18.93
5	2.00	0.70	-0.85	-74.40	22.11	0.00	-35.00	34.24	30.91
4	1.60	0.70	-0.85	-82.40	24.10	0.00	-42.00	43.48	46.43
3	1.20	0.70	-0.85	-90.40	26.10	0.00	-49.00	53.52	65.81
2	0.80	0.70	-0.85	-98.40	28.10	0.00	-56.00	64.36	89.36
1	0.40	0.70	-0.85	-106.40	30.09	0.00	-63.00	76.00	117.40
0	0.00	0.70	-0.85	-114.40	32.09	0.00	-70.00	88.44	150.26

LEGENDA:

$s_M(z)$  = spessore sezione muro

z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)

$X_o$  = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)

$\sigma_v$  = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)

$\sigma_h$  = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)

u = pressione idrostatica dietro al muro

N = sforzo normale (-: compressioni)

T = sforzo di taglio (+: verso valle)

M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	130.66 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-374.00 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	212.01 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	130.66 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-470.32 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	154.22 kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	135 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	173.01	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	168.04	0.00	-20.00	21.32	-2.50	1.34	-0.16	18.82	1.18	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	163.07	0.00	-20.00	42.01	-5.00	5.30	-0.63	37.01	4.68	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	158.10	0.00	-20.00	62.08	-7.50	11.82	-1.41	54.58	10.41	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	153.13	0.00	-20.00	81.53	-10.00	20.80	-2.50	71.53	18.30	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.20	2.80	125.30	0.00	-134.40	195.02	-376.32	200.30	-526.85	-181.30	-326.55	0.80
sez 6 - (monte)	-1.76	2.24	103.04	0.00	-134.40	131.08	-301.06	109.58	-337.18	-169.98	-227.61	0.80
sez 7 - (monte)	-2.32	1.68	80.78	0.00	-134.40	79.61	-225.79	51.16	-189.67	-146.18	-138.50	0.80
sez 8 - (monte)	-2.88	1.12	58.52	0.00	-134.40	40.61	-150.53	18.09	-84.30	-109.92	-66.21	0.80
sez 9 - (monte)	-3.44	0.56	36.26	0.00	-134.40	14.07	-75.26	3.36	-21.07	-61.19	-17.72	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	13.99	0.00	-134.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	175.41	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	171.80	0.00	-20.00	21.70	-2.50	1.36	-0.16	19.20	1.20	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	168.18	0.00	-20.00	42.95	-5.00	5.41	-0.63	37.95	4.78	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	164.57	0.00	-20.00	63.75	-7.50	12.08	-1.41	56.25	10.67	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	160.95	0.00	-20.00	84.09	-10.00	21.32	-2.50	74.09	18.82	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.20	2.80	140.71	0.00	-134.40	280.64	-376.32	340.00	-526.85	-95.68	-186.84	0.80
sez 6 - (monte)	-1.76	2.24	124.52	0.00	-134.40	206.38	-301.06	204.06	-337.18	-94.68	-133.12	0.80
sez 7 - (monte)	-2.32	1.68	108.33	0.00	-134.40	141.18	-225.79	107.17	-189.67	-84.61	-82.50	0.80
sez 8 - (monte)	-2.88	1.12	92.13	0.00	-134.40	85.05	-150.53	44.24	-84.30	-65.48	-40.05	0.80
sez 9 - (monte)	-3.44	0.56	75.94	0.00	-134.40	37.99	-75.26	10.21	-21.07	-37.27	-10.86	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	59.75	0.00	-134.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	136 di 155

### **Verifica a ribaltamento**

#### Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	219.50	9.12
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	582.40	25.09
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
$\Sigma=$	801.90	134.11

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **5.98**  $\geq 1.5$

#### Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	219.50	9.12
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	582.40	25.09
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	99.90
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	107.39
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	0.00	0.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	24.42
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
$\Sigma=$	801.90	265.91

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **3.02**  $\geq 1.5$



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	137 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	6.00	-150.00	6.00	-150.00
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	8.96	-224.00	8.96	-224.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
$\Sigma=$	77.40	-374.00	77.40	-374.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **2.76**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione + forze inerziali</i>	6.00	-150.00	6.00	-150.00
<i>Terrapieno + forze inerziali</i>	8.96	-224.00	8.96	-224.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	62.44	0.00	62.44	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	44.75	0.00	44.75	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	8.52	0.00	8.52	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	130.66	-374.00	130.66	-374.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.64**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	138 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.70	-70.00	100.20	173.78

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	71.53	18.30
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-181.30	-350.07

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	74.09	18.82
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-95.68	-186.84

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	139 di 155

Muri di sostegno con fondazioni superficiali

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = 2.00

Parametri geotecnici terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.61087$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 20.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

Caratteristiche geometriche della fondazione

B = 4.00 m larghezza della fondazione  
 L = 1.00 m lunghezza della fondazione  
 D = 0.85 m approfondimento della fondazione

Azioni esterne e pressione applicata

comb.	1				
H =	130.66	kN	azione orizzontale	e = M/V =	0.57
V =	374.00	kN	azione verticale	B* = B-2e =	2.87 m < 3 m
M =	212.01	kNm	momento flettente	D/B* =	0.30
				q* <sub>es</sub> = V/(B*L) =	130.48 KN/m <sup>2</sup>
				$\theta =$	0.34 rad
				$\theta =$	19.26 °

eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)  
 larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale  
 pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta  
 angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale

Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza

$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_r s_r d_r i_r$   
 $q_{lim} = 0.00 + 369.64 + 216.32 = 585.96$  KN/m<sup>2</sup>  
 $q^*_{es} = 130.48$  KN/m<sup>2</sup>

F =  $q_{lim} / q^*_{es} = 585.96 / 130.48 = 4.49 > 2.00$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	140 di 155

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

$$F = \boxed{2.00}$$

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' = 35.00$	°	angolo di attrito interno	$\phi' = 0.61087$ rad
$c' = 0.00$	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r = 20.00$	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

$B = 4.00$	m	larghezza della fondazione
$L = 1.00$	m	lunghezza della fondazione
$D = 0.85$	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	2			
$H = 130.66$	kN	azione orizzontale	$e = M/V = 0.33$	eccentricità del carico verticale V (in direzione trasversale --> B)
$V = 470.32$	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e = 3.34$	larghezza ridotta in relazione alla eccentricità del carico verticale
$M = 154.22$	kNm	momento flettente	$D/B^* = 0.25$	
			$q^*_{es} = V/(B^*L) = 140.64$	pressione media di esercizio applicata sull'area ridotta
			$\theta = 0.27$	angolo di inclinazione della risultante misurata dalla verticale
			$\theta = 15.53$	°

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 406.51 + 383.24 = 789.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 140.64 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 789.75 / 140.64 = 5.62 > 2.00$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 13.2.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spicco del muro frontale sono:

$$M = 173.78 \text{ kNm}$$

$$T = 100.20 \text{ kN}$$

$$N = -70.00 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 18/20$  lato interno e  $\phi 18/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	141 di 155

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-70.00	173.78	100	70	1	5 φ 18 (12.72)	6.1	19.43	-3.06	105.16
				2	10 φ 18 (25.45)	63.9	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni		Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
100.20	100.0	63.9	0.17	0.67 (Rck 35)	25.45 > 3.93

### 13.2.2 Plinto lato monte

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-	-350.07	100	80	1	10 φ 20 (31.42)	6.2	20.77	-4.34	166.37
				2	5 φ 20 (15.71)	73.8	(dal bordo inferiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni		Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
181.30	100.0	73.8	0.27	0.60 (Rck 30)	15.71 > 7.11

### 13.2.3 Plinto lato monte

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-	18.82	100	80	1	5 φ 20 (15.71)	6.2	20.77	-0.23	8.94
				2	10 φ 20 (31.42)	73.8	(dal bordo superiore)		

Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni		Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]	A*I <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/σ
74.09	100.0	73.8	0.11	0.60 (Rck 30)	31.42 > 2.91

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 14 A1 – MURO 3.0<H≤4.0 M CON BARRIERA ANTIRUMORE H4

### 14.1 VERIFICA STATICA

#### Dati geometrici

**H tot =4.30 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	3.50	m	
	spessore muro superiore	0.70	m	
	spessore muro inferiore	0.70	m	
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°	
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°	
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m	
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m	
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
spessore sbalzo platea - lato valle		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.80	m	
sbalzo platea - lato monte		2.70	m	
spessore sbalzo platea - lato monte		0.80	m	
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.80	m	
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°	
lunghezza platea		3.90	m	
<i>terrapieno</i>		inclinazione terrapieno	0.00	°
		lunghezza terrapieno superiore	2.70	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.70	m	
	altezza totale terrapieno a monte	4.30	m	

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	143 di 155

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	0.6	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, \iota)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX.00.00.000	X	144 di 155

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= n
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= n
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	2.40	m
	angolo di diffusione nel terreno	35.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-41.46	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.35	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	25.03	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	95.75	kNm/m



Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	145 di 155

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	$s_M(z)$ (m)	$X_o$ (m)	$\sigma_v$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	3.50	0.70	-0.85	-54.40	14.74	0.00	-41.46	25.03	95.75
9	3.15	0.70	-0.85	-61.40	16.64	0.00	-47.59	30.52	105.45
8	2.80	0.70	-0.85	-68.40	18.54	0.00	-53.71	36.68	117.19
7	2.45	0.70	-0.85	-75.40	20.43	0.00	-59.84	43.50	131.20
6	2.10	0.70	-0.85	-82.40	22.33	0.00	-65.96	50.98	147.72
5	1.75	0.70	-0.85	-89.40	24.23	0.00	-72.09	59.13	166.97
4	1.40	0.70	-0.85	-96.40	26.12	0.00	-78.21	67.94	189.18
3	1.05	0.70	-0.85	-103.40	28.02	0.00	-84.34	77.41	214.60
2	0.70	0.70	-0.85	-110.40	29.92	0.00	-90.46	87.55	243.45
1	0.35	0.70	-0.85	-117.40	31.81	0.00	-96.59	98.36	275.96
0	0.00	0.70	-0.85	-124.40	33.71	0.00	-102.71	109.82	312.38

**LEGENDA:**

- $s_M(z)$  = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- $X_o$  = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- $\sigma_v$  = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- $\sigma_h$  = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

*Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)*

azione orizzontale	$F_x =$	138.53 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-369.71 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	411.07 kNm/m

*Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)*

azione orizzontale	$F_x =$	138.53 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-516.59 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	322.94 kNm/m

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	146 di 155

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	294.07	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	279.45	0.00	-20.00	35.85	-2.50	2.26	-0.16	33.35	2.10	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	264.83	0.00	-20.00	69.86	-5.00	8.89	-0.63	64.86	8.26	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	250.21	0.00	-20.00	102.05	-7.50	19.65	-1.41	94.55	18.24	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	235.59	0.00	-20.00	132.42	-10.00	34.32	-2.50	122.42	31.82	0.80
paramento muro												
sez 5 - (monte)	-1.20	2.70	153.73	0.00	-144.40	110.08	-389.88	57.44	-526.34	-279.80	-468.90	0.80
sez 6 - (monte)	-1.74	2.16	90.57	0.00	-144.40	44.12	-311.90	17.34	-336.86	-267.79	-319.51	0.80
sez 7 - (monte)	-2.28	1.62	27.42	0.00	-144.40	12.26	-233.93	3.66	-189.48	-221.67	-185.83	0.80
sez 8 - (monte)	-2.82	1.08	0.00	0.00	-144.40	0.00	-155.95	0.00	-84.21	-155.95	-84.21	0.80
sez 9 - (monte)	-3.36	0.54	0.00	0.00	-144.40	0.00	-77.98	0.00	-21.05	-77.98	-21.05	0.80
sez 10 - (monte)	-3.90	0.00	0.00	0.00	-144.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Sollecitazioni su platea di fondazione combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	259.85	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	251.68	0.00	-20.00	31.97	-2.50	2.01	-0.16	29.47	1.85	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	243.52	0.00	-20.00	62.92	-5.00	7.95	-0.63	57.92	7.33	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	235.35	0.00	-20.00	92.85	-7.50	17.70	-1.41	85.35	16.29	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	227.19	0.00	-20.00	121.76	-10.00	31.12	-2.50	111.76	28.62	0.80
paramento muro												
sez 5 - (monte)	-1.20	2.70	181.46	0.00	-144.40	251.81	-389.88	232.78	-526.34	-138.07	-293.56	0.80
sez 6 - (monte)	-1.74	2.16	146.18	0.00	-144.40	163.34	-311.90	121.55	-336.86	-148.56	-215.31	0.80
sez 7 - (monte)	-2.28	1.62	110.90	0.00	-144.40	93.93	-233.93	52.94	-189.48	-139.99	-136.54	0.80
sez 8 - (monte)	-2.82	1.08	75.62	0.00	-144.40	43.57	-155.95	16.67	-84.21	-112.38	-67.54	0.80
sez 9 - (monte)	-3.36	0.54	40.34	0.00	-144.40	12.26	-77.98	2.45	-21.05	-65.71	-18.60	0.80
sez 10 - (monte)	-3.90	0.00	5.07	0.00	-144.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	147 di 155

### Verifica a ribaltamento

<u>Azioni (comb.:1)</u>	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	204.16	0.00
Terrapieno	481.95	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	71.82
$\Sigma=$	686.11	71.82

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **9.55**  $\geq 1.5$

<u>Azioni (comb.:2)</u>	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	204.16	0.00
Terrapieno	481.95	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	71.82
Spinta sovraccarico a monte	0.00	136.29
Forze applicate in sommità del muro	35.24	203.38
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma=$	721.35	411.49

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **1.75**  $\geq 1.5$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	148 di 155

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-139.25	0.00	-139.25
<i>Terrapieno</i>	0.00	-189.00	0.00	-189.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	50.11	0.00	50.11	0.00
$\Sigma=$	50.11	-328.25	50.11	-328.25

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.74**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-139.25	0.00	-139.25
<i>Terrapieno</i>	0.00	-189.00	0.00	-189.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	50.11	0.00	50.11	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	63.39	0.00	63.39	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	25.03	-41.46	25.03	-41.46
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	138.53	-369.71	138.53	-369.71

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.53**  $\geq 1.3$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	149 di 155

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.70	-102.71	109.82	312.38

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	122.42	31.82
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-279.80	-468.90

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	111.76	28.62
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-138.07	-293.56

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 14.2 Verifiche strutturali

### 14.2.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 312.38 \text{ kNm}$$

$$T = 109.82 \text{ kN}$$

$$N = -102.71 \text{ kN}$$

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX.00.00.000	X	150 di 155

La sezione è armata con  $\phi 18/10$  lato interno e  $\phi 18/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-102.71	312.38	100	70	1	5 $\phi$ 18 (12.72)	6.1	19.08	-5.48	193.13
				2	10 $\phi$ 18 (25.45)	63.9	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	A* <sub>l,inf</sub> [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
109.82	100.0	63.9	0.19	0.67 (Rck 35)	25.45 > 4.31

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	151 di 155

N = -102.71 [kN]  $W_k = 1.7 W_m = 0.101$  [mm]  
M = 312.38 [kNm]  $W_m = \epsilon_{sm} S_{rm} = 0.059$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm]= 100 x 70		<i>armatura - check</i> <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = 7000.00	A, I° [cm <sup>2</sup> ] = 7572.56	As tot [cm <sup>2</sup> ] = 38.17		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = 2858333.33	J, I° [cm <sup>4</sup> ] = 3332519.81	$\mu_{tot}$ [%] = 0.55		
y_inf [cm] = 35.00	y_inf, I° [cm] = 34.27	n° livelli di armatura = 2		
y_sup [cm] = 35.00	y_sup, I° [cm] = 35.73	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W_inf [cm <sup>3</sup> ] = 81666.67	W_inf, I° [cm <sup>3</sup> ] = 97238.44	1	5 $\phi$ 18 (12.72)	6.1
W_sup [cm <sup>3</sup> ] = 81666.67	W_sup, I° [cm <sup>3</sup> ] = 93273.77	2	10 $\phi$ 18 (25.45)	63.9
			-	
			-	
			-	
			-	

Calcolo della distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r = 15.80$  [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra 1.8 [cm]  
c = ricoprimento dell'armatura 4.0 [cm]  
s = distanza tra le barre; se s > 14  $\phi$  si adotterà s = 14  $\phi$  10.0 [cm]  
k<sub>2</sub> = coefficiente di aderenza del cls alla barra 0.4  
k<sub>3</sub> = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni 0.125  
 $\rho_r = A_s/A_{c\ eff} = 0.01550475$   
A<sub>s</sub> = area della sezione di acciaio nell'area A<sub>c eff</sub> 25.45 [cm<sup>2</sup>]  
A<sub>c eff</sub> = b<sub>eff</sub> d<sub>eff</sub> 1641.23 [cm<sup>2</sup>]  
b<sub>eff</sub> = B 100.0 [cm]  
d<sub>eff</sub> = 16.4 [cm]  
d<sub>eff</sub> = c + s' + 7.5 $\phi$  17.5 [cm]  
d<sub>eff</sub> < (H-xl)/2= 16.41 cm; xl= 37.18 cm  
s' = interasse verticale tra le file di barre= 0.0 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = \sigma_s/E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2] (>= 0.4\sigma_s/E_s) = 0.00037501$   $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00037501$   
E<sub>s</sub> = modulo di elasticità normale 206000 [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata 193.13 [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione (M<sub>fess</sub>, N<sub>fess</sub>) 218.12 [MPa]  
N<sub>fess</sub> = N -102.71 [kN]  
M<sub>fess</sub> = [fcm-N/A, I°]W<sub>inf, I°</sub> 349.31 [kNm]  
fcm = f<sub>cm</sub> = resistenza a trazione media per flessione 3.46 [MPa]  $\text{cls Rck [MPa]} = 35$   
fci = trazione iniziale nel cls 0.00 [MPa]  
 $\beta_1$  = coefficiente aderenza acciaio cls 1.0  
 $\beta_2$  = coefficiente di sollecitazione 0.5

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	152 di 155

### 14.2.2 Plinto lato monte

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 22/10$  superiormente e  $\phi 22/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-468.90	100	80	1	10 $\phi$ 22 (38.01)	6.3	22.26	-5.36	185.62
				2	5 $\phi$ 22 (19.01)	73.7	(dal bordo inferiore)		

### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali				
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A \cdot I_{,inf}$ [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
279.80	100.0	73.7	0.42	0.60 (Rck 30)	19.01 > 10.97





POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
 PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO  
 QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	153 di 155

N =	0.00	[kN]	$w_k = 1.7$	$w_m =$	<b>0.144</b>	[mm]
M =	-468.90	[kNm]	$w_m = \epsilon_{sm}$	$s_{rm} =$	0.085	[mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [I° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm]= 100 x 80		<i>armatura - check</i> <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = 8000.00	A, I° [cm <sup>2</sup> ] = 8855.30	As tot [cm <sup>2</sup> ] = <b>57.02</b>		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = 4266666.67	J, I° [cm <sup>4</sup> ] = 5227596.37	$\mu_{tot}$ [%] = <b>0.71</b>		
y_inf [cm] = 40.00	y_inf, I° [cm] = 41.08	n° livelli di armatura = <b>2</b>		
y_sup [cm] = 40.00	y_sup, I° [cm] = 38.92	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W_inf [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W_inf, I° [cm <sup>3</sup> ] = 127238.61	1	10 $\phi$ 22 (38.01)	6.3
W_sup [cm <sup>3</sup> ] = 106666.67	W_sup, I° [cm <sup>3</sup> ] = 134333.65	2	5 $\phi$ 22 (19.01)	73.7
			-	
			-	
			-	
			-	

Calcolo della distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r =$	15.63 [cm]
$\phi$ = diametro della barra	2.2 [cm]
c = ricoprimento dell'armatura	4.0 [cm]
s = distanza tra le barre; se $s > 14 \phi$ si adotta $s = 14 \phi$	10.0 [cm]
$k_2$ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.4
$k_3$ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.125
$\rho_r = A_s / A_{c\ eff}$	0.01953656
$A_s$ = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c\ eff}$	38.01 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{c\ eff} = b_{eff} d_{eff}$	1945.75 [cm <sup>2</sup> ]
$b_{eff} = B$	100.0 [cm]
$d_{eff} =$	19.5 [cm]
$d_{eff} = c + s' + 7.5 \phi$	20.5 [cm]
$d_{eff} < (H-x_l)/2 = 19.46$ cm; $x_l = 41.08$ cm	
$s'$ = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm	

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$ ( $>= 0.4 \sigma_s / E_s$ )	0.00054134	$0.4 \sigma_s / E_s =$	0.00036043
$E_s$ = modulo di elasticità normale	206000 [MPa]		
$\sigma_s$ = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	185.62 [MPa]		
$\sigma_{sr}$ = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}, N_{fess}$ )	165.87 [MPa]		
$N_{fess} = N$	0.00 [kN]		
$M_{fess} = -[fcm]W_{sup, I^\circ}$	-418.99 [kNm]		
$fcm = f_{cm}$ = resistenza a trazione media per flessione	3.12 [MPa]	cls Rck [MPa] =	30
$f_{ci}$ = trazione iniziale nel cls	0.00 [MPa]		
$\beta_1$ = coefficiente aderenza acciaio cls	1.0		
$\beta_2$ = coefficiente di sollecitazione	0.5		

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	154 di 155

### 14.2.3 Plinto lato valle

La zattera di fondazione è armata con  $\phi 22/20$  superiormente e  $\phi 22/10$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	28.26	100	80	1	5 $\phi$ 22 (19.01)	6.3	22.26	-0.32	11.19
				2	10 $\phi$ 22 (38.01)	73.7	(dal bordo superiore)		

### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni		Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]	$A^*I_{,inf}$ [cm <sup>2</sup> ] > T/ $\sigma$
138.07	100.0	73.7	0.21	0.60 (Rck 30)	38.01 > 5.41

Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 XX	XX 00 00 000	X	155 di 155

### Verifica a formazione fessure - Sezione: PLINTO VALLE

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	28.26 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 22 (19.01)	6.3	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 22 (38.01)	6.3	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	41.08 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma As =$	8855.3 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	5227596.4 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	41.08 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	127238.6 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	38.92 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	134333.7 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.21 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	0.21 [MPa]	< 2.19

Le verifiche risultano soddisfatte.

