

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

**CUP: J31J05000010001**

**U.O. INFRASTRUTTURE NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

**PRG DI RHO**

VI04 – ATTRAVERSAMENTO FIUME OLONA – Travata metallica a parete piena km-0+114 Singolo Binario Nord

RELAZIONE DI CALCOLO MURI

SCALA:

-

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

M D L 1 3 1 D 2 6 C L V I 0 4 0 4 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A.Ingletti	Nov. 2017	A.Maran	Nov. 2017	S.Borrelli	Nov. 2017	F. Sacchi Nov. 2107

ITALFERR - UD INFRASTRUTTURE NORD  
Dott. Ing. Francesco Sacchi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
n. 231/72 Sez. A

File:

n. Elab

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
4	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	6
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO .....	7
6	MATERIALI .....	9
6.1	CALCESTRUZZO .....	9
6.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO.....	9
7	ANALISI DEI CARICHI.....	10
7.1	PESI PROPRI.....	10
7.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI.....	10
7.3	AZIONE DEL SISMA .....	10
7.4	SPINTA STATICA DEL TERRENO .....	13
7.5	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....	13
7.6	SOVRASPINTA SISMICA .....	14
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	14
9	VERIFICHE STRUTTURALI.....	16
9.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE .....	16
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	16
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO .....	18
10	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	19
11	ANALISI STRUTTURALE: MURO AD "U".....	24
11.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	24

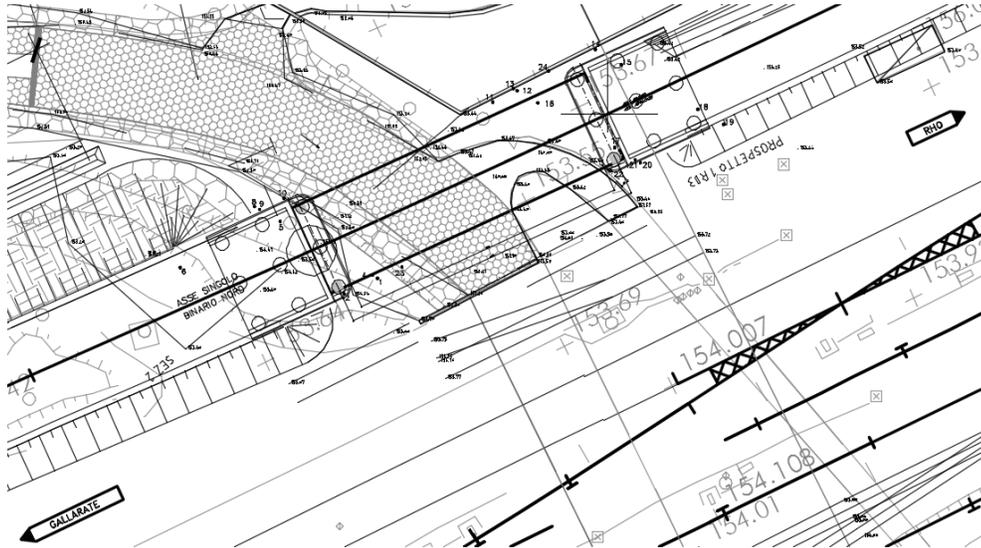
11.2	ANALISI DEI CARICHI .....	25
11.3	COMBINAZIONI .....	27
11.4	SOLLECITAZIONI.....	29
11.5	VERIFICHE STRUTTURALI .....	33
	<i>11.5.1 Verifica piedritti.....</i>	<i>33</i>
	<i>11.5.2 Verifica soletta inferiore.....</i>	<i>37</i>
12	ANALISI STRUTTURALE: MURO AD "L" .....	42
12.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	42
	<i>12.1.1 Risultati .....</i>	<i>42</i>
12.2	VERIFICHE STRUTTURALI .....	45
	<i>12.2.1 Sollecitazioni .....</i>	<i>45</i>
	<i>12.2.1 Verifiche .....</i>	<i>48</i>
13	INCIDENZE .....	50

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la verifica dei muri di sostegno in prossimità del ponte ferroviario posto al km -0+114 del progetto definitivo di potenziamento della linea Rho - Arona.

Il progetto di potenziamento riguarda la tratta di linea compresa tra la stazione di Rho e la radice lato Gallarate della stazione di Parabiago, nonché un intervento localizzato nei pressi della stazione di Busto Arsizio, per la realizzazione del "raccordo Y".

La tratta in esame è ubicata a nord-ovest di Milano ed interessa una fascia di territorio compresa nei comuni di Rho, Pregnana Milanese, Vanzago, Pogliano Milanese, Nerviano e Parabiago in provincia di Milano, alla quale si aggiunge una porzione di territorio dei comuni di Castellanza e Busto Arsizio in provincia di Varese.



## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo del presente documento è quello di verificare i muri di sostegno da prevedere lungo le sponde del fiume Olona. Sono presenti due tipologie di strutture differenti:

- Muro ad "L"
- Muro ad "U"

La sezione ad "L" ha altezza massima pari a 2.80 al di sopra della fondazione.

La sezione ad "U" ha larghezza interna pari a 10.00m e altezza del paramento variabile da 4.10 a 1.90 al di sopra della fondazione.

	<p align="center"><b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b></p> <p align="center"><b>TRATTA RHO-GALLARATE</b></p> <p align="center"><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>					
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b></p>	<p>COMMESSA <b>MDL1</b></p>	<p>LOTTO 31</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0404 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 5 di 50</p>

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

- [E\_1] MDL1 12 D26 RB GE0005 001 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Relazione geotecnica generale.
- [E\_2] MDL1 12 D26 F5 GE0005 001 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 1/4.
- [E\_3] MDL1 12 D26 F5 GE0005 002 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 2/4.
- [E\_4] MDL1 12 D26 F5 GE0005 003 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 3/4.
- [E\_5] MDL1 12 D26 F5 GE0005 004 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 4/4.
- [E\_6] MDL1 12 D26 WA RI0000 001 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Rilevati - Sezioni tipo degli interventi.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 002	A	6 di 50

#### 4 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari;
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra;
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria;
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo;
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia;
- Regolamento (UE) n. 1299/2014 della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle Specifiche Tecniche di Interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea.

## 5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

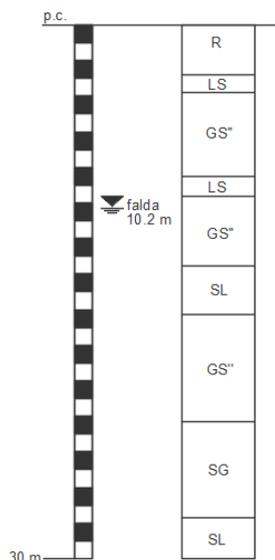
La caratterizzazione stratigrafica della tratta in esame è stata individuata dalle informazioni ottenute dalla campagna d'indagine svolta nell'anno 2008.

Nel profilo geotecnico della tratta, sono rappresentate le indagini eseguite durante la campagna geognostica del 2008: in particolare, nelle immediate vicinanze dell'opera in esame (prg. km 0+114) è stato eseguito il sondaggio S28, spinto fino alla profondità di 30.0 m dal p.c.

Sulla base di quanto sopra e dalla caratterizzazione stratigrafica e dei parametri geotecnici di progetto riportati nella relazione geotecnica generale, per l'opera in oggetto è stata individuata la caratterizzazione stratigrafico-geotecnica di progetto riportata nella seguente scheda geotecnica, caratterizzante il sito di ubicazione dell'opera.

Si riporta di seguito la scheda geotecnica caratterizzante il sito d'ubicazione dell'opera:

OPERA: VI04  
PK rif. KM 0+100  
SONDAGGIO DI RIFERIMENTO: PNMDL1M28



### LEGENDA UNITA'

Unità	DESCRIZIONE
LS	Limo sabbioso, a tratti limo argilloso debolmente sabbioso
GS*	Ghiaia sabbiosa (livelli superficiali entro 5m)
GS*	Ghiaia sabbiosa (livelli profondi oltre 5m)
SG	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa
SL	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa, con qualche elemento lapideo di dimensioni cm

### PARAMETRI GEOTECNICI

	$\gamma$	$c_u$	$c'$	$\phi$	$V_s$	$G_0$	$E_{op}$	$k$	$N_{SPT}$	$c_v$
	( $\text{kN/m}^3$ )	(kPa)	(kPa)	(°)	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(cm/s)	( $N_2+N_3$ )	( $\text{cm}^2/\text{s}$ )
LS	20	30÷100	10÷30	25÷30	-	-	10÷20	10 <sup>-5</sup>	-	3.10 <sup>-3</sup> ÷5.10 <sup>-3</sup>
GS*	19÷20.5	-	-	35÷37	200÷350	70÷250	20÷40	10 <sup>-2</sup> ÷10 <sup>-3</sup>	4÷37	-
GS*	19÷20.5	-	-	37÷39	250÷450	150÷400	15÷45	10 <sup>-2</sup> ÷10 <sup>-3</sup>	25÷60	-
SG	20÷21	-	-	32÷35	300÷450	200÷450	15÷30	10 <sup>-3</sup>	30÷60	-
SL	20÷21.5	-	-	30÷32	-	-	18÷20	10 <sup>-4</sup>	-	-

### Note

$\gamma$	peso per unità di volume
$c_u$	resistenza non drenata
$c'$	coesione efficace
$\phi$	angolo di resistenza al taglio
$V_s$	velocità delle onde di taglio nei primi 30 m
$G_0$	modulo di taglio a piccole deformazioni
$E_{op}$	modulo di Young operativo
$k$	coefficiente di permeabilità
$N_{SPT}$	numero di colpi / 30 cm
$c_v$	coefficiente di consolidazione

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 002	A	8 di 50

I simboli rappresentati nella scheda geotecnica hanno il seguente significato:

$\gamma'$ =	peso di volume naturale
$c_u$ =	coesione non drenata
$c'$ =	coesione efficace
$\phi'$ =	angolo d'attrito
$\nu$	coefficiente di Poisson
$V_s$ =	velocità delle onde di taglio
$G_o$ =	modulo di taglio iniziale associato a piccole deformazioni
$E_o$ =	modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno
$E_{op}$ =	modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno
$E_u$ =	modulo di Young operativo in condizioni non drenate
$E_s$ =	modulo di reazione orizzontale
$K_h$ =	gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale
$N_{SPT}$ =	numero di colpi/30 cm di riferimento nel calcolo dei pali di fondazione
$c_v$ =	coefficiente di consolidazione primaria
$c_\alpha$ =	coefficiente di consolidazione secondaria

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>  <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

## 6 MATERIALI

### 6.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo classe C12/15 (calcestruzzo magro)

$R_{ck}$  = **15.00** MPa resistenza caratteristica cubica

Calcestruzzo classe C28/35 (impiegato per i muri)

CL	=	<b>C28/35</b>	Classe di resistenza adottata
$R_{ck}$	=	<b>35</b> MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck}$	=	29.05 MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm}$	=	37.05 MPa	resistenza cilindrica media
$f_{ctm}$	=	2.83 MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}$	=	1.98 MPa	resistenza caratteristica a trazione semplice
$f_{cfm}$	=	3.40 MPa	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm}$	=	32 588.11	modulo elastico istantaneo

### 6.2 Acciaio per strutture in conglomerato cementizio

Acciaio **B450C**

$f_{tk}$	≥	<b>540.00</b> MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{yk}$	≥	<b>450.00</b> MPa	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s$	=	<b>1.15</b>	coefficiente del materiale
$f_{yd}$	≥	391.30 MPa	tensione caratteristica di snervamento di calcolo
$E_s$	=	206 000.00 MPa	Modulo elastico

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi considerata nel calcolo delle sollecitazioni sulle strutture in oggetto.

### 7.1 Pesì propri

Il peso dei differenti elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

### 7.2 Sovraccarichi accidentali

I terrapieni sorretti dai muri di sostegno non sono destinati a sorreggere carichi variabili. E' in ogni caso da tenersi in conto l'accesso per manutenzione, che corrisponde ad un carico uniformemente distribuito pari a:  
 $q = 10.00 \text{ kN/mq}$ .

### 7.3 Azione del sisma

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati i seguenti valori:  $VN=50$  anni e classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $CU = 1.50$ .

La vita di riferimento  $VR$  è quindi pari a 75 anni.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso  $CU = 1.5$
- Vita nominale  $VN = 50$ anni
- Categoria di suolo: C
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura  $q = 1$

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Varese COMUNE: Gallarate

Elaborazioni grafiche

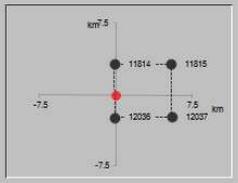
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito





Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le zioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica. Con tale azione sismica agente, le forze risultanti trasmesse dall'impalcato al piano appoggi della spalla in corrispondenza della sommità del muro di testata sono riportate al paragrafo successivo, sotto le voci Ex, Ey ed Ez.

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_n$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $T_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>			
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>			
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>			
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>			

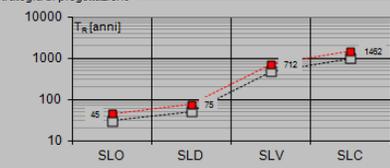
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--- Strategie per costruzioni ordinarie

--- Strategie scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite  
 Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale  
 Categoria di sottosuolo: **C** info  $S_g = 1.500$   $C_C = 1.568$  info  
 Categoria topografica: **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(In quota sfo. H=altezza rilievo topografico)

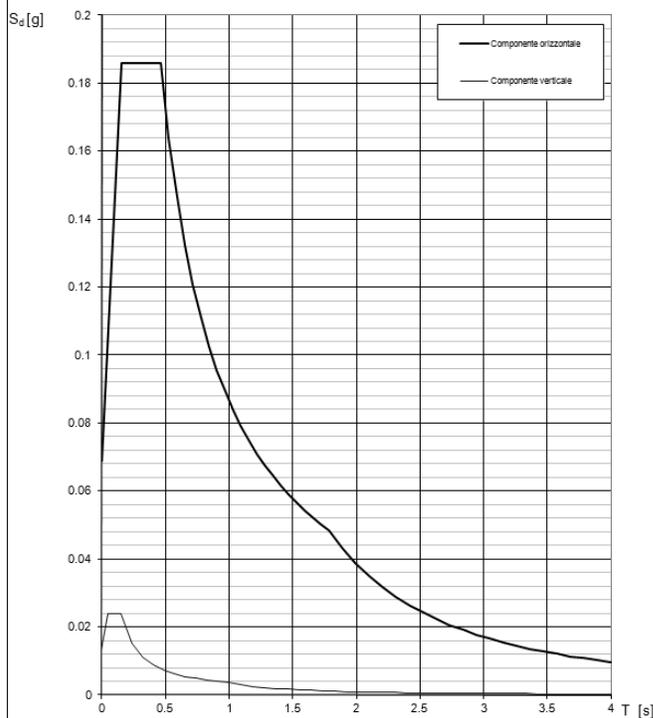
Compon. orizzontale  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%): **5**  $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$ : **1** Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale  
 Spettro di progetto Fattore  $q_v$ : **1.5**  $\eta = 1/q_v = 0.667$  info

Elaborazioni  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

Di seguito si riporta a titolo di esempio lo spettro di progetto per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV relativamente alle componenti orizzontali, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.046 g
$F_a$	2.700
$T_a^-$	0.237 s
$S_a$	1.500
$C_c$	1.568
$S_c$	1.000
$q$	1.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_a$	0.155 s
$T_c$	0.465 s
$T_b$	1.784 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1 \cdot S_2 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1.0 / (5 + \xi)} \geq 0.55, \eta = 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_a^- \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 4 \cdot 0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_b} + 1 \cdot \frac{T}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_b}{T} \right)$$

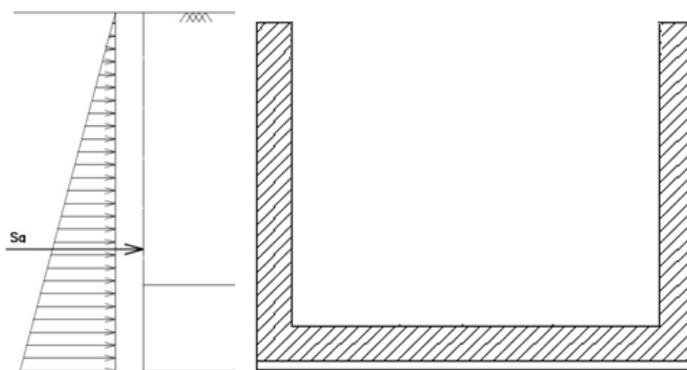
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo con  $1/q$  dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

$T$ [s]	$S_d$ [g]
0.000	0.069
0.155	0.186
0.465	0.186
0.528	0.164
0.591	0.146
0.653	0.132
0.716	0.121
0.779	0.111
0.842	0.103
0.905	0.096
0.967	0.089
1.030	0.084
1.093	0.079
1.156	0.075
1.218	0.071
1.281	0.067
1.344	0.064
1.407	0.061
1.470	0.059
1.532	0.056
1.595	0.054
1.658	0.052
1.721	0.050
1.784	0.048
1.847	0.043
1.909	0.039
2.100	0.035
2.206	0.032
2.311	0.029
2.417	0.026
2.522	0.024
2.628	0.022
2.733	0.021
2.839	0.019
2.945	0.018
3.050	0.017
3.156	0.015
3.261	0.014
3.367	0.014
3.472	0.013
3.578	0.012
3.683	0.011
3.789	0.011
3.894	0.010
4.000	0.010

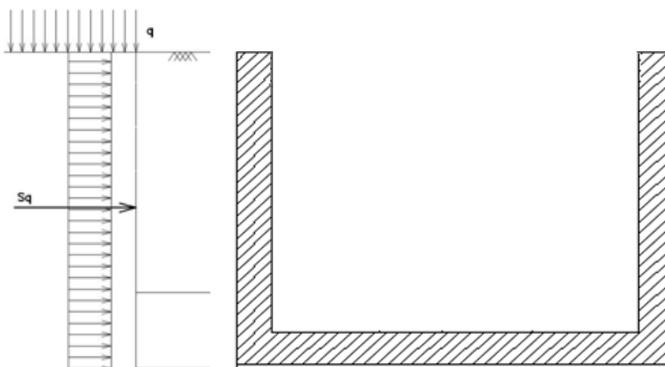
#### 7.4 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a  $S=1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$ , applicata ad 1/3 dal basso. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .



#### 7.5 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

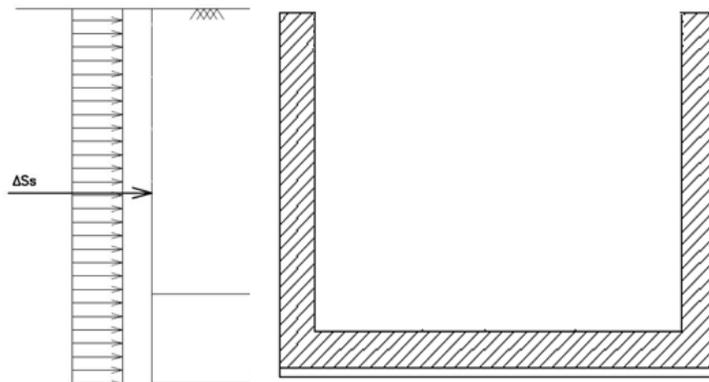
Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.



	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 002	A	14 di 50

## 7.6 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad H/2.



## 8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qt}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

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

### 9.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-presso-flessione

La verifica sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa.

Con riferimento alla sezione presso inflessa, sotto rappresentata assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma - \epsilon$  di definiti ai paragrafi 4.1.2.1.2.2 e 4.1.2.1.2.3 del D.M.14/01/08, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$MRd = MRd (NEd) \geq MEd$$

dove:

NEd è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

MRd è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;

MEd è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

### 9.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica a taglio viene condotta per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio mediante l'espressione fornita dalla normativa:

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

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

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k_3 / 2 f_{ck}^{1/2}$$

d altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (bwd)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui tale verifica non sia soddisfatta, occorre procedere alla seconda verifica, quella prevista per gli elementi con armatura trasversali resistenti a taglio.

In tal caso la resistenza a taglio ultima è fornita dal valore minore delle due resistenze secondo il meccanismo taglio-trazione o taglio-comprensione forniti da normativa. Più precisamente:

- per la resistenza a "taglio trazione":

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

- per la resistenza a "taglio trazione":

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

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove d,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

1,25 per  $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$  per  $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:  $1 \leq c_{tg} \theta \leq 2,5$ .

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 002	A	18 di 50

### 9.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura delle fessure nella combinazione caratteristica Rara. I valori nominali di riferimento sono:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

## 10 VERIFICHE GEOTECNICHE

Il calcolo del muro di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)

### Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

$$\frac{Fr}{Fs} \geq \eta s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $ca$  l'adesione terreno-fondazione e con  $Br$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$Fr = N \operatorname{tg} \delta f + caBr$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

#### Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta q$$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale: 
$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$  
$$q_u = 5.14c(1+sc+dc-ic-gc-bc) + q$$

in cui  $dc, dq, d\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $sc, sq, s\gamma$ , sono i fattori di forma;  $ic, iq, i\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico;  $bc, bq, b\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $gc, gq, g\gamma$ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 002	A	21 di 50

I fattori  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

*Fattori di forma*

per  $\phi = 0$

$$s_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

per  $\phi > 0$

$$s_q = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

*Fattori di profondità*

Si definisce il parametro  $k$  come:

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

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

I vari coefficienti si esprimono come:

per  $\phi = 0$

$$d_c = 0.4k$$

per  $\phi > 0$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

*Fattori di inclinazione del carico*

Indichiamo con  $V$  e  $H$  le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B' \times L'$  ( $B'$  e  $L'$  sono legate alle dimensioni effettive della

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A

fondazione B, L e all'eccentricità del carico eB, eL dalle relazioni  $B' = B - 2eB$   $L' = L - 2eL$  ) e con l'angolo  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta=0$  per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per  $\phi = 0$

$$i_c = 1/2 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$$

per  $\phi > 0$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi} \right)^5$$

per  $\eta = 0$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi} \right)^5$$

per  $\eta > 0$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi} \right)^5$$

*Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione*

per  $\phi = 0$

$$b_c = \frac{\eta}{147}$$

per  $\phi > 0$

$$b_c = 1 - \frac{\eta}{147}$$

$$b_q = e^{-2\eta \text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg}\phi}$$

*Fattori di inclinazione del terreno*

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle seguenti espressioni:

per  $\phi = 0$

$$g_c = \frac{\beta}{147}$$

per  $\phi > 0$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg}\beta)^5$$

	<p><b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b></p> <p><b>TRATTA RHO-GALLARATE</b></p> <p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>					
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b></p>	<p>COMMESSA <b>MDL1</b></p>	<p>LOTTO 31</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0404 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 23 di 50</p>

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

$$H < V \operatorname{tg} \delta + A f_{ca}$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

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

Le verifiche vengono eseguite con le seguenti combinazioni: Approccio 2 (A1+M1+R3) per le verifiche strutturali / geotecniche.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 002	A	24 di 50

## 11 ANALISI STRUTTURALE: MURO AD "U"

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Convenzione assi

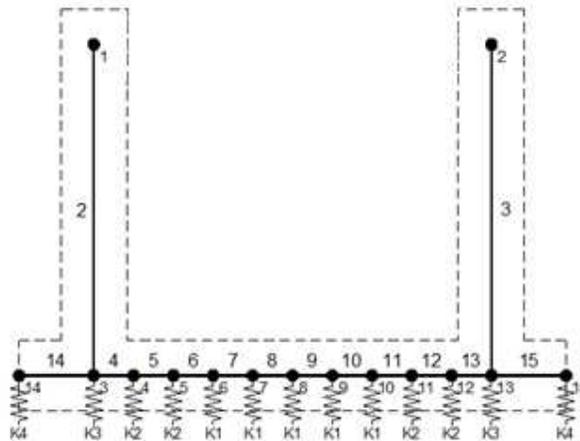
**x** = asse trasversale dello scatolare

**y** = asse longitudinale dello scatolare

**z** = asse verticale dello scatolare

### 11.1 Modellazione strutturale

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite molle alla Winkler.



La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate, l'interazione terreno- struttura.

Per la rigidità delle molle, nell'opera in esame si considera un modulo di reazione verticale  $K_w$  pari a 5000  $\text{kN/m}^3$ . Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle:

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 002	A	25 di 50

**Rigidezze molle**

Interasse molle	i	$(0.40/2 + 10.00 + 0.40/2) / 10 =$	1.04	m
Molle centrali	K1	$5000 \cdot 1.04 =$	5,200	kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 5000 \cdot 1.04 =$	7,800	kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 5000 \cdot (1.04/2 + 0.40/2) =$	7,200	kN/m
Molle risolto	K4	-	0	kN/m

In funzione dello stato di sollecitazione, si differenziano le rigidezze delle molle verso il piedritto.

**11.2 Analisi dei carichi**

**Geometria**

**Caratteristiche materiali e terreno**

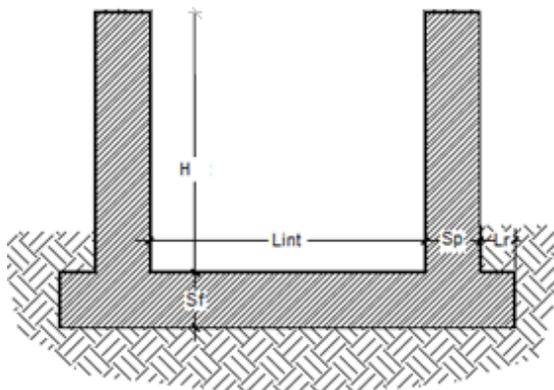
Calcestruzzo armato - Peso specifico	Y		25	kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato - Tipo			C28/35	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R <sub>ck</sub>		35	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f <sub>ck</sub>	$0.83 \cdot 35 =$	29.1	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E		32600	N/mm <sup>2</sup>
Ballast - Peso specifico	Y <sub>b</sub>		18	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Peso specifico	Y		20	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	φ		38	°
Terreno di fondazione	K <sub>w</sub>		5000	kN/m <sup>3</sup>
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			ordinarie	

**Ricoprimento**

Spessore ballast+armamento	H <sub>b</sub>		0.00	m
Spessore medio traversina+binario	H <sub>t</sub>		0.00	m
Spessore ballast sotto la traversina			0.00	m
Spessore del rinterro	H <sub>r</sub>		0.00	m

**Geometria**

Spessore soletta superiore	S <sub>s</sub>		0.00	m
Spessore soletta di fondazione	S <sub>f</sub>		0.60	m
Spessore piedritti	S <sub>p</sub>		0.40	m
Altezza netta	H <sub>int</sub>		4.10	m
	H <sub>int</sub>		2.80	m
Larghezza netta	L <sub>int</sub>		10.00	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L <sub>r</sub>		0.00	m



Tab. 1: Geometria del modello

**Azioni elementari applicate**

**Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)**

K0		$1 - \text{sen}(38^\circ) =$	0.384	
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.384 \cdot 0.00 =$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.384 \cdot (0.00 + 20 \cdot 0.00/2) =$	<b>0.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.384 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00/2 + 4.10 + 0.60/2)] =$	<b>33.83</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.384 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00/2 + 4.10 + 0.60)] =$	36.14	kN/m <sup>2</sup>
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(0.00 + 0.00)/2 \cdot 0.00/2$	<b>0.00</b>	<b>kN/m</b>
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(33.83 + 36.14)/2 \cdot 0.60/2$	<b>10.49</b>	<b>kN/m</b>
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.384 \cdot 0.00 =$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.384 \cdot (0.00 + 20 \cdot 0.00/2) =$	<b>0.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.384 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00/2 + 2.80 + 0.60/2)] =$	<b>23.84</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.384 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00/2 + 2.80 + 0.60)] =$	26.14	kN/m <sup>2</sup>
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(0.00 + 0.00)/2 \cdot 0.00/2$	<b>0.00</b>	<b>kN/m</b>
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(23.83 + 26.14)/2 \cdot 0.60/2$	<b>7.50</b>	<b>kN/m</b>

**Spinta del carico accidentale (Condizioni *SPACCSX* e *SPACCDX*)**

Spinta dovuta al q1	p	$0.384 \cdot 10$	<b>3.84</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
---------------------	---	------------------	-------------	-------------------------

**Sisma orizzontale (Condizione *SISMAH*)**

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	$\downarrow V_N$		50	anni
Classe d'uso	$\downarrow$		III	
Coefficiente $C_U$	$C_U$		1.5	
Periodo di riferimento	$V_R$		75	anni
Accelerazione orizzontale	$a_g/g$		0.05	
Amplificazione spettrale	$F_0$		2.70	
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	$S_s$		1.500	
Coeff. Amplificazione topografica	$S_t$		1	
Coefficiente S	$S = S_s \cdot S_t$		1.500	
accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g = a_g/g \cdot S$		0.069	
Fattore di struttura	$q$		1.00	
Coeff. sismico orizzontale	$k_h = a_{max}/g$		0.069	
Coeff. sismico verticale	$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$		0.035	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1.1 \cdot 1000 / (0.00 \cdot 6.40) \cdot 6.40 + 1.1 \cdot 80 / 0.00 \cdot 10.80 =$	0.0	kN/m
Forza orizz. sui piedritti	FHp	$0.069 \cdot (0.40 \cdot 25) / 1.00 =$	<b>0.69</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

**Spinta del terreno in fase sismica (Condizione *SPSDX*)**

Risultante della spinta sismica	$\Delta S_E$	$= (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot (H_{int} + S_s + S_f + H_b + H_r)^2 = 0.069 \cdot 20 \cdot 4.70^2$	30.5	kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_E$	$= \Delta S_E / H = 30.5 / 4.40$	<b>6.93</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

### 11.3 Combinazioni

STRU	PERM	ACC-M	ACC-T	AVV	SPTSX	SPTDX	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX
01S1-11M	1.35	1.45	0	0	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0
02S1-11T	1.35	0	1.45	0	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0
03S1-12M	1.35	1.45	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
04S1-12T	1.35	0	1.45	0	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
05S1-13M	1.35	1.45	0	0	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0
06S1-13T	1.35	0	1.45	0	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0
07S1-14-	1.35	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
08S1-15-	1.35	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0
09S1-21M	1.35	1.45	0	0	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0
10S1-21T	1.35	0	1.45	0	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0
11S1-22M	1.35	1.45	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0
12S1-22T	1.35	0	1.45	0	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0
13S1-23M	1.35	1.45	0	0	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0
14S1-23T	1.35	0	1.45	0	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0
15S1-24-	1.35	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0
16S1-25-	1.35	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0
17S1T11M	1.35	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	0	0	0	0
18S1T11T	1.35	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	0	0	0	0
19S1T12M	1.35	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0
20S1T12T	1.35	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0
21S1T13M	1.35	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0
22S1T13T	1.35	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0
23S1T14-	1.35	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0
24S1T15-	1.35	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0
25S1T21M	1.35	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0
26S1T21T	1.35	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0
27S1T22M	1.35	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0
28S1T22T	1.35	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0
29S1T23M	1.35	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0
30S1T23T	1.35	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0
31S1T24-	1.35	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0
32S1T25-	1.35	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0
33S3-11M	1.35	1.45	0	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0
34S3-11T	1.35	0	1.45	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0
35S3-12M	1.35	1.45	0	1.45	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
36S3-12T	1.35	0	1.45	1.45	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
37S3-13M	1.35	1.45	0	1.45	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0
38S3-13T	1.35	0	1.45	1.45	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0
39S3-21M	1.35	1.45	0	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0
40S3-21T	1.35	0	1.45	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0
41S3-22M	1.35	1.45	0	1.45	1.35	1.35	1.16	1.16	-0.9	1.35	0	0	0
42S3-22T	1.35	0	1.45	1.45	1.35	1.35	1.16	1.16	-0.9	1.35	0	0	0
43S3-23M	1.35	1.45	0	1.45	1.00	1.35	0	1.16	-0.9	1.35	0	0	0
44S3-23T	1.35	0	1.45	1.45	1.00	1.35	0	1.16	-0.9	1.35	0	0	0

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI**

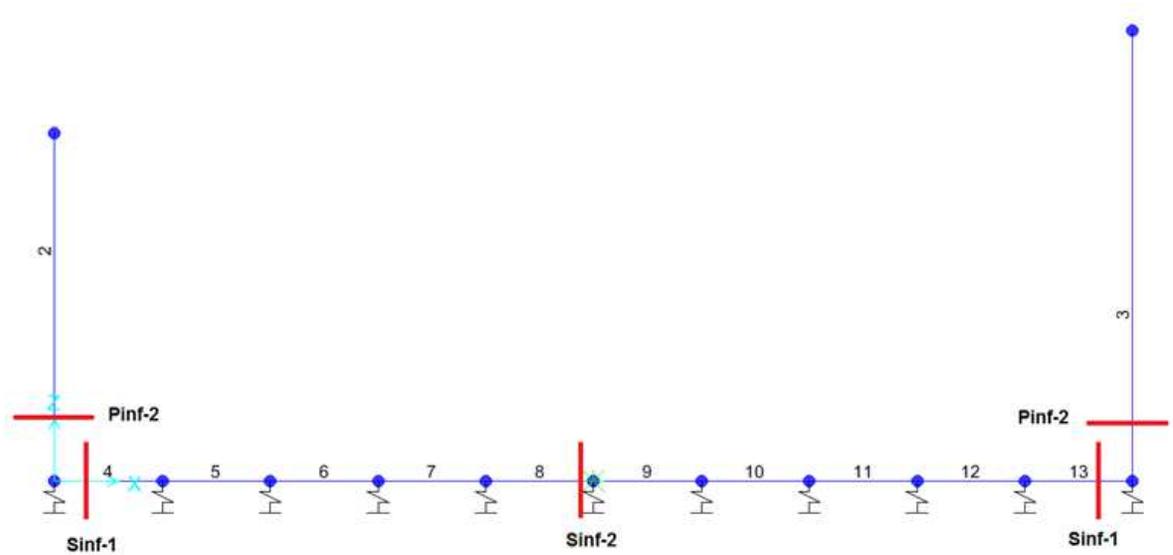
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 002	A	28 di 50

45SSS1--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	0.3	1
46SSS2--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	-0.3	1
47SSS3--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	1	0.3
48SSS4--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	-1	0.3
49SSS5--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	0.3	1
50SSS6--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	-0.3	1
51SSS7--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	1	0.3
52SSS8--	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	-1	0.3
53R3-11M	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0
54R3-11T	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0
55R3-12M	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0
56R3-12T	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0
57R3-13M	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0
58R3-13T	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0
59R3-21M	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0
60R3-21T	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0
61R3-22M	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0
62R3-22T	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0
63R3-23M	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0
64R3-23T	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0
65R1T11M	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0
66R1T11T	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0
67R1T12M	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0
68R1T12T	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0
69R1T13M	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0
70R1T13T	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0
71R1T21M	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0
72R1T21T	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0
73R1T22M	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0
74R1T22T	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0
75R1T23M	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0
76R1T23T	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0

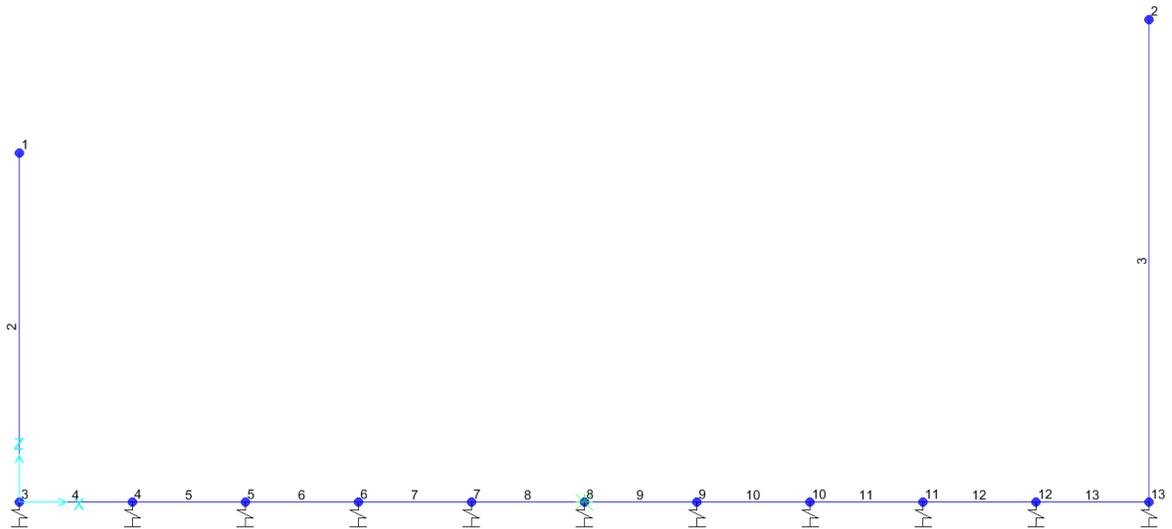
Dove:

- PERM**           ·     permanenti
- ACC-M**         ·     carico accidentale ( max momento)
- ACC-T**         ·     carico accidentale ( max taglio)
- AVV**            ·     avviamento
- SPTSX**         ·     Spinta del terreno sulla parete SX
- SPTDX**         ·     Spinta del terreno sulla parete DX
- SPACCSX**     ·     Spinta del carico acc. sulla parete SX
- SPACCDX**     ·     Spinta del carico acc. sulla parete DX
- TERM**          ·     Termica
- RITIRO**        ·     Ritiro
- SISMAH**       ·     Sisma orizzontale
- SISMAV**       ·     Sisma verticale
- SPSDX**        ·     Incremento sismico della spinta del terreno

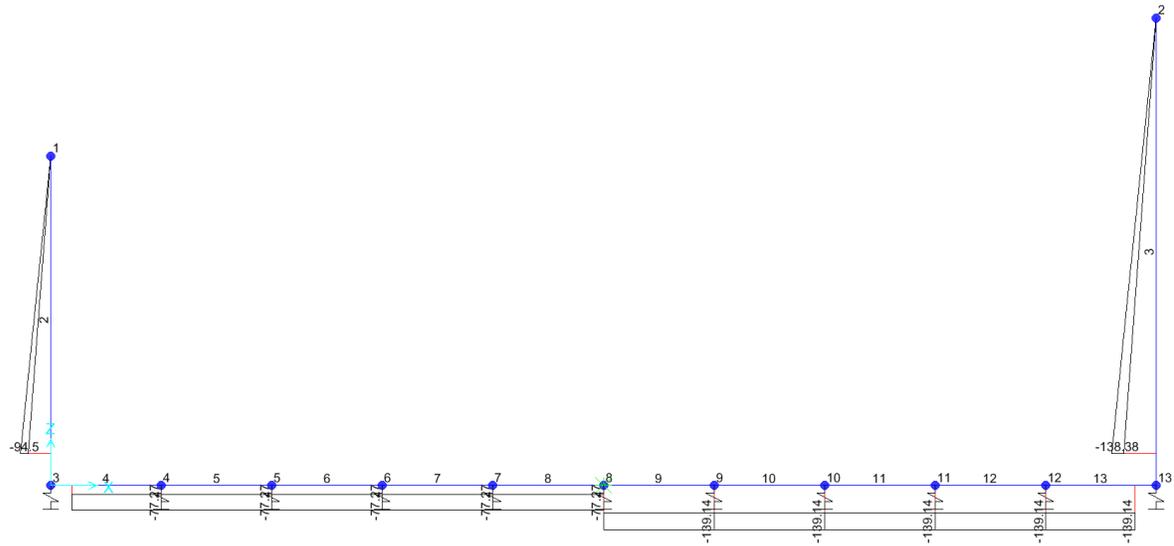
**11.4 Sollecitazioni**



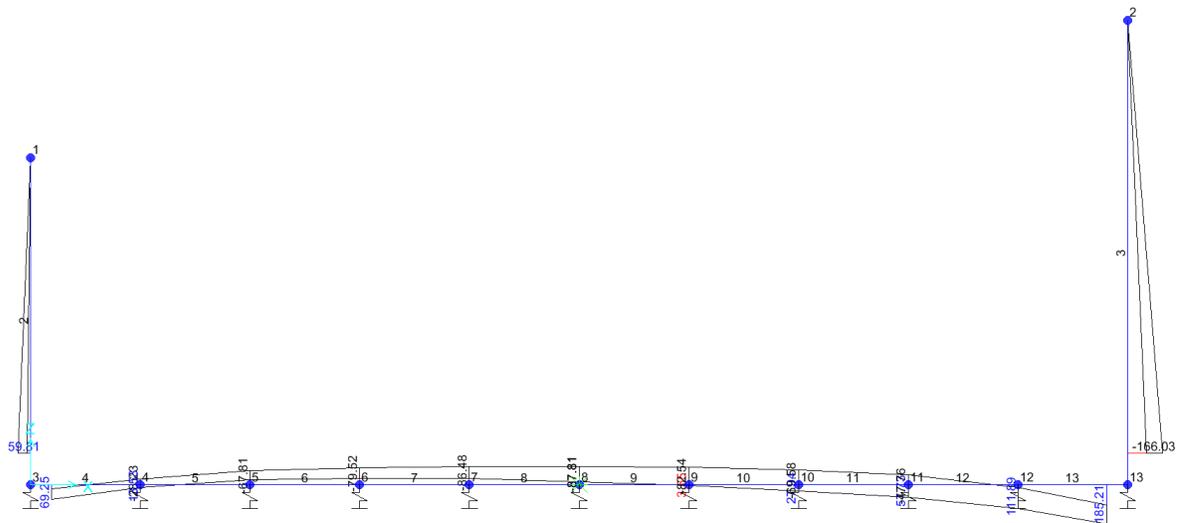
*Tab. 2: Sezioni di verifica*



*Tab. 3: Nomenclatura (frame/nodi)*

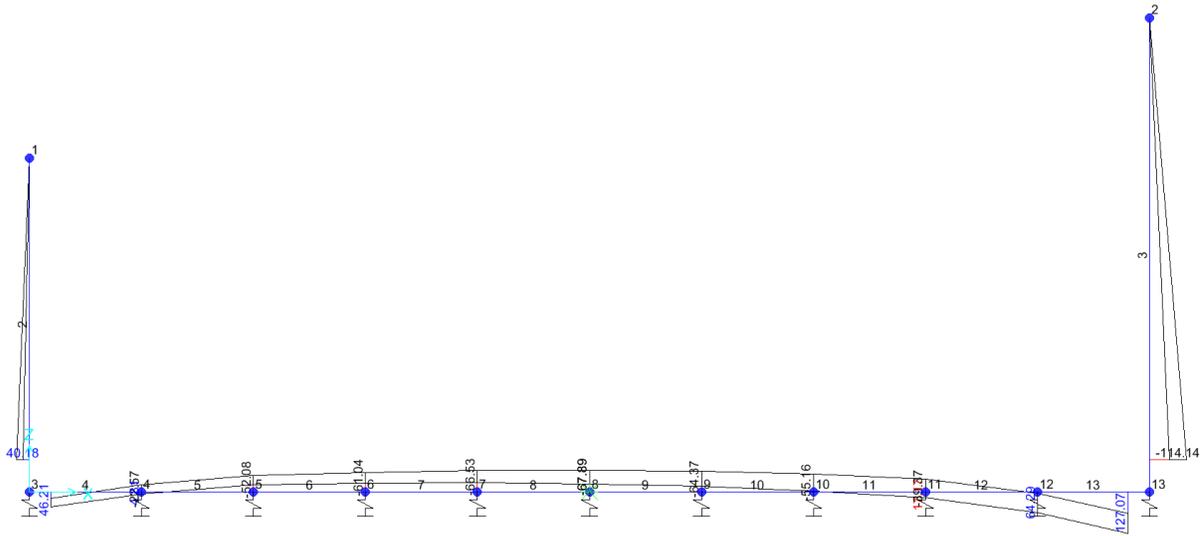


*Tab. 4: Sforzo Normale – Involuppo SLU*

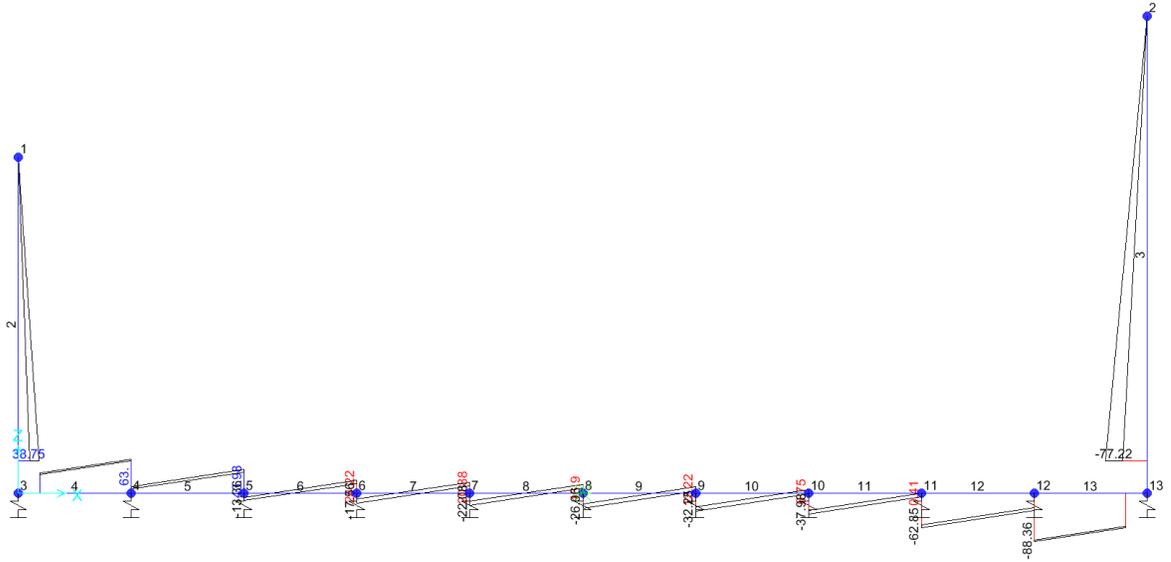


*Tab. 5: Momento flettente – Involuppo SLU*





Tab. 8: Momento flettente – Involuppo SLE



Tab. 9: Taglio – Involuppo SLE

	<p><b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b></p> <p><b>TRATTA RHO-GALLARATE</b></p> <p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>					
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b></p>	<p>COMMESSA <b>MDL1</b></p>	<p>LOTTO 31</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0404 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 33 di 50</p>

## 11.5 Verifiche strutturali

### 11.5.1 Verifica piedritti

**Sezione: 40 x 100 cm**

Armatura a flessione:

- Sommità Psup-1

Armatura tesa

φ 20/20 cm + φ 20/40

Armatura compressa

φ 20/20 cm

- Spiccato Pinf-2

Armatura tesa

φ 20/20 cm

Armatura compressa

φ 20/20 cm

Armatura a taglio:

Spille φ 10/40x40 cm.



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd1}$  la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd2}$  la verifica è soddisfatta.

**Calcestruzzo**

Tipo	C28/35	
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	29.1	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	16.5	N/mm <sup>2</sup>

**Acciaio**

$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni**

$V_{Ed}$	kN	<b>110</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

**Piedritto**

**Armatura a taglio**

Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	1.96
Passo s	cm	40
Angolo $\alpha$	°	90

**Armatura longitudinale**

$n_1$		7.5
$\varnothing_1$	mm	20
$n_2$		
$\varnothing_2$	mm	
Asl	cm <sup>2</sup>	23.56

**Sezione**

$b_w$	cm	100
H	cm	40
c	cm	7.2
d	cm	32.8
k	N/mm <sup>2</sup>	1.78
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.45
$\rho$		0.0072
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

**Resistenza senza armatura a taglio**

$V_{Rd}$	kN	<b>193</b>
----------	----	------------

**Resistenza con armatura a taglio**

Inclinazione puntone $\theta$	°	21.8
$V_{RSd}$	kN	142
$V_{RCd}$	kN	838
$V_{Rd}$	kN	<b>142</b>

Vengono disposte le spille in una quantità di  $\varnothing 10/40 \times 40$  cm

- Verifica a fessurazione (Spiccatto Pinf-2)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>114</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>103</b>	kN

**Materiali**

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	11.0	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	2.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>260</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>40</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	15.71	cm <sup>2</sup>	5 Ø 20	$C_{s1} = 7.2$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	23.56	cm <sup>2</sup>	7.5 Ø 20	$C_{t1} = 7.2$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>6.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>147.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	110.7	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	90.7	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	12.6	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	4550	cm <sup>2</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	629843	cm <sup>4</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id+}$	217849	cm <sup>4</sup>		

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	71	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	98	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	95.3	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	75.3	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	5.3		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	124.3	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	12.8	cm	
	$\beta_1$	<b>1</b>		
	$\beta_2$	<b>0.5</b>		
Deform. unitaria media dell'arm.	$\epsilon_{sm}$	0.00046		
Copriferro netto	c'	6.2	cm	
Altezza efficace	$d_{eff}$	21.2	cm	
Area efficace	$AC_{eff}$	2120	cm <sup>2</sup>	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	23.6	cm <sup>2</sup>	
	$\rho_r$	0.01111		
Distanza tra le barre	s	13.3	cm	
	$K_2$	<b>0.4</b>		
	$K_3$	<b>0.125</b>		
Distanza media tra le fessure	$s_{rm}$	24.1	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w <sub>m</sub>	0.11	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w <sub>k</sub>	<b>0.19</b>	mm	

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A	FOGLIO 37 di 50

### 11.5.2 Verifica soletta inferiore

**Sezione: 60 x 100 cm**

Armatura a flessione:

- Appoggio Sinf-1

Armatura tesa

φ 20/20 cm

Armatura compressa

φ 20/20 cm

- Campata Sinf-2

Armatura tesa

φ 20/20 cm

Armatura compressa

φ 20/20 cm

Armatura a taglio:

Spille φ 10/40x40 cm.





- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd1}$  la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd2}$  la verifica è soddisfatta.

**Calcestruzzo**

Tipo	C28/35	
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	29.1	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	16.5	N/mm <sup>2</sup>

**Acciaio**

$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni**

$V_{Ed}$	kN	<b>120</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

**Soletta inf**

**Armatura a taglio**

Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	1.96
Passo s	cm	40
Angolo $\alpha$	°	90

**Armatura longitudinale**

$n_1$		5
$\varnothing_1$	mm	20
$n_2$		
$\varnothing_2$	mm	
Asl	cm <sup>2</sup>	15.71

**Sezione**

$b_w$	cm	100
H	cm	60
c	cm	7.2
d	cm	52.8
k	N/mm <sup>2</sup>	1.62
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.39
$\rho$		0.0030
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

**Resistenza senza armatura a taglio**

$V_{Rd}$	kN	<b>210</b>
----------	----	------------

**Resistenza con armatura a taglio**

Inclinazione puntone $\theta$	°	21.8
$V_{RSd}$	kN	228
$V_{RCd}$	kN	1349
$V_{Rd}$	kN	<b>228</b>

Vengono disposte le spille in una quantità di  $\phi 10/40 \times 40$  cm

- Verifica a fessurazione (Appoggio Sinf-1)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>127</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>98</b>	kN

**Materiali**

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	11.0	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	2.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>260</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>60</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	15.71	cm <sup>2</sup>	5 Ø 20	$c_{s1} = 7.2$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	15.71	cm <sup>2</sup>	5 Ø 20	$c_{t1} = 7.2$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>3.6</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>137.7</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	129.6	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	99.6	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	14.9	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	6440	cm <sup>2</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	2044969	cm <sup>4</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	462916	cm <sup>4</sup>		

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	148	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 002	REV. A	FOGLIO 42 di 50

## 12 ANALISI STRUTTURALE: MURO AD "L"

### 12.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro (scorrimento sul piano di posa, collasso fondazione e ribaltamento) sono state effettuate utilizzando un foglio di calcolo Excel nel quale vengono valutate le azioni destabilizzanti, le forze resistenti ed a partire da queste le sollecitazioni sulla parete del muro e nella soletta di fondazione.

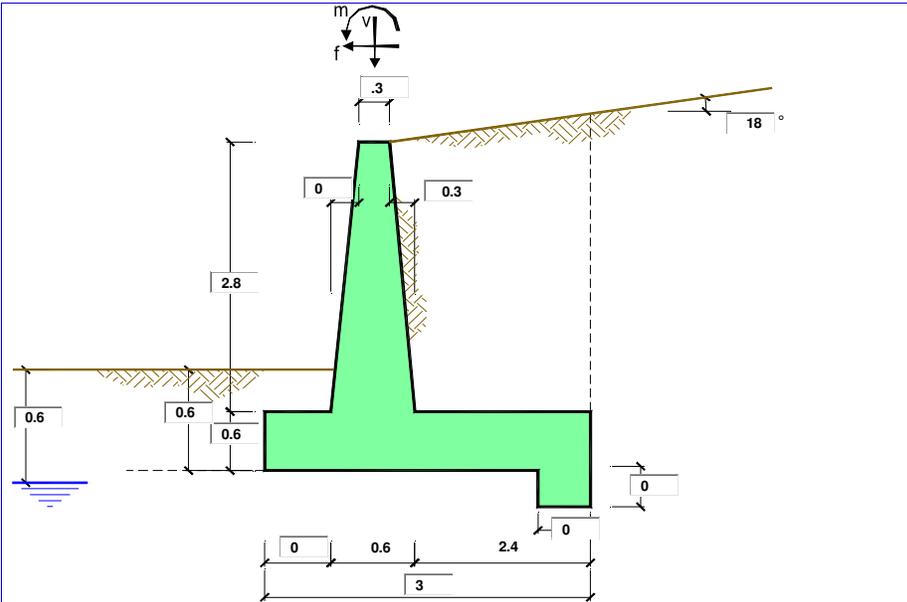
Sono state analizzate sia le condizioni statiche sia le condizioni sismiche, considerando l'azione del moto sismico di riferimento. In queste ultime le "azioni sismiche", tipicamente dinamiche, sono state schematizzate come forze statiche equivalenti (metodo pseudo-statico).

Le verifiche sono state effettuate considerando per il terreno di fondazione del muro un comportamento drenato.

Le verifiche allo stato limite ultimo in condizioni sismiche sono state condotte in analogia a quanto fatto per le verifiche in condizioni statiche adottando per i coefficienti A1 un valore pari a 1.

#### 12.1.1 Risultati

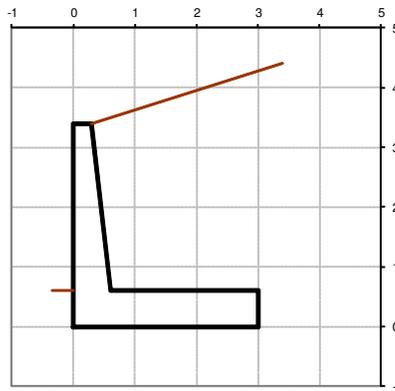
Nel presente paragrafo sono riportati i dati di input ed i risultati delle verifiche geotecniche in termini di coefficienti di sicurezza ottenuti.



OPERA **VI04**

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="checkbox"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="checkbox"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="checkbox"/>
	SLE (DM88)			<input type="checkbox"/>
altro			<input type="checkbox"/>	



Peso Specifico del Calcestruzzo  $\gamma_{cl}$  = 25.00 (kN/m<sup>3</sup>)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole	$\gamma_G$	1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole	$\gamma_Q$	1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi_u$	$\gamma_{\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_s$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00



# POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA

## TRATTA RHO-GALLARATE

### PROGETTO DEFINITIVO

#### RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 002	A	44 di 50

Dati Geotecnici			valori caratteristici SLE	valori di progetto		
				STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	38.00	38.00 32.01	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	20.00	20.00 20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	19.00	19.00 16.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c_1'$	0.00	0.00 0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi_1'$	37.00	37.00 31.08	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	19.00	19.00 19.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	19.00	19.00 19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
Dati Terreno	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	3000		
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.05	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	1	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.075	(-)		
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0375	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no			
Coefficienti di Spinta			SLE	STR/GEO	EQU	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.268	0.268	0.359	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.329	0.329	0.440	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.334	0.334	0.447	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.023	4.023	3.135	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.876	3.876	3.004	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.864	3.864	2.994	
Carichi Agenti			valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto		
	Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00 0.00
		Sovraccarico su zattera di monte	<input type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no			
		Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00 0.00
		Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00 0.00
	Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00 0.00
		Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	10.00	15.00 15.00
		Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00 0.00
		Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00 0.00
		Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00 0.00
	Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$		0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
		Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	5.00	
		Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		
<b>Coefficienti di sicurezza</b>						
	<u>Scorimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>			
<b>Statico</b>	<b>2.65</b>	<b>4.94</b>	<b>4.49</b>			
<b>Sismico</b>	<b>2.39</b>	<b>3.48</b>	<b>3.91</b>			

	<p><b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b></p> <p><b>TRATTA RHO-GALLARATE</b></p> <p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>					
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI</b></p>	<p>COMMESSA <b>MDL1</b></p>	<p>LOTTO 31</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0404 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 45 di 50</p>

## 12.2 Verifiche strutturali

L'analisi strutturale del muro di sostegno a fondazione diretta è stata condotta attraverso modelli di calcolo a mensola con incastro nella platea di fondazione (analisi del paramento) e con incastro nel paramento (analisi della fondazione lato valle e lato monte).

Vista la geometria dell'opera e le condizioni al contorno, le analisi e verifiche sono state effettuate prendendo in considerazione una porzione di muro corrispondente ad una larghezza unitaria.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i risultati delle analisi svolte in termini sollecitazioni sulle strutture (paramento verticale e soletta di fondazione).

### 12.2.1 Sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni è stato svolto attraverso l'ausilio di un foglio di calcolo Excel della DEI.

**Soletta di fondazione**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

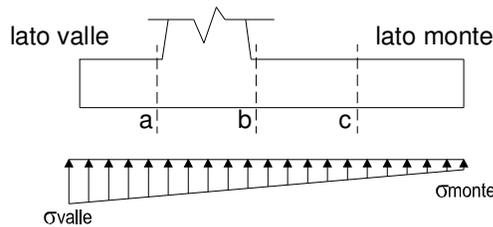
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N		M		$\sigma_{valle}$		$\sigma_{monte}$	
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	
statico	269.36	75.01	139.79	39.78				
	309.86	68.93	149.24	57.33				
sisma+	274.71	95.72	155.38	27.76				
	288.21	93.69	158.53	33.61				
sisma-	255.36	93.63	147.54	22.70				
	268.86	91.61	150.69	28.55				



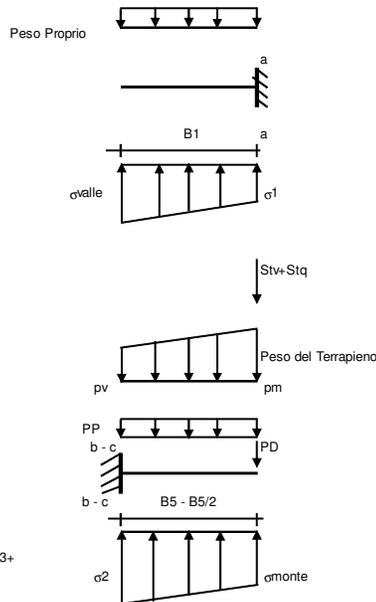
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{valle}$		$\sigma_1$		Ma		Va	
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN]	
statico	139.79	139.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	149.24	149.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
sisma+	155.38	155.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	158.53	158.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
sisma-	147.54	147.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	150.69	150.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	



**Mensola Lato Monte**

PP = 15.00 (kN/m<sup>2</sup>)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione  
peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm	73.55	88.55	78.55
pvb	57.95	72.95	62.95
pvc	65.75	80.75	70.75

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{monte}$		$\sigma_2$		Mb		Vb		$\sigma_2$		Mc		Vc	
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
statico	39.78	119.79	-111.95	-28.68	79.79	-55.28	-57.61							
	57.33	130.86	-110.83	-30.34	94.10	-54.22	-56.49							
sisma+	27.76	129.86	-125.35	-34.53	78.81	-59.10	-64.06							
	33.61	133.55	-125.51	-35.54	83.58	-58.88	-63.91							
sisma-	22.70	122.57	-121.35	-33.69	72.64	-57.02	-62.05							
	28.55	126.26	-120.44	-33.79	77.41	-56.53	-61.46							

**Paramento verticale**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma' (1 \pm kv) h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (K_{a_{\text{orizz}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz}}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

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

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

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

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

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

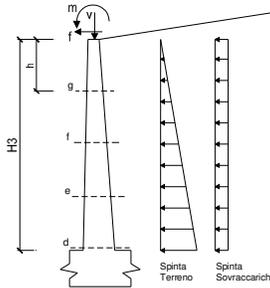
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma' (1 \pm kv) h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (K_{a_{\text{orizz}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz}}}) \cdot h^2$$

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

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

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



**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.80	24.12	14.91	0.00	39.04	0.00	31.50	31.50
e-e	2.10	10.18	8.39	0.00	18.57	0.00	21.66	21.66
f-f	1.40	3.02	3.73	0.00	6.74	0.00	13.13	13.13
g-g	0.70	0.38	0.93	0.00	1.31	0.00	5.91	5.91

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.80	25.85	10.65	0.00	36.50
e-e	2.10	14.54	7.99	0.00	22.53
f-f	1.40	6.46	5.33	0.00	11.79
g-g	0.70	1.62	2.66	0.00	4.28

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.80	18.56	5.34	6.09	0.00	2.94	32.93	0.00	32.68	32.68
e-e	2.10	7.83	2.25	3.43	0.00	1.55	15.06	0.00	22.47	22.47
f-f	1.40	2.32	0.67	1.52	0.00	0.64	5.15	0.00	13.62	13.62
g-g	0.70	0.29	0.08	0.38	0.00	0.15	0.90	0.00	6.13	6.13

sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.80	19.88	5.72	4.35	0.00	2.36	32.32
e-e	2.10	11.18	3.22	3.26	0.00	1.62	19.29
f-f	1.40	4.97	1.43	2.18	0.00	0.98	9.56
g-g	0.70	1.24	0.36	1.09	0.00	0.44	3.13

**condizione sismica -**

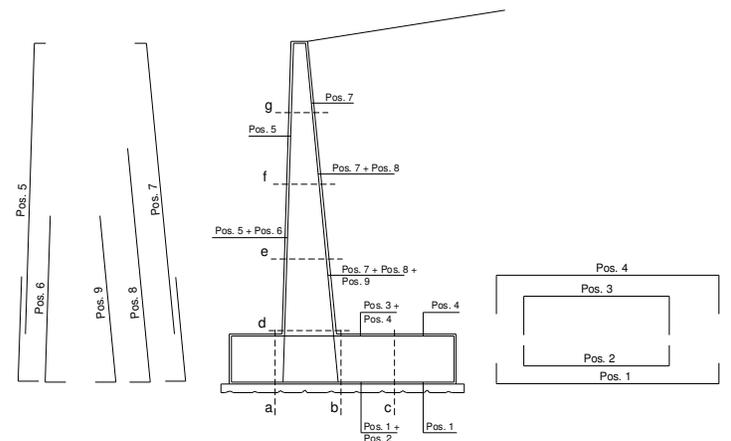
sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.80	18.56	3.91	6.19	0.00	2.94	31.60	0.00	30.32	30.32
e-e	2.10	7.83	1.65	3.48	0.00	1.55	14.51	0.00	20.84	20.84
f-f	1.40	2.32	0.49	1.55	0.00	0.64	5.00	0.00	12.63	12.63
g-g	0.70	0.29	0.06	0.39	0.00	0.15	0.89	0.00	5.68	5.68

sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.80	19.88	4.19	4.42	0.00	2.36	30.86
e-e	2.10	11.18	2.36	3.32	0.00	1.62	18.48
f-f	1.40	4.97	1.05	2.21	0.00	0.98	9.21
g-g	0.70	1.24	0.26	1.11	0.00	0.44	3.05

**12.2.1 Verifiche**

**Verifica SLU**

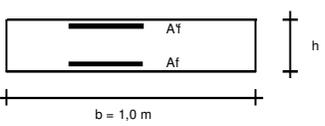
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	14	[ ]	5	5.0	12	[ ]
2	5.0	14		6	0.0	12	
3	0.0	14		7	5.0	14	
4	10.0	14		8	5.0	14	
				9	0.0	14	

**VERIFICHE**



b = 1,0 m

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	0.00	0.00	0.60	15.39	15.39	317.27
b - b	-125.51	0.00	0.60	15.39	15.39	317.27
c - c	-59.10	0.00	0.60	15.39	7.70	317.33
d - d	39.04	31.50	0.60	15.39	5.65	325.33
e - e	18.57	21.66	0.53	15.39	5.65	276.85
f - f	6.74	13.13	0.45	15.39	5.65	229.35
g - g	1.31	5.91	0.38	7.70	5.65	98.01

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0.00	0.60	210.15	10	40	40	21.8	237.70	Armatura a taglio non necessaria
b - b	35.54	0.60	210.15	10	40	40	21.8	237.70	Armatura a taglio non necessaria
c - c	64.06	0.60	210.15	10	40	40	21.8	237.70	Armatura a taglio non necessaria
d - d	36.50	0.60	214.48	10	40	40	21.8	237.70	Armatura a taglio non necessaria
e - e	22.53	0.53	198.97	10	40	40	21.8	205.29	Armatura a taglio non necessaria
f - f	11.79	0.45	182.74	10	40	40	21.8	172.87	Armatura a taglio non necessaria
g - g	4.28	0.38	144.25	10	40	40	21.8	140.46	Armatura a taglio non necessaria

**Verifiche delle tensioni**

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	0.00	0.00	0.60	15.39	15.39	0.00	0.00
b - b	-85.65	0.00	0.60	15.39	15.39	2.19	109.87
c - c	-42.32	0.00	0.60	15.39	7.70	1.14	54.40
d - d	28.50	31.50	0.60	15.39	5.65	0.81	27.37
e - e	13.42	21.66	0.53	15.39	5.65	0.49	13.77
f - f	4.80	13.13	0.45	15.39	5.65	0.23	4.85
g - g	0.91	5.91	0.38	7.70	5.65	0.07	0.78

**Verifiche a fessurazione**

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.60	15.39	15.39	0.00	0.00	0.000	0.300
b - b	-77.85	0.00	0.60	15.39	15.39	1.99	99.87	0.097	0.300
c - c	-38.89	0.00	0.60	15.39	7.70	1.05	49.99	0.048	0.300
d - d	26.01	31.50	0.60	15.39	5.65	0.74	24.21	0.023	0.300
e - e	12.02	21.66	0.53	15.39	5.65	0.44	11.72	0.011	0.300
f - f	4.18	13.13	0.45	15.39	5.65	0.20	3.80	0.003	0.300
g - g	0.76	5.91	0.38	7.70	5.65	0.05	0.38	0.000	0.300

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.60	15.39	15.39	0.00	0.00	0.000	0.400
b - b	-61.99	0.00	0.60	15.39	15.39	1.58	79.53	0.077	0.400
c - c	-31.56	0.00	0.60	15.39	7.70	0.85	40.56	0.039	0.400
d - d	18.56	31.50	0.60	15.39	5.65	0.53	14.81	0.014	0.400
e - e	7.83	21.66	0.53	15.39	5.65	0.28	5.70	0.005	0.400
f - f	2.32	13.13	0.45	15.39	5.65	0.11	0.93	0.001	0.400
g - g	0.29	5.91	0.38	7.70	5.65	0.00	-	-	0.400 sez. compressa

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

### 13 INCIDENZE

I valori delle incidenze di armatura sono indicati nella seguente tabella:

MURO AD "L"									
Elemento	Spessore	Area sezione	Volume calcestruzzo	Incidenza armature principali	Incidenza armature ripartizione	Incidenza	Incremento 15% per sovrapposizioni	Incidenza spille e cavallotti	Incidenza totale
	m	m	m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
<b>FONDAZIONE</b>	1	1.80	1.80	26	10	37	5.5	11	<b>53</b>
<b>ELABAZIONE</b>	1	1.26	1.26	35	14	49	7.3	5	<b>61</b>

MURO AD "U"									
Elemento	Spessore	Area sezione	Volume calcestruzzo	Incidenza armature principali	Incidenza armature ripartizione	Incidenza	Incremento 15% per sovrapposizioni	Incidenza spille e cavallotti	Incidenza totale
	m	m	m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
<b>FONDAZIONE</b>	1	6.48	6.48	41	15	56	8.4	9	<b>73</b>
<b>PIEDRITTO Dx</b>	1	1.84	1.84	60	20	80	12.0	9	<b>100</b>
<b>PIEDRITTO Sx</b>	1	1.32	1.32	59	19	78	11.7	8	<b>98</b>

Nel calcolo è stata considerato un incremento del 15% per tener conto delle sovrapposizioni.