

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 SPALLE

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 1 A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approva	Data	Autorizzato
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 SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 001	A	2 di 70

## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
4	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	7
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO .....	8
6	MATERIALI.....	10
6.1	CALCESTRUZZO.....	10
6.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....	10
7	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE .....	11
7.1	GEOMETRIA DELLE SPALLE.....	11
8	ANALISI DEI CARICHI.....	13
8.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI .....	13
8.2	CARICHI DA TRAFFICO .....	13
8.3	AZIONI ORIZZONTALI DA TRAFFICO (FRENATURA/AVVIAMENTO, CENTRIFUGA, SERPEGGIO).....	14
8.4	CARICO DA VENTO .....	14
8.5	AZIONE SISMICA .....	15
8.6	RIEPILOGO DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO .....	17
8.7	SPINTA STATICA DEL TERRENO .....	18
8.8	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE (BALLAST).....	19
8.9	SOVRASPINTA SISMICA .....	20
8.10	FORZE INERZIALI DOVUTE AL SISMA .....	21
9	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	22
10	SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI .....	29

11	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE.....	33
11.1	AZIONI TRASMESSE AL PLINTO DI FONDAZIONE E RELATIVE SOLLECITAZIONI.....	33
11.2	VERIFICHE STRUTTURALI MENSOLA DI MONTE .....	34
11.2.1	<i>Verifiche a flessione</i> .....	34
11.2.2	<i>Verifica a taglio</i> .....	37
12	VERIFICA DEL MURO FRONTALE .....	38
12.1	AZIONI TRASMESSE AL MURO FRONTALE E RELATIVE SOLLECITAZIONI.....	38
12.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	41
13	VERIFICA DEL PARAGHIAIA.....	45
13.1	FRENATURA E AVVIAMENTO .....	45
13.2	AZIONI TRASMESSE AL MURO PARAGHIAIA E RELATIVE SOLLECITAZIONI.....	46
13.3	VERIFICA STRUTTURALI.....	49
14	VERIFICA MURO ANDATORE .....	54
14.1	AZIONI TRASMESSE AI MURI ANDATORI E RELATIVE SOLLECITAZIONI .....	54
14.2	VERIFICA STRUTTURALI.....	55
14.2.1	<i>Verifiche a flessione</i> .....	55
14.2.2	<i>Verifiche a taglio</i> .....	56
15	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE.....	57
15.1	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	57
15.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE.....	58
15.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	60
15.3.1	<i>Verifica di capacità portante verticale in combinazione SLU</i> .....	61
15.3.2	<i>Verifica di capacità portante verticale in combinazione Rara</i> .....	63
15.3.3	<i>Verifica di capacità portante orizzontale in combinazione SLV</i> .....	65
15.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	66

	<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 SPALLE</b></p>	<p>COMMESSA <b>MDL1</b></p>	<p>LOTTO 31</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0404 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 4 di 70</p>

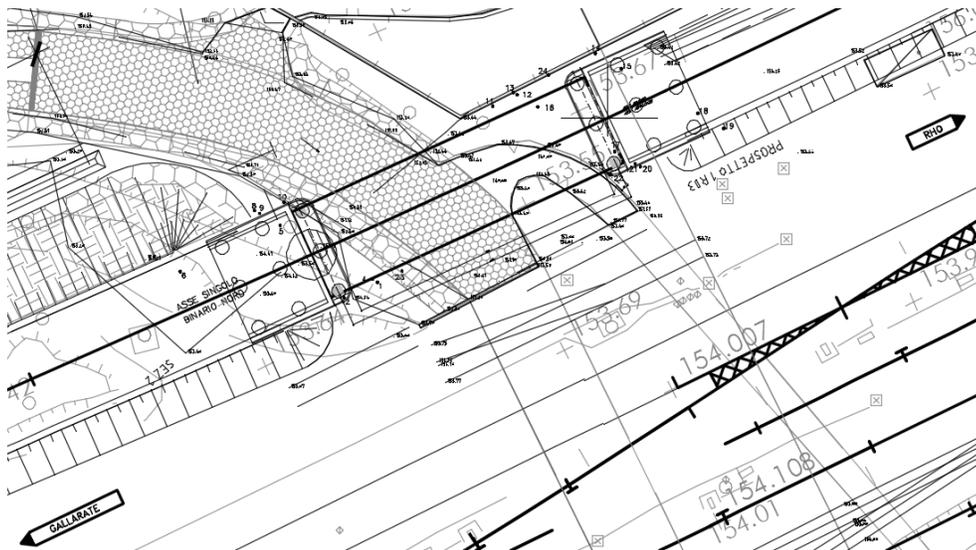
<p>15.4.1 <i>Determinazione momento flettente massimo (palo vincolato in testa con bipendolo)</i>.....</p>	<p>66</p>
<p>15.4.2 <i>Verifica a pressoflessione</i> .....</p>	<p>67</p>
<p>15.4.3 <i>Verifica a taglio</i> .....</p>	<p>68</p>
<p>15.5 <b>INCIDENZE SPALLA</b> .....</p>	<p>70</p>

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la verifica delle spalle 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 le spalle di cui alla premessa sulle quali poggia l'impalcato ferroviario avente campata di luce pari a  $L=26.25\text{m}$  e interasse appoggi pari a  $L=25.00\text{m}$ .

La fondazione delle spalle è costituita da un plinto su pali. Il plinto di fondazione è spesso 1.8m e presenta dimensioni in pianta pari a  $9.20 \times 9.20\text{m}$ . La palificata si compone di 9 pali lunghi 32m aventi diametro pari ad 1.2m e disposti con interasse nelle due direzioni pari a 3.60m.

Il muro frontale in entrambe le spalle è spesso 1.80m, alto 6.5m e presenta una larghezza pari a 7.60m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 7.60m, è spesso 0.4m ed ha un'altezza massima di 1.16m.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	6 di 70

Si analizzerà di seguito la spalla A (fissa) in quanto presenta a parità di altezza azioni maggiori rispetto la spalla B (mobile). A quest'ultima saranno estesi i risultati ottenuti per la spalla analizzata in termini di verifiche strutturali.

### 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 SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

#### 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

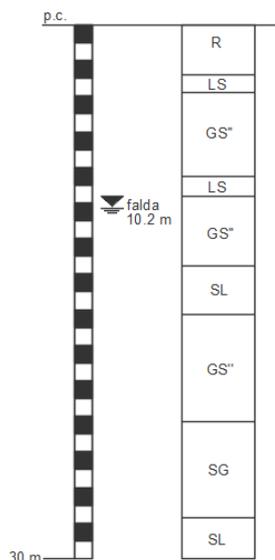
La caratterizzazione stratigrafica della tratta in esame è stata individuata dalle informazioni ottenute dalla campagna d'indagine svolta nell'anno 2008.

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

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (MPa)	$E_{op}$ (MPa)	$k$ (cm/s)	$N_{SPT}$ ( $N_2+N_3$ )	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /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 SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	9 di 70

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
$c.$ =	coefficiente di consolidazione secondaria

 <b>ITALFERR</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 SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

## 6 MATERIALI

### 6.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo classe C25/30 (impiegato per i pali di fondazione e per la zattera di fondazione delle spalle)

CL	=	<b>C25/30</b>		Classe di resistenza adottata
$R_{ck}$	=	<b>30</b>	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck}$	=	24.90	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm}$	=	32.90	MPa	resistenza cilindrica media
$f_{ctm}$	=	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}$	=	1.79	MPa	resistenza caratteristica a trazione semplice
$f_{cfm}$	=	3.07	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm}$	=	31 447.16		modulo elastico istantaneo

Calcestruzzo classe C32/40 (impiegato per elevazione delle spalle)

CL	=	<b>C32/40</b>		Classe di resistenza adottata
$R_{ck}$	=	<b>40</b>	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck}$	=	33.20	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm}$	=	41.20	MPa	resistenza cilindrica media
$f_{ctm}$	=	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}$	=	2.17	MPa	resistenza caratteristica a trazione semplice
$f_{cfm}$	=	3.72	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm}$	=	33 642.78		modulo elastico istantaneo

### 6.2 Acciaio per strutture in conglomerato cementizio

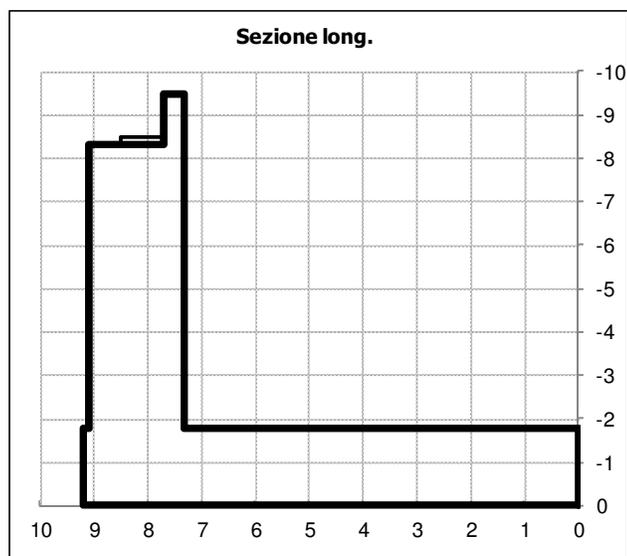
Acciaio	<b>B450C</b>			
$f_{tk}$	$\geq$	<b>540.00</b>	MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{yk}$	$\geq$	<b>450.00</b>	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s$	=	<b>1.15</b>		coefficiente del materiale
$f_{yd}$	$\geq$	391.30	MPa	tensione caratteristica di snervamento di calcolo
$E_s$	=	206 000.00	MPa	Modulo elastico

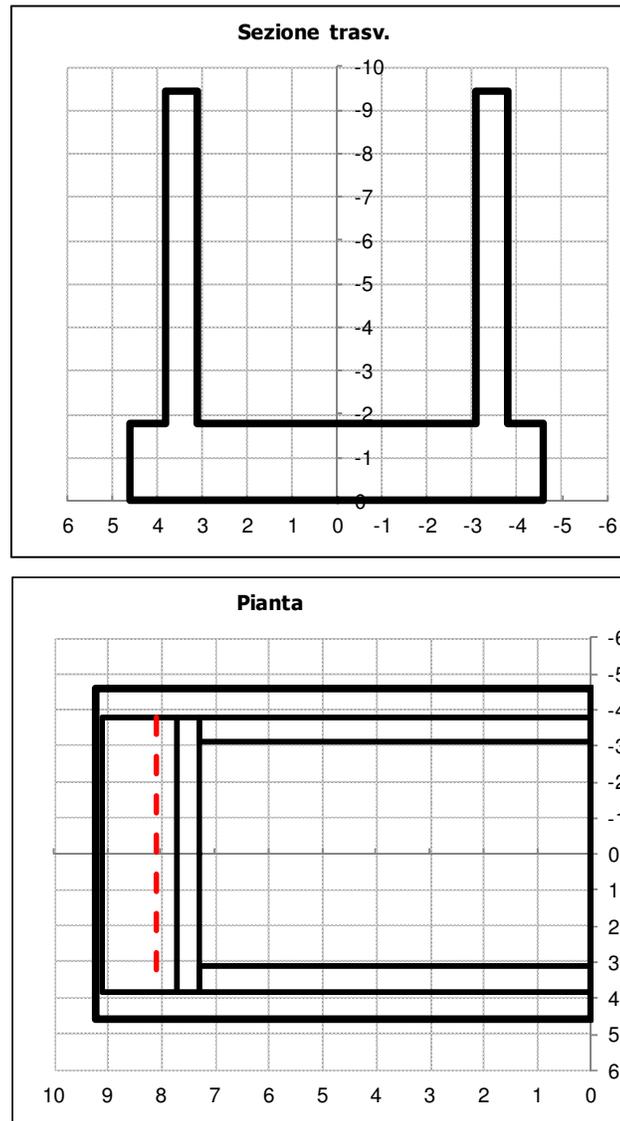
## 7 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

### 7.1 Geometria delle spalle

Qui in basso è indicato uno schema qualitativo della geometria delle spalle, utile alla lettura della tabella successiva. I dati presenti in tabella, indicanti il peso di ciascun elemento delle spalle, fanno riferimento all'effettiva carpenteria della spalla fissa (Spalla A) come definita negli elaborati grafici

	n.	Bx	By	Bz,min	Bz,max	V	X	Y	Z
	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]
plinto di fondazione	1	9.20	9.20	1.80	-	152.35	4.60	0.00	-0.90
muro frontale	1	1.80	7.60	6.50	-	88.92	8.20	0.00	-5.05
muro paraghiaia	1	0.40	7.60	1.16	-	3.53	7.50	0.00	-8.88
muro laterale sx	1	7.30	0.70	7.65	-	39.09	3.65	3.45	-5.63
muro laterale dx	1	7.30	0.70	7.65	-	39.09	3.65	-3.45	-5.63
bandiera sx	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00
bandiera dx	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00
baggioli	2	0.80	1.00	0.20	-	0.32	8.10	0.00	-8.40
apparecchi di appoggio	2	0.50	0.50	0.20	-	0.10	8.10	0.00	-8.60
elemento 1	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00
elemento 2	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00





**Fig. 1 – Schema qualitativo della geometria della spalla**

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	13 di 70

## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Nei carichi permanenti strutturali sono compresi il peso proprio della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25kN/mc), il peso del terreno compreso tra i muri andatori ed i carichi permanenti strutturali trasmessi dall'impalcato. Il totale dei carichi permanenti strutturali trasmesso al piano appoggi del muro frontale dall'impalcato è pari a **N=1945.4kN**.

Il totale dei carichi permanenti non strutturali trasmessi dall'impalcato è pari a **N=1448.1kN**.

### 8.2 Carichi da traffico

La spalla è stata progettata considerando le massime sollecitazioni dovute al carico del traffico trasmesse dall'impalcato, ipotizzando la contemporaneità della massima risultante verticale ed il massimo momento trasversale risultante sul piano appoggi.

Per la descrizione dei carichi da traffico, in relazione alle disposizioni trasversali e longitudinali dei carichi lungo l'impalcato si veda l'elaborato di calcolo riguardante la verifica delle strutture costituenti l'impalcato stesso.

In particolare è stata considerata la presenza sul binario di un SW/2 che determinano i seguenti scarichi: **N=1875.0kN**

In aggiunta ai carichi provenienti dall'impalcato, si considera la presenza di un sovraccarico accidentale gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa, mediante l'applicazione di un carico uniformemente distribuito pari a **q= 46.87kN/mq**.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A	FOGLIO 14 di 70

### 8.3 Azioni orizzontali da traffico (Frenatura/avviamento, centrifuga, serpeggio)

Per le verifiche globali della spalla e per le verifiche del muro di testata l'azione orizzontale offerta dalla frenatura e dell'avviamento è stata considerata utilizzando le formule contenute nelle NTC08 al paragrafo 5.2.2.4.3. La forza orizzontale risultante è pari a **Vlong=455.0KN**.

L'azione laterale associata al serpeggio equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. I valori risultanti delle forze dovute al serpeggio risultano **Vtras=100kN**.

### 8.4 Carico da vento

Le forze risultanti dovute all'azione del vento trasversale agente sull'impalcato, e trasmesso da quest'ultimo al piano appoggi in sommità del muro di testata sono pari a: **Vtrasv=212kN e Mtrasv=553KNm**.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	15 di 70

## 8.5 Azione sismica

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera.

$V_N$	=	<b>50</b>	anni	vita nominale dell'opera
$C_U$	=	<b>1.5</b>		coefficiente d'uso
$V_R$	=	<b>75</b>	anni	periodo di riferimento

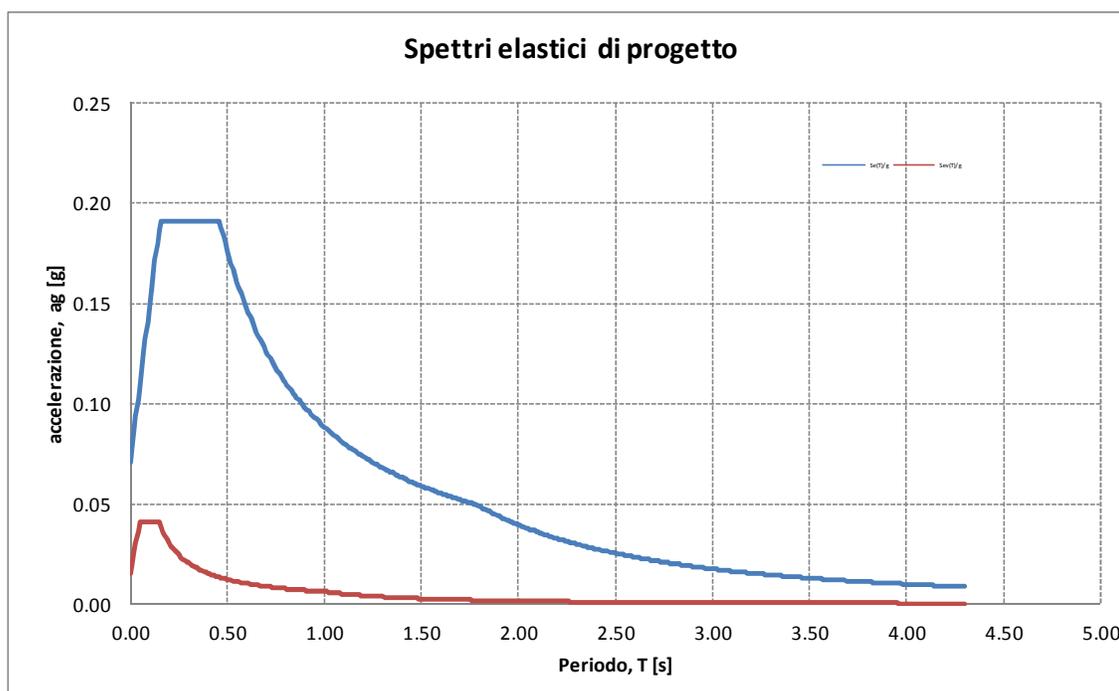
### Valori dei parametri spettrali adottati per lo SL considerato

SL	=	<b>SLV</b>		stato limite considerato
$a_g$	=	<b>0.047</b>	g	accelerazione orizzontale massima
$F_0$	=	<b>2.702</b>		fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
$F_v$	=	<b>0.791</b>		fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale
$T_C^*$	=	<b>0.295</b>	s	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

cat. suolo	$S_S$	$C_C$	
A	1	1	
B	1.20	1.404	
C	1.50	1.571	<---
D	1.80	2.301	
E	1.60	1.874	

cat. suolo	=	<b>C</b>		
		H.	V.	
$S_S$	=	1.500	<b>1.000</b>	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T$	=	<b>1.000</b>	1.100	coefficiente di amplificazione topografica
$C_c$	=	1.571	-	coefficiente funzione della categoria di sottosuolo
S	=	1.500	1.100	coefficiente funzione della categoria di suolo e della topografia
$T_B$	=	0.154	<b>0.050</b> s	parametro dello spettro
$T_C$	=	0.463	<b>0.150</b> s	parametro dello spettro
$T_D$	=	1.788	<b>1.000</b> s	parametro dello spettro
$\xi$	=	<b>5.000</b>	%	coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale
$\eta$	=	1.000	<b>1.000</b>	
q	=	<b>1.000</b>	<b>1.000</b>	coefficiente di struttura

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**.



 <b>ITALFERR</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 SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

## 8.6 Riepilogo dei carichi trasmessi dall'impalcato

Sono qui riassunte tutte le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla in corrispondenza del piano appoggi alla quota di sommità del muro di testata.

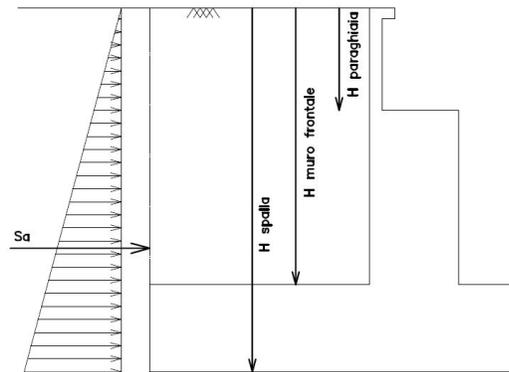
	<b>F<sub>x</sub></b> [kN]	<b>F<sub>y</sub></b> [kN]	<b>F<sub>z</sub></b> [kN]	<b>M<sub>x</sub></b> [kNm]	<b>M<sub>y</sub></b> [kNm]	
g1	0.0	0.0	1945.4	0.0	0.0	peso proprio impalcato
g2	0.0	-0.2	1448.1	0.0	0.0	permanenti portati
e2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ritiro
e3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	carico termico
q1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	carico mobile - LM71 + SW/2
q1.2	0.0	0.0	1875.0	0.0	0.0	carico mobile - SW2
q3	455.0	0.0	0.0	0.0	-800.8	frenatura
q4	0.0	100.0	0.0	176.0	0.0	azione centrifuga
q5	0.0	212.2	0.0	552.7	0.0	azione del vento trasversale
q6.1x	531.7	0.0	0.0	0.0	-420.1	sisma longitudinale
q6.1y	0.0	265.9	0.0	210.0	0.0	sisma trasversale
q6.1z	0.0	0.0	57.1	0.0	-462.4	sisma verticale
q7	210.7	0.0	0.0	0.0	0.0	azione parassita dei vincoli

**Tabella 1:** Riepilogo azioni trasmesse dall'impalcato

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	18 di 70

## 8.7 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.



**Fig. 2** – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

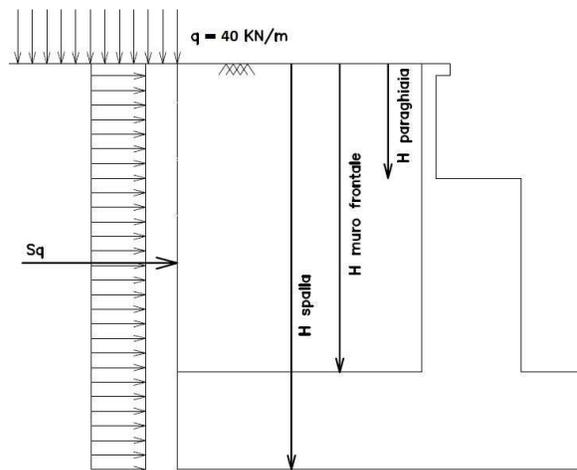
Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete  $k_0$  e non con il coefficiente di spinta attiva  $k_a$ .

		intradosso	base muro		
		plinto	frontale		
$\gamma$	=	20.00	20.00	kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
$\phi$	=	38.00	38.00	°	angolo di attrito del terreno
$\delta$	=	0.00	0.00	°	angolo di attrito del terreno-muro
$K_a$	=	0.238	0.238		coefficiente di spinta attiva (Coulomb)
$K_0$	=	0.384	0.384		coefficiente di spinta a riposo
$K_p$	=	4.204	4.204		coefficiente di spinta passiva (Coulomb)
<b>K_monte</b>	=	<b>0.384</b>	<b>0.384</b>		<b>coefficiente di spinta monte adottato</b>
<b>K_valle</b>	=	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>		<b>coefficiente di spinta valle adottato</b>
H	=	9.46	7.66	m	altezza di spinta a monte terreno (rispetto a intradosso plinto)
H_valle	=	0.00	0.00	m	altezza di spinta a valle terreno (rispetto a intradosso plinto)
B	=	7.60	7.60	m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
F	=	2614.03	1713.90		Spinta del terreno monte
F <sub>x</sub>	=	2614.0	1713.9	kN	spinta del terreno componente x
F <sub>z</sub>	=	0.00	0.00		spinta del terreno componente z

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A	FOGLIO 19 di 70

### 8.8 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente (ballast)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a  $q=46.87\text{KN/m}^2$ . Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

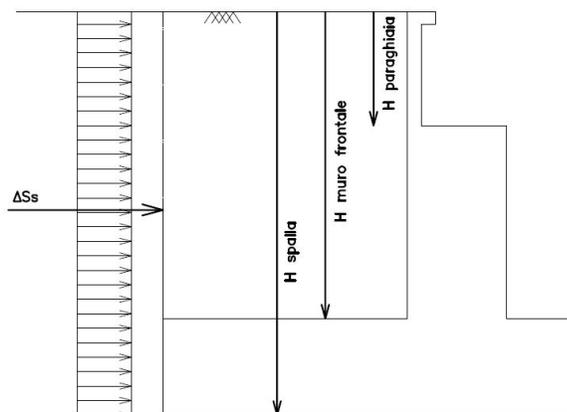


**Fig. 3** – Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

		intradosso plinto	base muro frontale		
Incremento di spinta					
q	=	<b>46.87</b>	46.87	kPa	sovraccarico ferroviario
$\phi$	=	38.00	38.00	°	angolo di attrito del terreno
K	=	0.384	0.384		coefficiente di spinta
H	=	9.46	7.66	m	altezza di spinta terreno
B	=	7.60	7.60	m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
Fx	=	<b>1295.13</b>	<b>1048.70</b>	kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
x	=	0.00	7.30	m	coordinata x punto di applicazione
y	=	0.00	0	m	coordinata y punto di applicazione
z	=	-4.73	-5.63	m	coordinata z punto di applicazione
Incremento di azione verticale					
Bx	=	7.30	-	m	lunghezza del plinto interessata dal sovraccarico
Fz	=	<b>2600.35</b>	-	kN	risultante verticale sovraccarico
x	=	3.65	-	m	coordinata x punto di applicazione
y	=	0.00	-	m	coordinata y punto di applicazione
z	=	-1.80	-	m	coordinata z punto di applicazione

## 8.9 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica può essere calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a  $\Delta S_{ae} = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot H^2$ , da applicare ad una quota pari ad  $H/2$  nel caso di muro impedito di traslare.



**Fig. 4** – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica

### Incremento di spinta terreno in fase sismica (q6.1)

Ipotesi di struttura rigida

		intradosso plinto	base muro frontale		
$\gamma$	=	20.00	20.00	kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
H	=	9.46	7.66	m	altezza di spinta terreno
B	=	7.60	7.60	m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
$\Delta P$	=	959.66	629.21		incremento di spinta in fase sismica (ipotesi di struttura rigida)
Ipotesi di struttura flessibile					
$\phi$	=	38	38	°	angolo di attrito
$\psi$	=	90	90	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
$\beta$	=	0	0	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
$\delta$	=	0	0	°	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
$\theta$	=	3.90	3.90	°	angolo definito per livello falda al di sotto dell'opera di sostegno $\tan(\theta) = Kh/(1+Kv)$
K1	=	0.273	0.273		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \theta$
K2	=	0.689	0.689		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \theta$
K	=	0.273	0.273		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
Ed	=	1923	1261	kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
$\Delta S$	=	305.12	200.06	kN	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato					
$\Delta P$	=	959.66	629.21	kN	<b>incremento di spinta terreno in fase sismica</b>
x	=	0.00	7.30	m	coordinata x punto di applicazione
y	=	0.00	0	m	coordinata y punto di applicazione
z	=	-4.73	-5.63	m	coordinata z punto di applicazione

 <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 SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 001	A	21 di 70

### 8.10 Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad  $F_h = k_h \cdot W$  e  $F_v = k_v \cdot W$ , dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a  $k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$ ,  $k_v = \pm 0.5 k_h$  con  $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$ . Il coefficiente  $\beta_m$  è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

	forza d'inerzia	coordinata x punto di applicazio ne	coordinata y punto di applicazio ne	coordinata z punto di applicazio ne
	<b>Fi</b>	<b>x</b>	<b>y</b>	<b>z</b>
plinto	268.7	4.60	0.00	-0.90
muro frontale	156.8	8.20	0.00	-5.05
paraghiaia	6.2	7.50	0.00	-8.88
muro laterale sx	68.9	3.65	3.45	-5.63
muro laterale dx	68.9	3.65	-3.45	-5.63
bandiera sx	0.0	0.00	0.00	0.00
bandiera dx	0.0	0.00	0.00	0.00
baggioli	0.6	8.10	0.00	-8.40
elemento 1	0.0	8.10	0.00	-8.60
elemento 2	0.0	0.00	0.00	0.00
terreno su plinto a tergo del muro front.	614.6	3.65	0.00	-5.63
terreno su plinto suola di valle	1.3	9.15	0	-2.3
risultante intradosso plinto	1184.8	4.49	0.00	-4.50
risultante base muro frontale	301.5	6.10	0.00	-5.40

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 001	A	22 di 70

## 9 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

		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	$\gamma_{Qi}$	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

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2-3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

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

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

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio2 definito nelle NTC08.

Nel calcolo delle spinte statiche in esercizio dovute al terreno ed al sovraccarico accidentale sono stati utilizzati parametri del terreno M1 per le combinazioni STR, e parametri del terreno M2 per le combinazioni GEO.

In presenza di azione sismica le spinte del terreno (calcolate in condizioni di spinta in quiete  $k_0$ ) e le sovraspinte dovute al sisma (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M2, sia per le combinazioni SLV-str, che per le combinazioni SLV-geo.

Di seguito si riportano le tabelle di riepilogo in cui si mostrano le combinazioni di carico utilizzate (SLU-str, SLV-str, SLE) e (SLU-geo, SLV-geo).





**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	27 di 70

	SL Ey.3	SL Ey.4	SL Ey.5	SL Ey.6	SL Ey.7	SL Ey.8	SL Ez.1	SL Ez.2	SL Ez.3	SL Ez.4
g1-imp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
g1-sp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
g2-imp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
g2-sp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
g3-sp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
e2-imp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
e3-imp	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
q1.1-imp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q1.2-imp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q1t-sp	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
q3-imp	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
q4-imp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q5-imp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q6.1x-imp	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30
q6.1y-imp	1	1	-1	-1	-1	-1	0.30	0.30	-0.30	-0.30
q6.1z-imp	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1	1	1	1
q6.1x-sp	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30
q6.2x-sp	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30
q6.2y-sp	1	1	-1	-1	-1	-1	0.30	0.30	-0.30	-0.30
q6.2z-sp	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1	1	1	1
q7-imp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	SL Ez.5	SL Ez.6	SL Ez.7	SL Ez.8
g1-imp	1	1	1	1
g1-sp	1	1	1	1
g2-imp	1	1	1	1
g2-sp	1	1	1	1
g3-sp	1	1	1	1
e2-imp	1	1	1	1
e3-imp	0.60	0.60	0.60	0.60
q1.1-imp	0	0	0	0
q1.2-imp	0	0	0	0
q1t-sp	0.20	0.20	0.20	0.20
q3-imp	0.20	0.20	0.20	0.20
q4-imp	0	0	0	0
q5-imp	0	0	0	0
q6.1x-imp	0.30	-0.30	0.30	-0.30
q6.1y-imp	0.30	0.30	-0.30	-0.30
q6.1z-imp	-1	-1	-1	-1
q6.1x-sp	0.30	-0.30	0.30	-0.30
q6.2x-sp	0.30	-0.30	0.30	-0.30
q6.2y-sp	0.30	0.30	-0.30	-0.30
q6.2z-sp	-1	-1	-1	-1
q7-imp	0	0	0	0

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	28 di 70

	SLE FR1	SLE FR2	SLE QP	SLE C1	SLE C2	SLE C3	SLE C4
g1-imp	1	1	1	1	1	1	1
g1-sp	1	1	1	1	1	1	1
g2-imp	1	1	1	1	1	1	1
g2-sp	1	1	1	1	1	1	1
g3-sp	1	1	1	1	1	1	1
e2-imp	1	1	1	1	1	1	1
e3-imp	0.60	0.60	0.50	0.60	0.60	0.60	1.00
q1.1-imp	0.80	0	0	1.00	1.00	0.80	0.80
q1.2-imp	0	0	0	0	0	0	0
q1t-sp	0.80	0	0	1	1	0.8	0.8
q3-imp	0.8	0	0	0.5	1	0.4	0.4
q4-imp	0.8	0	0	1	0.5	0.8	0.8
q5-imp	0	0.50	0	0.60	0.60	1.00	0.60
q6.1x-imp	0	0	0	0	0	0	0
q6.1y-imp	0	0	0	0	0	0	0
q6.1z-imp	0	0	0	0	0	0	0
q6.1x-sp	0	0	0	0	0	0	0
q6.2x-sp	0	0	0	0	0	0	0
q6.2y-sp	0	0	0	0	0	0	0
q6.2z-sp	0	0	0	0	0	0	0
q7-imp	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60	0.60	0.60

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	29 di 70

## 10 SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI

A partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione. Si riportano di seguito i dati della palificata in termini di coordinate geometriche dei pali rispetto al baricentro del plinto di fondazione e le azioni risultanti su ciascun palo per le combinazioni di carico di progetto.

PALO	X	Y	Xp	Yp	trasversale longitudinale	
					Jxi	Jyi
1	1.00	0.00	-3.60	0.00	0.00	12.96
2	1.00	3.60	-3.60	3.60	12.96	12.96
3	1.00	-3.60	-3.60	-3.60	12.96	12.96
4	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	4.60	3.60	0.00	3.60	12.96	0.00
6	4.60	-3.60	0.00	-3.60	12.96	0.00
7	8.20	0.00	3.60	0.00	0.00	12.96
8	8.20	3.60	3.60	3.60	12.96	12.96
9	8.20	-3.60	3.60	-3.60	12.96	12.96

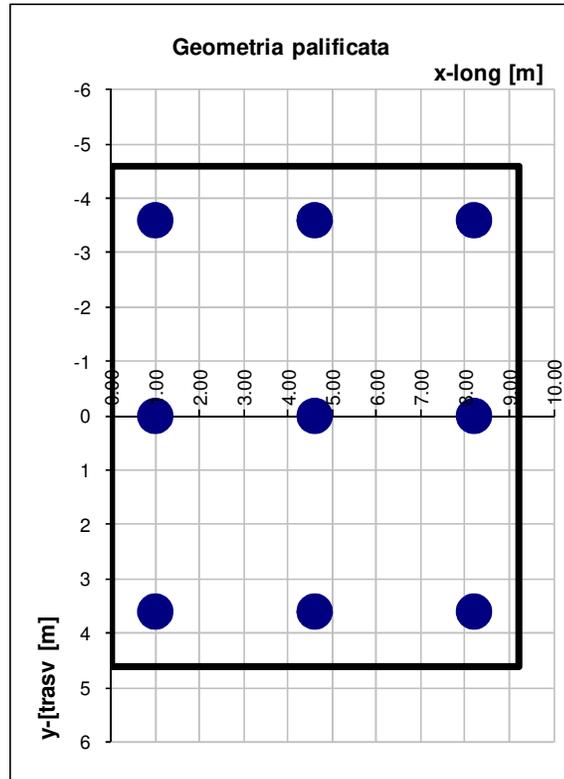


Fig. 5 – Schema qualitativo della geometria del plinto

**RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO BARICENTRO PALI**

Coordinate baricentro pali

x	=	4.60 m	coordinata x
y	=	0.00 m	coordinata y
z	=	0.00 m	coordinata z

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Fz</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
g1-imp	0.0	0.0	1945.4	0.0	-6808.7	peso proprio impalcato
g1-sp	0.0	0.0	8082.5	0.0	-6436.4	peso proprio spalla
g2-imp	0.0	-0.2	1448.1	-2.0	-5068.4	permanenti portati su impalcato
g2-sp	0.0	0.0	8730.2	0.0	8192.5	terreno su plinto spalla
g3-sp	2614.0	0.0	0.0	0.0	-8242.9	spinta del terreno su spalla
e2-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ritiro
e3-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	carico termico differenziale
q1.1-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	carico mobile - LM71 + SW/2
q1.2-imp	0.0	0.0	1875.0	0.0	-6562.5	carico mobile - SW2
q1t-sp	1295.1	0.0	2600.3	0.0	-3655.6	effetti del sovraccarico variabile sulla spalla
q3-imp	455.0	0.0	0.0	0.0	-4713.8	frenatura su impalcato
q4-imp	0.0	100.0	0.0	1036.0	0.0	azione centrifuga su impalcato
q5-imp	0.0	212.2	0.0	2377.6	0.0	azione del vento trasversale su impalcato
q6.1x-imp	531.7	0.0	0.0	0.0	-4992.9	sisma 1 impalcato
q6.1y-imp	0.0	265.9	0.0	2496.4	0.0	sisma 2 impalcato
q6.1z-imp	0.0	0.0	57.1	0.0	-662.1	sisma 3 impalcato
q6.1x-sp	959.7	0.0	0.0	0.0	-4539.2	incremento di spinta terreno in fase sismica
q6.2x-sp	1184.8	0.0	0.0	0.0	-5326.6	forze d'inerzia longitudinali
q6.2y-sp	0.0	1184.8	0.0	5326.6	0.0	forze d'inerzia trasversali
q6.2z-sp	0.0	0.0	592.4	0.0	65.1	forze d'inerzia verticali
q7-imp	210.7	0.0	0.0	0.0	-1812.3	azione parassita dei vincoli

Tali azioni combinate con i coefficienti riportati in precedenza determinano le sollecitazioni di progetto nel baricentro del plinto, alla quota intradosso, esposte nelle tabelle seguenti.

	<b>SLU q1.1</b>	<b>SLU q1.2</b>	<b>SLU q1.3</b>	<b>SLU q1.4</b>	<b>SLU q1.5</b>	<b>SLU q1.6</b>	<b>SLU q1.7</b>	<b>SLU q1.8</b>	<b>SLU q3.1</b>	<b>SLU q3.2</b>
<b>Fx</b>	6256	6256	6256	6256	6256	6256	6256	6256	5926	5929
<b>Fy</b>	263	263	-119	-119	263	263	-119	-119	-46	-46
<b>Fz</b>	31049	31049	31049	31049	33768	33768	33768	33768	31049	33768
<b>Mx</b>	2888	2888	-1391	-1391	2888	2888	-1391	-1391	-640	-640
<b>My</b>	-38558	-38558	-38558	-38558	-48074	-48074	-48074	-48074	-35140	-44680

	<b>SLU q4.1</b>	<b>SLU q4.2</b>	<b>SLU e2.1</b>	<b>SLU e2.2</b>	<b>SLU e2.3</b>	<b>SLU e2.4</b>	<b>SLU e2.5</b>	<b>SLU e2.6</b>	<b>SLU e2.7</b>	<b>SLU e2.8</b>
<b>Fx</b>	5926	5929	5597	5597	5597	5597	5485	5485	5485	5485
<b>Fy</b>	336	336	-46	-46	336	336	307	307	307	307
<b>Fz</b>	31049	33768	31049	31049	31049	31049	30295	30295	32470	32470
<b>Mx</b>	3639	3639	-640	-640	3639	3639	3339	3339	3339	3339
<b>My</b>	-35140	-44680	-31723	-31723	-31723	-31723	-33397	-33397	-41009	-41009

**SLU q5.1 SLU q5.2 SLU q5.3 SLU q5.4 SLU q5.5 SLU q5.6 SLU q5.7 SLU q5.8**

<b>Fx</b>	5485	5485	5485	5485	5485	5485	5485	5485
<b>Fy</b>	434	434	-203	-203	434	434	-203	-203
<b>Fz</b>	30295	30295	30295	30295	32470	32470	32470	32470
<b>Mx</b>	4765	4765	-2367	-2367	4765	4765	-2367	-2367
<b>My</b>	-33397	-33397	-33397	-33397	-41009	-41009	-41009	-41009

**SL Ex.1 SL Ex.2 SL Ex.3 SL Ex.4 SL Ex.5 SL Ex.6 SL Ex.7 SL Ex.8 SL Ey.1 SL Ey.2**

<b>Fx</b>	5640	5640	5640	5640	288	288	288	288	3767	2161
<b>Fy</b>	435	-435	435	-435	435	-435	435	-435	1450	1450
<b>Fz</b>	20921	20921	20531	20531	20921	20921	20531	20531	20921	20921
<b>Mx</b>	2345	-2349	2345	-2349	2345	-2349	2345	-2349	7821	7821
<b>My</b>	-35076	-35076	-34717	-34717	-5358	-5358	-5000	-5000	-24674	-15759

**SL Ey.3 SL Ey.4 SL Ey.5 SL Ey.6 SL Ey.7 SL Ey.8 SL Ez.1 SL Ez.2 SL Ez.3 SL Ez.4**

<b>Fx</b>	3767	2161	3767	2161	3767	2161	3767	2161	3767	2161
<b>Fy</b>	1450	1450	-1451	-1451	-1451	-1451	435	435	-435	-435
<b>Fz</b>	20531	20531	20921	20921	20531	20531	21376	21376	21376	21376
<b>Mx</b>	7821	7821	-7825	-7825	-7825	-7825	2345	2345	-2349	-2349
<b>My</b>	-24316	-15401	-24674	-15759	-24316	-15401	-25092	-16177	-25092	-16177

**SL Ez.5 SL Ez.6 SL Ez.7 SL Ez.8**

<b>Fx</b>	3767	2161	3767	2161
<b>Fy</b>	435	435	-435	-435
<b>Fz</b>	20077	20077	20077	20077
<b>Mx</b>	2345	2345	-2349	-2349
<b>My</b>	-23898	-14983	-23898	-14983

**SLE fr1 SLE fr2 SLE qp SLE c1 SLE c2 SLE c3 SLE c4**

<b>Fx</b>	4119	2719	2719	4263	4491	3959	3959
<b>Fy</b>	80	106	0	227	177	292	207
<b>Fz</b>	22286	20206	20206	22807	22807	22286	22286
<b>Mx</b>	827	1187	-2	2461	1943	3204	2253
<b>My</b>	-25966	-19270	-19270	-25464	-27821	-24261	-24261

**Tabella 2:** Sollecitazioni sulla palificata nelle combinazioni di carico

 <b>ITALFERR</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 SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

Si riportano di seguito una tabella riassuntiva delle massime sollecitazioni agenti:

<b>INV</b>		
	<b>N [KN]</b>	<b>T [KN]</b>
<b>Nmax</b>	6802	803
<b>Nmin</b>	-78	629
<b>Vmax</b>	6059	803
<b>Vmin</b>	2325	58
<b>SLU</b>		
	<b>N [KN]</b>	<b>T [KN]</b>
<b>Nmax</b>	6802	803
<b>Nmin</b>	702	696
<b>Vmax</b>	6059	803
<b>Vmin</b>	3366	610
<b>SLV</b>		
	<b>N [KN]</b>	<b>T [KN]</b>
<b>Nmax</b>	4701	725
<b>Nmin</b>	-78	629
<b>Vmax</b>	4701	725
<b>Vmin</b>	2325	58
<b>FR</b>		
	<b>N [KN]</b>	<b>T [KN]</b>
<b>Nmax</b>	4161	528
<b>Nmin</b>	791	458
<b>Vmax</b>	4161	528
<b>Vmin</b>	2245	302
<b>C</b>		
	<b>N [KN]</b>	<b>T [KN]</b>
<b>Nmax</b>	4406	576
<b>Nmin</b>	662	499
<b>Vmax</b>	4406	576
<b>Vmin</b>	2476	440

**Tabella 3:** Riepilogo massime sollecitazioni

## 11 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

### 11.1 Azioni trasmesse al plinto di fondazione e relative sollecitazioni

#### Sollecitazioni suola di monte

$\gamma_{cls}$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico calcestruzzo
$B_y$	9.20 m	larghezza y plinto di fondazione
$B_z$	1.80 m	spessore del plinto di fondazione
$H_z$	7.65 m	altezza ricoprimento a tergo spalla
$l_m$	7.30 m	lunghezza mensola
$\gamma_t$	18.00 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno a tergo spalla
$P_{pt}$	1005 kN/m	Peso del terreno a tergo spalla al metro
$P_{pm}$	328.5 kN/m	Peso della mensola di monte al metro
$ext$	3.65 m	eccentricità del peso del terreno
$ex_m$	3.65 m	eccentricità del peso della mensola di valle
$N_{min}$	<b>-78.2 kN</b>	minimo carico sui pali (slu / sisma)
$x$	1.00 m	coordinata x allineamento pali interno ponte
$ex$	6.30 m	eccentricità carico pali paramento
$n_1$	3	num pali allineati
$F_z$	-1359 kN/m	Taglio
$M_y$	-5029 kNm/m	Momento

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

## 11.2 Verifiche strutturali mensola di monte

Il momento massimo agente sulla suola di monte della fondazione, in corrispondenza del filo di monte del muro frontale è pari a **-5029 kNm/m**; la sollecitazione di taglio invece risulta pari a **1359 kN/m**.

### 11.2.1 Verifiche a flessione

Si prevede un'armatura superiore  $\varnothing 26/10 + \varnothing 26/10$  cm e inferiore  $\varnothing 26/10$  cm

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di calcolo fcd:	14.160 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C25/30	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	180.0
3	50.0	180.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	26
2	-43.0	173.0	26
3	43.0	173.0	26
4	43.0	7.0	26
5	-43.0	165.0	26
6	43.0	165.0	26



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	35 di 70

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-5029.00	0.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interfero netto minimo barre longitudinali:	5.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-5029.00	0.00	-6720.02	1.336	106.2(25.6)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	36 di 70

es max      Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max      Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max      Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01140	-50.0	0.0	0.00215	-43.0	7.0	-0.02991	-43.0	173.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d      Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid.      Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000193114	0.003500000	0.105	0.700

### 11.2.2 Verifica a taglio

Come armatura a taglio si considerano spille  $\varnothing$  16 passo 40x40 cm.

#### Calcestruzzo

Tipo	C25/30	
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	14.1	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>0</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

#### Armatura a taglio

Diametro	mm	16
Numero barre		2.5
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	5.03
Passo s	cm	40
Angolo $\alpha$	°	90

#### Armatura longitudinale

$n_1$		10.0
$\varnothing_1$	mm	26
$n_2$		10.0
$\varnothing_2$	mm	26
$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	106.19

#### Sezione

$b_w$	cm	100
H	cm	180
c	cm	7
d	cm	173
k	N/mm <sup>2</sup>	1.34
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.27
$\rho$		0.0061
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

#### Resistenza senza armatura a taglio

$V_{Rd}$	kN	<b>690</b>
----------	----	------------

#### Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone $\theta$	°	21.8
$V_{RSd}$	kN	1914
$V_{RCd}$	kN	3788
$V_{Rd}$	kN	<b>1914</b>

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 001	A	38 di 70

## 12 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro frontale.

### 12.1 Azioni trasmesse al muro frontale e relative sollecitazioni

#### Peso proprio (g1)

$\gamma_{cls}$	=	25.00 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico calcestruzzo
g1.2	=	292.5 kN/m	muro frontale
g1.3	=	11.6 kN/m	muro paraghiaia
ex1.3	=	-0.70 m	eccentricità muro paraghiaia rispetto al baricentro muro frontale
g1.8	=	8.0 kN	baggioli
ex1.8	=	-0.10 m	eccentricità baggioli rispetto al baricentro muro frontale

#### Spinta del terreno (g3)

		base muro frontale	
$\gamma$	=	20.0 kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
$\phi$	=	38.0 °	angolo di attrito del terreno
$\delta$	=	0.0 °	angolo di attrito del terreno-muro
Ka	=	0.2	coefficiente di spinta attiva
K0	=	0.4	coefficiente di spinta a riposo
<b>K</b>	=	<b>0.384</b>	<b>coefficiente di spinta adottato</b>
H	=	7.66 m	altezza di spinta terreno (rispetto spiccato muro frontale)
B	=	1.0 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
F	=	225.5 kN/m	Spinta del terreno
Fx	=	225.51 kN/m	componente x della spinta del terreno
Fz	=	0.00 kN/m	componente z della spinta del terreno
ez3	=	2.6 m	eccentricità spinta orizzontale (rispetto spiccato muro frontale)
ex3	=	0.90 m	eccentricità spinta verticale (rispetto spiccato muro frontale)

#### Effetti del sovraccarico ferroviario sul rilevato (q1.t)

		base muro frontale	
Incremento di spinta			
q	=	46.87 kPa	sovraccarico ferroviario
$\phi$	=	38.00 °	angolo di attrito del terreno
K	=	0.384	coefficiente di spinta
H	=	7.66 m	altezza di spinta terreno
B	=	1.00 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
Fx	=	137.99 kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	3.8 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)
q	=	14.4 kPa	sovraccarico permanente (ballast)
$\phi$	=	38.00 °	angolo di attrito del terreno
K	=	0.38	coefficiente di spinta
H	=	7.66 m	altezza di spinta terreno
B	=	1.00 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
Fx	=	42.39 kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	3.8 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)

**Azioni sismiche (q6)**

parametri sismici

$a_g$	=	0.047 g	accelerazione di picco
$S_S$	=	1.500	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T$	=	1.000	coefficiente di amplificazione topografica
$S$	=	1.500	
$\beta_m$	=	1.000	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
$a_{max}$	=	0.071 g	accelerazione massima
$K_h$	=	0.071	coefficiente sismico orizzontale
$K_v$	=	0.035	coefficiente sismico verticale

Incremento di spinta terreno in fase sismica (q6.1)

ipotesi di struttura rigida

		base muro frontale	
$\gamma$	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
$H$	=	7.66 m	altezza di spinta terreno
$B$	=	1.00 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
$\Delta P$	=	82.79	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi di struttura rigida)
		ipotesi di struttura flessibile	
$\phi$	=	38 °	angolo di attrito
$\psi$	=	90 °	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
$\beta$	=	0 °	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
$\delta$	=	0 °	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
$\theta$	=	4 °	angolo definito livello falda al di sotto dell'opera di sostegno $\tan(\theta) = K_h / (1 + K_v)$
$K_1$	=	0.273	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \psi$
$K_2$	=	0.689	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \psi$
<b>K</b>	=	<b>0.273</b>	<b>coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo</b>
$E_d$	=	166 kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
$\Delta S$	=	26.32 kN	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato			
$\Delta P$	=	82.79 kN	<b>incremento di spinta terreno in fase sismica</b>
ez6.1	=	3.8 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)

Forze d'inerzia (q6.2)

	forza		Momenti		
	d'inerzia	eccentricità			
	<b>Fi</b>	<b>ez</b>	<b>My</b>	<b>ex</b>	
				<b>My</b>	
muro frontale	20.6	3.25	67.07	0.00	0.00
paraghiaia	0.8	7.08	5.79	-0.70	-0.57
baggioli	0.6	6.60	3.72	-0.10	-0.06
risultante base muro frontale	22.0		76.6		-0.6

Si riportano di seguito le sollecitazioni allo spiccatto de muro frontale:

	<b>Fx</b> [kN/m]	<b>ez</b> [kN]	<b>Fz</b> [kN]	<b>ex</b> [kNm]	<b>My</b> [kNm]	<b>My</b> [kNm]	<b>Fx</b> [kN/m]	<b>Fz</b> [kN]
g1-imp	0.0	0.0	256.0	-0.1	-25.6	-25.6	0.0	256.0
g1-pmf	0.0	0.0	292.5	0.0	0.0	0.0	0.0	292.5
g1-pp	0.0	0.0	11.6	-0.7	-8.1	-8.1	0.0	11.6
g2-imp	42.4	3.8	190.5	-0.1	143.3	143.3	42.4	190.5
g2-sp						0.0	0.0	0.0
g3-sp	225.5	2.6	0.0	0.9	575.8	575.8	225.5	0.0
e2-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
e3-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q1.1-imp	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
q1.2-imp	0.0	0.0	246.7	-0.1	-24.7	-24.7	0.0	246.7
q1t-sp	138.0	3.8	0.0	0.0	528.5	528.5	138.0	0.0
q3-imp	59.9	6.9	0.0	0.0	518.5	518.5	59.9	0.0
q4-imp						0.0	0.0	0.0
q5-imp						0.0	0.0	0.0
q6.1x-imp	70.0	6.9	0.0	0.0	482.7	482.7	70.0	0.0
q6.1y-imp						0.0	0.0	0.0
q6.1z-imp			7.5	-0.1	-0.8	-0.8	0.0	7.5
q6.1x-sp	82.8	3.8			317.1	317.1	82.8	0.0
q6.2x-sp	22.0	0.0			76.6	76.6	22.0	0.0
q6.2y-sp						0.0	0.0	0.0
q6.2z-sp			22.0		-0.6	-0.6	0.0	22.0
q7-imp	17.9	6.9			123.2	123.2	17.9	0.0

- peso proprio impalcato
- peso proprio parete frontale
- peso proprio paraghiaia
- permanenti portati su impalcato
- terreno su plinto spalla
- spinta del terreno su muro frontale
- ritiro
- carico termico differenziale
- carico mobile - SW/2
- carico mobile - LM71
- effetti del sovraccarico variabile sulla spalla
- frenatura su impalcato
- azione centrifuga su impalcato
- azione del vento trasversale su impalcato
- sisma 1 impalcato
- sisma 2 impalcato
- sisma 3 impalcato
- incremento di spinta terreno in fase sismica
- forze d'inerzia longitudinali
- forze d'inerzia trasversali
- forze d'inerzia verticali
- azione parassita dei vincoli

Le massime sollecitazioni sul muro frontale sono:

	<b>SLU</b>	<b>SISMA</b>	<b>SLE FR</b>	<b>SLE QP</b>	<b>SLE R</b>
<b>My</b>	2518.5	1771.6	1064.1	747.0	1700.6
<b>Fx</b>	664.6	482.3	359.6	416.6	448.9
<b>Fz</b>	1299.5	721.1	750.6	750.6	750.6

## 12.2 Verifiche strutturali

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di lunghezza unitaria del muro frontale.

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	18.810	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	180.0
3	50.0	180.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	26
2	-41.7	171.7	26
3	41.7	171.7	26
4	41.7	8.3	26

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm  
 Passo staffe: 1000.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	1299.50	2518.50	664.60
2	721.10	1771.60	482.30

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	750.60	1700.60	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	750.60	1064.10 (2673.72)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	43 di 70

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	750.60	747.00 (3079.66)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.7 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1299.50	2518.50	1299.21	4512.74	1.792	-----
2	S	721.10	1771.60	721.40	4045.53	2.284	-----

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01701	-50.0	180.0	0.00129	-41.7	171.7	-0.04216	-41.7	8.3
2	0.00350	-0.01991	-50.0	180.0	0.00098	-41.7	171.7	-0.04860	-41.7	8.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOLGIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	44 di 70

1	0.000000000	0.000265929	-0.044367228	----	----
2	0.000000000	0.000303450	-0.051121022	----	----

**METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	664.60	786.57	171.7	100.0	0.0031	0.72
2	S	482.30	703.81	171.7	100.0	0.0031	0.40

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.35	-50.0	180.0	-139.1	-4.6	8.3	2625	53.1	9.3	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.76	-50.0	180.0	-66.3	-41.7	8.3	2625	53.1	9.3	0.50

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/S2)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4*Ss/Es è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 * e sm * srm . Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.2	0	0.125	26	70.0	-2.157	0.00013 (0.00013)	223	0.050 (0.40)	2673.72	0.00

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

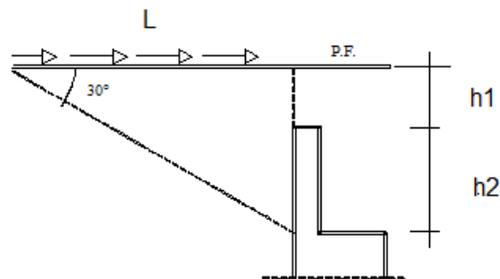
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.93	-50.0	180.0	-32.4	-13.9	8.3	2625	53.1	9.3	0.50

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.8	0	0.125	26	70.0	-7.498	0.00006 (0.00006)	223	0.025 (0.30)	3079.66	0.00

### 13 VERIFICA DEL PARAGHIAIA

#### 13.1 Frenatura e avviamento



Assumendo che l'azione di frenatura e/o avviamento si ripartisca nel terreno a 30°, la lunghezza di binario che genera azione orizzontale sulla trave paraghiaia risulta:  $L = (0.81 + 1.16) / \text{tg}(30) = 3.41 \text{ m}$ .

L'azione orizzontale totale sulla paraghiaia vale  $F = (33) * 3.41 = 112.6 \text{ kN/m}$ .

Le zone di paraghiaia interessate dalle singole azioni orizzontali sono determinate diffondendo i carichi trasmessi dalla traversa (2.40m) nel ballast nel rapporto 4:1.

### 13.2 Azioni trasmesse al muro paraghiaia e relative sollecitazioni

#### Peso proprio (g1)

$\gamma_{cls}$	=	<b>25.00</b> kN/m <sup>3</sup>	peso specifico calcestruzzo
g1.3	=	11.6 kN/m	muro paraghiaia

#### Spinta del terreno (g3)

		base muro frontale		
$\gamma$	=	20.00	kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
$\phi$	=	38.00	°	angolo di attrito del terreno
$\delta$	=	0.00		
Ka	=	0.24		coefficiente di spinta attiva
K0	=	0.38		coefficiente di spinta a riposo
K	=	0.38		coefficiente di spinta adottato
H	=	1.16	m	altezza di spinta terreno (rispetto spiccatto paraghiaia)
F	=	5.17		spinta del terreno
Fx	=	5.17	kN/m	componente orizzontale spinta del terreno
Fz	=	0.00		componente verticale spinta del terreno
ez3	=	0.39	m	eccentricità spinta (rispetto spiccatto paraghiaia)
ex3	=	0.20	m	eccentricità spinta (rispetto spiccatto muro frontale)

#### Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato (q1.t)

		base muro frontale		
Incremento di spinta				
q	=	46.87	kPa	sovraccarico stradale
$\phi$	=	38.00	°	angolo di attrito del terreno
K	=	0.38		coefficiente di spinta
H	=	1.16	m	altezza di spinta terreno
Fx	=	20.90	kN/m	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	0.6	m	eccentricità spinta (rispetto spiccatto muro frontale)
q	=	14.4	kPa	sovraccarico permanente (ballast)
$\phi$	=	38.00	°	angolo di attrito del terreno
K	=	0.38		coefficiente di spinta
H	=	1.16	m	altezza di spinta terreno
Fx	=	6.42	kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	0.6	m	eccentricità spinta (rispetto spiccatto muro frontale)

**Azioni sismiche (q6)**

parametri sismici

$a_g$	=	0.047	g	accelerazione di picco
$S_S$	=	1.500		coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T$	=	1.000		coefficiente di amplificazione topografica
$S$	=	1.500		
$\beta_m$	=	1.000		coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
$a_{max}$	=	0.071	g	accelerazione massima
$K_h$	=	0.071		coefficiente sismico orizzontale
$K_v$	=	0.035		coefficiente sismico verticale

Incremento di spinta terreno in fase sismica (q6.1)

Ipotesi di struttura rigida

		base		
		paraghiaia		
$\gamma$	=	20.00	kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
$H$	=	1.16	m	altezza di spinta terreno
$\Delta P$	=	1.90		incremento di spinta in fase sismica (ipotesi di struttura rigida)

Ipotesi di struttura flessibile

$\phi$	=	38	°	angolo di attrito
$\psi$	=	90	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
$\beta$	=	0	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
$\delta$	=	0	°	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
$\theta$	=	4	°	angolo definito per livello falda al di sotto dell'opera di sostegno $\tan(\theta) = K_h / (1 + K_v)$
$K_1$	=	0.273		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \psi$
$K_2$	=	0.689		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \psi$
<b>K</b>	=	<b>0.273</b>		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
$E_d$	=	4	kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
$\Delta S$	=	0.60	kN	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato				
$\Delta P$	=	1.90	kN	incremento di spinta terreno in fase sismica
ez6.1	=	0.6	m	eccentricità spinta (rispetto spiccato paraghiaia)

Forze d'inerzia (q6.2)

	forza d'inerzia	eccentricità	Momenti	eccentricità	Momenti
	<b>F<sub>i</sub></b>	<b>e<sub>z</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>
paraghiaia	0.8	0.58	0.47	0.00	0.00

Si riportano di seguito le sollecitazioni allo spiccato del paraghiaia:

	<b>Fx</b> [kN/m]	<b>ez</b> [kN]	<b>Fz</b> [kN]	<b>ex</b> [kNm]	<b>My</b> [kNm]	<b>My</b> [kNm]	<b>Fx</b> [kN/m]	<b>Fz</b> [kN]
g1-pp	0.0	0.0	11.6	0.0	0.0	0.0	0.0	11.6
g2-sp	6.4	0.6	0.0	0.0	3.7	3.7	6.4	0.0
g3-sp	5.2	0.6	0.0	0.2	3.0	3.0	5.2	0.0
e2-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
e3-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q1t-sp	20.9	0.6	0.0	0.0	12.1	12.1	20.9	0.0
q3	40.1	1.2	0.0	0.2	46.6	46.6	40.1	0.0
q6.1x-sp	1.9	0.6	0.0	0.0	1.1	1.1	1.9	0.0
q6.2x-sp	0.8	0.6	0.0	0.0	0.5	0.5	0.8	0.0
q6.2z-sp	0.0	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8

- peso proprio paraghiaia
- terreno su plinto spalla
- spinta del terreno su paraghiaia
- ritiro
- carico termico differenziale
- effetti del sovraccarico variabile sulla spalla
- frenatura
- incremento di spinta terreno in fase sismica
- forze d'inerzia longitudinali
- forze d'inerzia verticali

Le massime sollecitazioni sono:

	<b>SLU</b>	<b>SISMA</b>	<b>SLE FR</b>	<b>SLE QP</b>	<b>SLE R</b>
<b>My</b>	94.2	19.7	14.0	6.7	63.0
<b>Fx</b>	104.2	25.9	24.1	32.5	68.5
<b>Fz</b>	15.7	10.8	11.6	11.6	11.6

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>MDL1</b>	31	D 26 CL	VI0404 001	A	49 di 70

### 13.3 Verifica strutturali

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di lunghezza unitaria del muro paraghiaia.

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	18.810	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	20
2	-42.0	32.0	20
3	42.0	32.0	20
4	42.0	8.0	20

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	50 di 70

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 8 mm  
 Passo staffe: 1000.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	15.70	94.20	104.20
2	10.80	19.70	25.90

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	11.60	63.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	11.60	14.00 (98.68)	0.00 (0.00)

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	11.60	6.70 (105.46)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.0 cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Tesa Area armature [cm<sup>2</sup>] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	15.70	94.20	15.91	200.64	2.130	-----
2	S	10.80	19.70	10.77	199.97	10.151	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00615	-50.0	40.0	-0.00100	-42.0	32.0	-0.01451	-42.0	8.0
2	0.00350	-0.00617	-50.0	40.0	-0.00101	-42.0	32.0	-0.01455	-42.0	8.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	52 di 70

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000562817	-0.019012665	----	----
2	0.000000000	0.000564117	-0.019064697	----	----

**METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	104.20	176.21	32.0	100.0	0.0049	0.04
2	S	25.90	175.62	32.0	100.0	0.0049	0.03

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.17	-50.0	40.0	-137.6	-42.0	8.0	1500	15.7	21.0	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.93	-50.0	40.0	-27.6	-42.0	8.0	1450	15.7	21.0	0.50

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
Ver.	Esito della verifica
S1	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (\text{Ssr}/\text{Ss})^2 = 1 - \text{Beta}12 * (\text{fctm}/\text{S2})^2 = 1 - \text{Beta}12 * (\text{Mfess}/\text{M})^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * \text{Ss}/\text{Es}$ è tra parentesi
srn	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e \text{ sm} * \text{srn}$ . Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srn	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-----	------	-----	----	---------	---------



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	53 di 70

1 S -0.4 0 0.125 20 70.0 -23.842 0.00006 (0.00006) 274 0.026 (0.40) 98.68 0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.44	-50.0	40.0	-11.3	-42.0	8.0	1400	15.7	21.0	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0	0.125	20	70.0-122.878	0.00002 (0.00002)	271	0.010 (0.30)	105.46	0.00	

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	54 di 70

## 14 VERIFICA MURO ANDATORE

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro frontale.

### 14.1 Azioni trasmesse ai muri andatori e relative sollecitazioni

#### Spinta del terreno (q3)

$\gamma$	=	20.00	kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
$\phi$	=	38.00	°	angolo di attrito del terreno
$\delta$	=	0.00	°	angolo di attrito del terreno-muro
Ka	=	0.238		coefficiente di spinta attiva (Coulomb)
K0	=	0.384		coefficiente di spinta a riposo
<b>K_monte</b>	=	<b>0.384</b>		<b>coefficiente di spinta monte adottato</b>
H	=	7.65	m	altezza di spinta a monte terreno (rispetto a intradosso plinto)
F	=	224.925		Spinta del terreno
f	=	58.80		Massima pressione per spinta del terreno monte
fx	=	58.80	kN	Massima pressione per spinta del terreno monte - componente X

#### Azioni sismiche (q6)

parametri sismici

$a_g$	=	0.047	g	accelerazione di picco
$S_S$	=	1.500		coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T$	=	1.000		coefficiente di amplificazione topografica
S	=	1.500		
$\beta_m$	=	1.000		coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
$a_{max}$	=	0.071	g	accelerazione massima
$K_h$	=	0.071		coefficiente sismico orizzontale
$K_v$	=	0.035		coefficiente sismico verticale

#### Incremento di spinta terreno in fase sismica (q6.1)

ipotesi di struttura rigida

				intradosso plinto
$\gamma$	=	20.00	kN/m <sup>3</sup>	peso dell'unità di volume del terreno
H	=	7.65	m	altezza di spinta terreno
<b>B</b>	=	<b>0.70</b>	m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
$\Delta P$	=	7.56		incremento di pressione uniforme in fase sismica (struttura rigida)

Ipotesi di struttura flessibile

$\phi$	=	<b>38</b>	°	angolo di attrito
$\psi$	=	<b>90</b>	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
$\beta$	=	<b>1</b>	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
$\delta$	=	<b>0</b>	°	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
$\theta$	=	3.90	°	angolo definito per livello di falda al di sotto dell'opera di sostegno
K1	=	0.276		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \vartheta$
K2	=	0.689		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \vartheta$
K	=	0.276		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
Ed	=	117	kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
$\Delta S$	=	-14.11	kN	incremento di pressione uniforme in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato				
$\Delta P$	=	<b>7.56</b>	kN	<b>Incremento di pressione uniforme in fase sismica</b>
<b>L</b>	=	<b>0.70</b>	m	profondità muro per forza inerziale
<b>Fi</b>	=	<b>0.99</b>	kPa	<b>Pressione inerziale</b>
<b>qr</b>	=	<b>18.01</b>	kPa	<b>Pressione uniforme rettangolare - carico accidentale</b>
<b>qt</b>	=	<b>58.80</b>	kPa	<b>Massima pressione triangolare - spinta del terreno</b>
$\gamma_a$	=	1.45		coefficiente moltiplicativo azioni accidentali SLU
$\gamma_t$	=	1.30		coefficiente moltiplicativo azioni permanenti SLU

## 14.2 Verifica strutturali

### 14.2.1 Verifiche a flessione

	Ferri		A <sub>res,TOT</sub> [cm <sup>2</sup> ]	B [mm]	H [mm]	c [mm]	Af_ext [mm <sup>2</sup> ]	Af_int [mm <sup>2</sup> ]	Af_parete [mm <sup>2</sup> ]	fcd [MPa]	fyd [MPa]	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE My			FS
	Armatura interna	Armatura esterna										N <sub>Ed</sub> <sup>ter</sup> [N]	M <sub>Ed</sub> <sup>ter</sup> [kN*m]	M <sub>Rd</sub> <sup>ter</sup> [kN*m]	
SLU+	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	900	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	747	819	1.10
SLU-	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	900	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	-84	-819	9.75
Sisma +	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	900	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	375	819	2.18
Sisma -	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	900	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	-43	-819	19.17

	Ferri		A <sub>res,TOT</sub> [cm <sup>2</sup> ]	B [mm]	H [mm]	c [mm]	Af_ext [mm <sup>2</sup> ]	Af_int [mm <sup>2</sup> ]	Af_parete [mm <sup>2</sup> ]	fcd [MPa]	fyd [MPa]	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE Mx			FS
	Armatura interna	Armatura esterna										N <sub>Ed</sub> <sup>ter</sup> [N]	M <sub>Ed</sub> <sup>ter</sup> [kN*m]	M <sub>Rd</sub> <sup>ter</sup> [kN*m]	
SLU+	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	1300	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	968	1229	1.27
SLU-	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	1300	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	-118	-1229	10.42
Sisma +	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	1300	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	546	1229	2.25
Sisma -	5 $\phi$ 26	5 $\phi$ 26	26.5	1000	1300	70	2654.6	2654.6	0	16.46	391.30	0	-73	-1229	16.93

### 14.2.2 Verifiche a taglio

	SLU - Rx	SLU - Ry	Sisma - Rx	Sisma - Ry			
<b>Sollecitazioni</b>							
V	=	<b>348</b>	<b>563</b>	<b>173</b>	<b>329</b>	kN	taglio di calcolo
N	=	0	0	0	0	kN	sforzo assiale di calcolo
<b>Geometria</b>							
h	=	<b>960</b>	<b>960</b>	<b>960</b>	<b>960</b>	mm	altezza della sezione
d'	=	<b>70</b>	<b>70</b>	<b>70</b>	<b>70</b>	mm	copriferro
d	=	890	890	890	890	mm	altezza utile della sezione
b <sub>w</sub>	=	1000	1001	1002	1003	mm	base della sezione
<b>Materiali</b>							
R <sub>ck</sub>	=	35	35	35	35		resistenza caratteristica cubica
f <sub>ck</sub>	=	29.05	29.05	29.05	29.05	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
γ <sub>c</sub>	=	1.50	1.50	1.50	1.50		coefficiente parziale di sicurezza
α <sub>cc</sub>	=	0.85	0.85	0.85	0.85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
f <sub>cd</sub>	=	16.46	16.46	16.46	16.46	MPa	resistenza di calcolo a compressione
f <sub>cd</sub>	=	8.23	8.23	8.23	8.23	MPa	resistenza ridotta
γ <sub>s</sub>	=	<b>1.15</b>	<b>1.15</b>	<b>1.15</b>	<b>1.15</b>		coefficiente di sicurezza acciaio
f <sub>yk</sub>	=	<b>450.00</b>	<b>450.00</b>	<b>450.00</b>	<b>450.00</b>	MPa	tensione caratteristica di snervamento acciaio
f <sub>yd</sub>	=	391.30	391.30	391.30	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio
<b>Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio</b>							
n	=	<b>5.0</b>	<b>5.0</b>	<b>5.0</b>	<b>5.0</b>		numero ferri longitudinali
Ø	=	<b>26</b>	<b>26</b>	<b>26</b>	<b>26</b>	mm	diametro ferri longitudinali
A <sub>sl</sub>	=	2654.6	2654.6	2654.6	2654.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
ρ <sub>l</sub>	=	0.003	0.003	0.003	0.003		rapporto geometrico di armatura longitudinale
k	=	1.474	1.474	1.474	1.474		
V <sub>min</sub>	=	0.244	0.244	0.244	0.244		
σ <sub>cp</sub>	=	0.000	0.000	0.000	0.000	MPa	tensione media calcestruzzo
σ <sub>cp,ad</sub>	=	0.000	0.000	0.000	0.000	MPa	tensione media di compressione adottata (<=0.2f <sub>cd</sub> )
V <sub>Rd</sub>	=	323.35	323.56	323.78	323.99	kN	taglio resistente
		<b>NO</b>	<b>NO</b>	<b>OK</b>	<b>NO</b>		
<b>Verifica per elementi provvisti di armatura a taglio</b>							
Ø <sub>w</sub>	=	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	mm	diametro dell'armatura a taglio
α	=	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	°	inclinazione dell'armatura trasversale
s	=	<b>400</b>	<b>400</b>	<b>400</b>	<b>400</b>	mm	passo staffe in direzione longitudinale
n <sub>br</sub>	=	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>		numero bracci
A <sub>sw</sub>	=	384.85	384.85	384.85	384.85	mm <sup>2</sup>	area resistente dell'armatura a taglio
ϑ	=	<b>21.80</b>	<b>21.80</b>	<b>21.80</b>	<b>21.80</b>		
ctgϑ	=	2.50	2.50	2.50	2.50		inclinazione delle bielle di calcestruzzo
α <sub>c</sub>	=	1.00	1.00	1.00	1.00		
V <sub>Rs</sub>	=	753.95	753.95	753.95	753.95	kN	resistenza taglio trazione
V <sub>Rcd</sub>	=	4709.3	4714.0	4718.7	4723.4	kN	resistenza taglio compressione
V <sub>Rd</sub>	=	<b>754.0</b>	<b>754.0</b>	<b>754.0</b>	<b>754.0</b>	kN	resistenza a taglio
		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>		
FS	=	2.16	1.34	4.37	2.29		

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

## 15 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

### 15.1 Metodologia di calcolo della capacità portante

La Normativa tecnica per le costruzioni del 2008 fornisce le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le verifiche geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

in cui

$F_{c,d}$  è il carico verticale di progetto

$R_{c,d}$  è la capacità portante verticale di progetto allo stato limite ultimo

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche ( $\gamma_G1 - \gamma_G2 - \gamma_Q$ )

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze laterali e di base ( $\gamma_b - \gamma_s - \gamma_{st}$ )

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre il carico limite di progetto è ricavato come

$$R_{c,d} = R_{bd} + R_{sd}$$

in cui

$R_{b,d}$  è la resistenza alla punta di progetto

$R_{s,d}$  è la resistenza laterale di progetto.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavate dai valori caratteristici  $R_{b,k}$ ,  $R_{s,k}$  tramite coefficienti parziali ( $\gamma_b - \gamma_s$ )

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

I valori caratteristici devono essere determinati come:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

in cui i valori  $\xi_3$ ,  $\xi_4$  sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV).

**Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

## 15.2 Metodologia di calcolo della capacità portante orizzontale

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

in cui

$F_{tr,d}$  è il carico orizzontale di progetto

$R_{tr,d}$  è la capacità portante orizzontale di progetto allo stato limite ultimo

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche ( $\gamma_{G1}$  -  $\gamma_{G2}$  -  $\gamma_Q$ )

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze laterali e di base ( $\gamma_T$ )

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_T$	1.0	1,0

**Tabella 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1.0$	$\gamma_T = 1.6$	$\gamma_T = 1.3$

L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{tr,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre la resistenza di progetto è ricavata da quella caratteristica tramite il coefficiente parziale

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

Il valore caratteristico deve essere determinato come:

$$R_{tr,k} = \min \left\{ \frac{(R_{tr,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{tr,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

in cui i valori  $\xi_3$ ,  $\xi_4$  sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate.

	<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 SPALLE</b></p>	<p>COMMESSA <b>MDL1</b></p>	<p>LOTTO 31</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0404 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 60 di 70</p>

### 15.3 Verifiche geotecniche

Sono descritte in questo paragrafo le verifiche geotecniche dei pali di fondazione delle spalle. Sono mostrate le verifiche di capacità portante per il palo maggiormente sollecitato. Si specifica che le sollecitazioni agenti inserite nei fogli di calcolo sono comprensive di carichi permanenti e variabili, e sono già fattorizzate.

Sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di capacità portante verticale in combinazione SLU (condizioni drenate).
- Verifica di capacità portante verticale in combinazione rara  $QL/1.25 > N$  SLE rara (il contributo laterale della capacità portante verticale ridotto di un fattore pari ad 1.25 deve risultare maggiore della massima azione verticale in combinazione SLE rara).
- Verifica di capacità portante orizzontale in combinazione SLV (condizioni drenate).

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche dei pali di fondazione sono state condotte utilizzando l'Approccio 2 [A1+M1+R3]. Alle sollecitazioni è stato aggiunto il peso proprio del palo.



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA**

**TRATTA RHO-GALLARATE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	61 di 70

**15.3.1 Verifica di capacità portante verticale in combinazione SLU**

**DATI GENERALI**

D	=	1200.00 mm	diámetro palo	PALI	trivellati	GRUPPI COEFF. PARZIALI	
L	=	32.00 m	lunghezza palo			comb1	comb2
L/D	=	26.67 m	rapporto lunghezza/diámetro	approcio	2	azioni	A1 -
z <sub>D</sub>	=	2.00 m	profondità testa palo da piano campagna			parametri geotecnic	M1 -
γ	=	20 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno sopra piano di posa				
z <sub>w</sub>	=	3.00 m	profondità della falda da testa palo			resistenze	R3 -
γ <sub>w</sub>	=	10 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico dell'acqua (=0 in assenza di falda)				
i	=	3.60 m	interasse pali				
n1	=	3.00 m	num. pali lungo x				
n2	=	3.00 m	num. pali lungo y				
0/1	=	0	0=terreno granulare; 1=terreno coesivo				
E	=	-	Converse-Labarre				
E	=	-	Los Angeles group action				
E	=	-	AASHTO (2002 pali CFA)				
E	=	1.00	Coefficiente di efficienza palificata scelto				

**PARAMETRI GEOTECNICI**

	profondità da testa palo	potenza			peso unità di volume	angolo di attrito	coesione drenata	coesione non drenata	coeff parziale	coeff parziale	coeff parziale	angolo di attrito di calcolo	coesione drenata di calcolo	coesione non drenata di calcolo	peso palo alleggerito	Nspt	τ <sub>lim,max</sub>
	da	a	h	γ	φ	c'	c <sub>u</sub>	γ <sub>f</sub>	γ <sub>φ</sub>	γ <sub>c'</sub>	γ <sub>c<sub>u</sub></sub>	φ <sub>r</sub>	c' <sub>d</sub>	c <sub>ud</sub>	p_palo		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[-]	[kPa]
GS	0.0	2.0	2.0	19.8	37.0	0.0	0.0	1	1	1	1	37.0	0.0	0.0	33.9	0.0	150
LS	2.0	3.0	1.0	20.0	27.5	0.0	0.0	1	1	1	1	27.5	0.0	0.0	17.0	0.0	150
GS	3.0	7.0	4.0	19.8	37.0	0.0	0.0	1	1	1	1	37.0	0.0	0.0	67.9	0.0	150
SL	7.0	9.7	2.7	20.8	31.0	0.0	0.0	1	1	1	1	31.0	0.0	0.0	76.3	0.0	150
GS	9.7	15.7	6.0	19.8	37.0	0.0	0.0	1	1	1	1	37.0	0.0	0.0	169.6	0.0	150
SG	15.7	21.2	5.5	20.8	35.0	0.0	0.0	1	1	1	1	35.0	0.0	0.0	155.5	0.0	150
SL	21.2	24.2	3.0	20.8	31.0	0.0	0.0	1	1	1	1	31.0	0.0	0.0	84.8	0.0	150
SG	24.2	32.0	7.8	20.8	35.0	0.0	0.0	1	1	1	1	35.0	0.0	0.0	220.5	0.0	150
unità 9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1	1	1	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	150
unità 10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1	1	1	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	150

**CALCOLO RESISTENZA LATERALE**

	press interstiz tetto	press interstiz base	tens vertic tetto	tens vertic base	tens vertic efficace tetto	tens vertic efficace base	0.398	coeff di attrito	coeff di adesione	resist laterale media in condiz drenate	resist laterale in condiz non drenate	αc <sub>u,max</sub>
	u <sub>t</sub>	u <sub>b</sub>	σ <sub>v1</sub>	σ <sub>vb</sub>	σ <sub>v1</sub>	σ <sub>vb</sub>	K	μ	α	τ <sub>d,D</sub>	τ <sub>d,U0</sub>	[kPa]
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
GS	0	0	40	80	40	80	0.500	0.75	0.0	22.5	22.5	0.0
LS	0	0	80	100	80	100	0.500	0.52	0.0	23.3	23.3	0.0
GS	0	40	100	179	100	139	0.500	0.75	0.0	44.8	44.8	0.0
SL	40	67	179	235	139	168	0.500	0.60	0.0	46.0	46.0	0.0
GS	67	127	235	353	168	226	0.500	0.75	0.0	74.1	74.1	0.0
SG	127	182	353	467	226	285	0.500	0.70	0.0	89.5	89.5	0.0
SL	182	212	467	529	285	317	0.500	0.60	0.0	90.5	90.5	0.0
SG	212	290	529	691	317	401	0.500	0.70	0.0	125.8	125.8	0.0
unità 9	0	0	0	0	0	0	1.000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
unità 10	0	0	0	0	0	0	1.000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	62 di 70

**Portanza laterale**

$\tau_s$	=	80.0 kPa	resistenza tangenziale unitaria media
$R_{s1}$	=	<b>9656.9</b> kN	resistenza laterale
$\tau_{lim\_max}$	=	<b>160.0</b> KPa	resistenza tangenziale unitaria media limite

**Portanza alla base**

$\sigma'_{v,b}$	=	401 kPa	tensione verticale efficace base palo
$\phi_r$	=	<b>35.0</b> °	angolo di attrito di calcolo unità di base
$c'_d$	=	<b>0.0</b> kPa	coesione drenata di calcolo unità di base
$N'_q$	=	15.6	fattore di capacità portante
$N'_c$	=	20.9	fattore di capacità portante in condizioni drenate
$q_b$	=	6262 kPa	resistenza unitaria alla base in condizioni drenate $q_{lim} = 7500$ Kpa
$R_b$	=	<b>7083</b> kN	resistenza alla base in condizioni drenate di calcolo

**Resistenze caratteristiche**

$\xi_{3,1}$	=	<b>1.70</b>	fattore di correlazione funzione del numero di verticali indagate
$R_{s,k1}$	=	5680.5 kN	resistenza laterale caratteristica
$R_{b,k}$	=	4166.3 kN	resistenza alla base caratteristica

**Calcolo della resistenza di progetto**

		comb1	comb2	
$\gamma_{R,s}$	=	1.15	FALSO	coefficiente parziale resistenza laterale
$\gamma_{R,b}$	=	1.35	FALSO	coefficiente parziale resistenza alla base
$R_{s,d}$	=	4939.6	-	kN resistenza laterale di progetto
$R_{b,d}$	=	3086.1	-	kN resistenza alla base di progetto
$W'_{palo}$	=	825.6	-	kN peso efficace del palo
$\gamma_{g,palo}$	=	<b>1.30</b>	-	coefficiente parziale peso palo
$R_d$	=	<b>8025.7</b>	-	kN resistenza di progetto del palo
P	=	<b>7875.0</b>	-	kN carico assiale testa palo (max compressione)
FS	=	1.02	-	coefficiente di sicurezza (se >1 verifica soddisfatta)



## POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA

### TRATTA RHO-GALLARATE

### PROGETTO DEFINITIVO

#### RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	63 di 70

### 15.3.2 Verifica di capacità portante verticale in combinazione Rara

#### DATI GENERALI

D	=	1200.00 mm	diámetro palo	PALI	trivellati	GRUPPI COEFF. PARZIALI	
L	=	32.00 m	lunghezza palo			comb1	comb2
L/D	=	26.67 m	rapporto lunghezza/diámetro	approcio	2	azioni	A1
z <sub>D</sub>	=	2.00 m	profondità testa palo da piano campagna			parametri geotecnic	M1
γ	=	20 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno sopra piano di posa				
z <sub>w</sub>	=	3.00 m	profondità della falda da testa palo			resistenze	R3
γ <sub>w</sub>	=	10 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico dell'acqua (=0 in assenza di falda)				
i	=	3.60 m	interasse pali				
n1	=	3.00 m	num. pali lungo x				
n2	=	3.00 m	num. pali lungo y				
0/1	=	0	0=terreno granulare; 1=terreno coesivo				
E	=	-	Converse-Labarre				
E	=	-	Los Angeles group action				
E	=	-	AASHTO (2002 pali CFA)				
E	=	1.00	Coefficiente di efficienza palificata scelto				

#### PARAMETRI GEOTECNICI

	profondità da testa palo		potenza		peso unità di volume	angolo di attrito	coesione drenata	coesione non drenata	coeff parziale	coeff parziale	coeff parziale	angolo di attrito di calcolo	coesione drenata di calcolo	coesione non drenata di calcolo	peso palo alleggerito	Nspt	q <sub>lim_max</sub>	
	da	a	h		γ	φ	c'	c <sub>u</sub>	γ <sub>f</sub>	γ <sub>φ</sub>	γ <sub>c</sub>	γ <sub>cu</sub>	φ <sub>r</sub>	c' <sub>d</sub>	c <sub>ud</sub>	p_palo		
	[m]	[m]	[m]		[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[-]	[kPa]
GS	0.0	2.0	2.0		19.8	37.0	0.0	0.0	1	1	1	1	37.0	0.0	0.0	33.9	0.0	150
LS	2.0	3.0	1.0		20.0	27.5	0.0	0.0	1	1	1	1	27.5	0.0	0.0	17.0	0.0	150
GS	3.0	7.0	4.0		19.8	37.0	0.0	0.0	1	1	1	1	37.0	0.0	0.0	67.9	0.0	150
SL	7.0	9.7	2.7		20.8	31.0	0.0	0.0	1	1	1	1	31.0	0.0	0.0	76.3	0.0	150
GS	9.7	15.7	6.0		19.8	37.0	0.0	0.0	1	1	1	1	37.0	0.0	0.0	169.6	0.0	150
SG	15.7	21.2	5.5		20.8	35.0	0.0	0.0	1	1	1	1	35.0	0.0	0.0	155.5	0.0	150
SL	21.2	24.2	3.0		20.8	31.0	0.0	0.0	1	1	1	1	31.0	0.0	0.0	84.8	0.0	150
SG	24.2	32.0	7.8		20.8	35.0	0.0	0.0	1	1	1	1	35.0	0.0	0.0	220.5	0.0	150
unità 9	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	1	1	1	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	150
unità 10	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	1	1	1	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	150

#### CALCOLO RESISTENZA LATERALE

	press interstiz tetto	press interstiz base	tens vertic tetto	tens vertic base	tens vertic efficace tetto	tens vertic efficace base	K	μ	α	resist laterale media in condiz drenate	resist laterale in condiz non drenate	αcu_max
	u <sub>t</sub>	u <sub>b</sub>	σ <sub>vt</sub>	σ <sub>vb</sub>	σ' <sub>vt</sub>	σ' <sub>vb</sub>				τ <sub>d,D</sub>	τ <sub>d,U0</sub>	
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
GS	0	0	40	80	40	80	0.50	0.75	0	22.5	22.5	0.0
LS	0	0	80	100	80	100	0.50	0.52	0.0	23.3	23.3	0.0
GS	0	40	100	179	100	139	0.50	0.75	0	44.8	44.8	0.0
SL	40	67	179	235	139	168	0.50	0.60	0	46.0	46.0	0.0
GS	67	127	235	353	168	226	0.50	0.75	0	74.1	74.1	0.0
SG	127	182	353	467	226	285	0.50	0.70	0	89.5	89.5	0.0
SL	182	212	467	529	285	317	0.50	0.60	0	90.5	90.5	0.0
SG	212	290	529	691	317	401	0.50	0.70	0	125.8	125.8	0.0
unità 9	0	0	0	0	0	0	1.00	0.00	0	0.0	0.0	0.0
unità 10	0	0	0	0	0	0	1.00	0.00	0	0.0	0.0	0.0

**Portanza laterale**

$\tau_s$	=	80.0 kPa	resistenza tangenziale unitaria media
$R_{s1}$	=	<b>9656.9</b> kN	resistenza laterale
$\tau_{lim\_max}$	=	<b>160.0</b> kPa	resistenza tangenziale unitaria media limite

**Portanza alla base**

$\sigma'_{vb}$	=	401 kPa	tensione verticale efficace base palo
$\phi'_t$	=	<b>35.0</b> °	angolo di attrito di calcolo unità di base
$c'_d$	=	<b>0.0</b> kPa	coesione drenata di calcolo unità di base
$N'_q$	=	15.6	fattore di capacità portante
$N'_c$	=	20.9	fattore di capacità portante in condizioni drenate
$q_b$	=	6262 kPa	resistenza unitaria alla base in condizioni drenate
$q_b$	=	7500 kPa	resistenza unitaria alla base in condizioni drenate $q_{lim} = 7500$ Kpa
$R_b$	=	<b>7083</b> kN	resistenza alla base in condizioni drenate di calcolo

**Resistenze caratteristiche**

$\xi_{3,1}$	=	<b>1.70</b>	fattore di correlazione funzione del numero di verticali indagate
$R_{s,k1}$	=	5680.5 kN	resistenza laterale caratteristica
$R_{b,k}$	=	4166.3 kN	resistenza alla base caratteristica

**Calcolo della resistenza di progetto**

		comb1	comb2		
$\gamma_{R,s}$	=	<b>1.25</b>	FALSO		coefficiente parziale resistenza laterale
$\gamma_{R,b}$	=	1.35	FALSO		coefficiente parziale resistenza alla base
$R_{s,d}$	=	4544.4	-	kN	resistenza laterale di progetto
$R_{b,d}$	=	3086.1	-	kN	resistenza alla base di progetto
$W'_{palo}$	=	825.6	-	kN	peso efficace del palo
$\gamma_{g,palo}$	=	<b>1.30</b>	-		coefficiente parziale peso palo
$R_d$	=	<b>7630.5</b>	-	kN	resistenza di progetto del palo
P	=	<b>5479.6</b>	-	kN	carico assiale testa palo
FS	=	1.39	-		coefficiente di sicurezza (se >1 verifica soddisfatta)

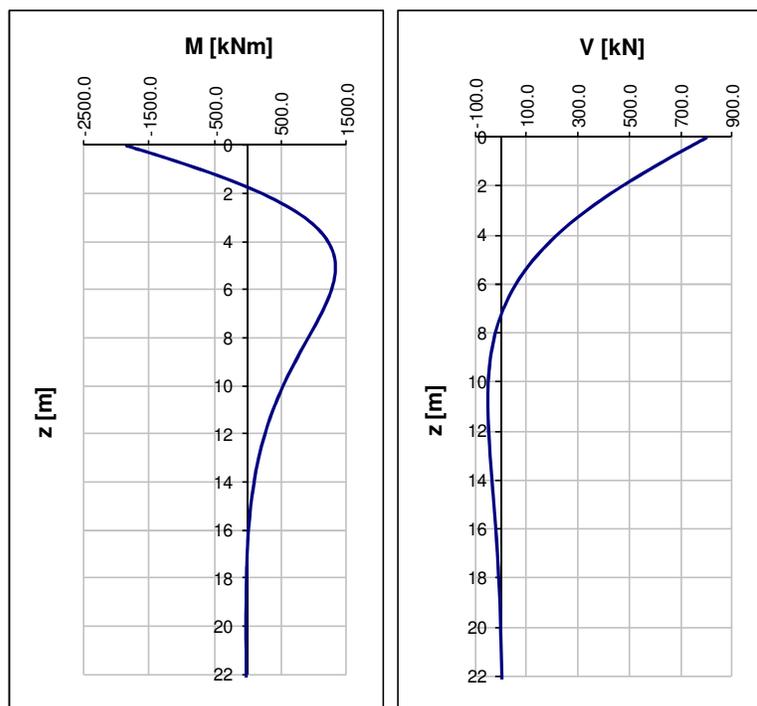
### 15.3.3 Verifica di capacità portante orizzontale in combinazione SLV

Dati di Calcolo	Vmax	Vmin	
D =	1.2	1.2 m	diametro palo
L =	32.0	32.0 m	lunghezza palo
L/D =	26.7	26.7 m	
My =	3361.4	2848.3 kNm	momento di plasticizzazione del palo
f =	<b>37.0</b>	37.0 °	angolo d'attrito
kp =	4.0	4.0	coefficiente di spinta passiva
g =	<b>19.8</b>	19.8 kN/m <sup>3</sup>	peso unità di volume (g' se è presente falda)
palo corto			
Qlim,1 =	146813.2	146813.2 kN	carico limite per palo corto
Mmax =	3132015.2	3132015.2 kNm	momento massimo
palo intermedio			
Qlim,2 =	49042.8	49026.7 kN	carico limite per palo intermedio
f =	18.6	18.6 m	
Mmax =	607293.0	606995.2 kNm	momento massimo
palo lungo			
Qlim,3 =	2479.2	2218.7 kN	carico limite per palo lungo
MR =	PALO LUNGO PALO LUNGO		meccanismo di rottura
Qlim,m =	2479.2	2218.7 kN	carico limite (valore medio)
x =	<b>1.70</b>	1.70	fattore di correlazione
Qlim,k =	1458.3	1305.1 kN	carico limite (valore caratteristico)
gT =	<b>1.30</b>	1.30	coefficiente parziale
Qlim,d =	1121.8	1004.0 kN	carico limite (valore di progetto)
Fh =	<b>802.8</b>	<b>58.0</b> kN	azione trasversale testa palo
check =	1.40	17.32	se >1 verifica soddisfatta

## 15.4 Verifiche strutturali

### 15.4.1 Determinazione momento flettente massimo (palo vincolato in testa con bipendolo)

	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin		
E	=	31,447.16	31,447.16	31,447.16	31,447.16 MPa	modulo elastico calcestruzzo
D	=	<b>1,200.00</b>	1,200.00	1,200.00	1,200.00 mm	diametro palo
J	=	0.10	0.10	0.10	0.10 m <sup>4</sup>	momento d'inertia del palo
Et	=	<b>25.00</b>	25.00	25.00	25.00 MPa	
v	=	<b>0.30</b>	0.30	0.30	0.30	
K	=	16,236.77	16,236.77	16,236.77	16,236.77 kN/m <sup>3</sup>	costante di reazione del terreno
B	=	1.80	1.80	1.80	1.80 m	larghezza efficace del palo
E <sub>s</sub>	=	29,226.19	29,226.19	29,226.19	29,226.19 kN/m <sup>2</sup>	modulo di elasticità del terreno
L0	=	4.57	4.57	4.57	4.57 m	lunghezza elastica del palo
h	=	<b>0.00</b>	0.00	0.00	0.00 m	altezza tratto libero
V <sub>max</sub>	=	802.80	57.95	802.80	628.56 kN	taglio alla testa del palo
M <sub>max</sub>	=	<b>1,836.40</b>	<b>132.57</b>	<b>1,836.40</b>	<b>1,437.83</b> kNm	massimo momento flettente
d <sub>max</sub>	=	6.00	0.43	6.00	4.70 mm	spostamento massimo in testa
z	=	<b>10.00</b>	10.00	10.00	10.00 m	profondità di calcolo momento flettente
M(z)	=	<b>541.55</b>	<b>39.09</b>	<b>541.55</b>	<b>424.01</b> kNm	momento flettente alla profondità z
V(z)	=	-52.06	-3.76	-52.06	-40.76 kN	taglio a profondità z



**15.4.2 Verifica a pressoflessione**

Si riportano i tabulati delle verifiche a presso-flessione allo stato limite ultimo (SLU-str/SLV-str) e allo stato limite di esercizio (SLE-rara, SLE-frequente, SLE-q.perm.) per i pali maggiormente sollecitati.

L'armatura longitudinale nella sezione di testa del palo è costituita da 28Ø24 (prima gabbia).

<b>Vmax</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.1	-1.10	9.00	1,200.0	93.00	28.00	24.00	0.00	0.00	14.11	391.30	50.00	1,836.4	-6,059,106.3	3,361.4	1.83
<b>Vmin</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.1	-1.1	9.0	1200.0	93.0	28.0	24.0	0.0	0.0	14.1	391.3	50.0	132.6	-2,324,569.2	2,848.3	21.49
<b>Nmax</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.1	-1.1	9.0	1200.0	93.0	28.0	24.0	0.0	0.0	14.1	391.3	50.0	1,836.4	-6,801,727.8	3,377.8	1.84
<b>Nmin</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.1	-1.1	9.0	1200.0	93.0	28.0	24.0	0.0	0.0	14.1	391.3	50.0	1,437.8	78,194.0	2,166.5	1.51

A profondità pari a 10m si dispongono 14Ø24 (seconda gabbia)

<b>Vmax</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.2	9.00	32.00	1,200.0	65.00	14.00	24.00	0.00	0.00	14.11	391.30	50.00	541.5	-6,059,106.3	2,668.4	4.93
<b>Vmin</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.2	9.0	32.0	1200.0	65.0	14.0	24.0	0.0	0.0	14.1	391.3	50.0	39.1	-2,324,569.2	2,011.8	51.46
<b>Nmax</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.2	9.0	32.0	1200.0	65.0	14.0	24.0	0.0	0.0	14.1	391.3	50.0	541.5	-6,801,727.8	2,696.7	4.98
<b>Nmin</b>															
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub>	D	c'	n°ferri	D ferri	Af_conc	y_conc	fcd	f <sub>yd</sub>	flag	M <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>res</sub> (N=Ned)	FS
	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[kN*m]	[N]	[kN*m]	
gabbia n.2	9.0	32.0	1200.0	65.0	14.0	24.0	0.0	0.0	14.1	391.3	50.0	424.0	78,194.0	1,156.5	2.73

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b>					
	<b>TRATTA RHO-GALLARATE</b>					
<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>						
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	31	D 26 CL	VI0404 001	A	68 di 70

### 15.4.3 Verifica a taglio

Si riportano le verifiche nei confronti delle sollecitazioni taglianti. In particolare viene esplicitato il calcolo del coefficiente di sicurezza per l'azione massima riscontrata in testa  $H=1216$  KN. Per il calcolo della resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.2 NTC08 (*Elementi dotati di armature resistenti a taglio*).

L'armatura trasversale nella zona di testa del palo è costituita da una spirale continua di passo 20 cm e diametro  $\varnothing 14$ . L'altezza utile è stimata secondo il paragrafo 7.9.5.2.2 NTC08:

In assenza di calcoli più accurati, per sezioni circolari di calcestruzzo di raggio  $r$  in cui l'armatura sia distribuita su una circonferenza di raggio  $r_s$ , l'altezza utile della sezione ai fini del calcolo della resistenza a taglio può essere calcolata come

$$d = r + \frac{2r}{\pi} \quad (7.9.11)$$

#### Sollecitazioni

V	=	802.8	kN	taglio di calcolo
N	=	6059.1	kN	sforzo assiale di calcolo

#### Geometria

D	=	1200	mm	diametro sezione
d	=	1120	mm	altezza utile
$d_e$	=	872.8	mm	altezza utile equivalente
$b_{we}$	=	1080	mm	base equivalente

#### Materiali

$R_{ck}$	=	30		resistenza caratteristica cubica
$f_{ck}$	=	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$g_c$	=	1.5		coefficiente parziale di sicurezza
$a_{cc}$	=	0.85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
$f_{cd}$	=	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione
$f'_{cd}$	=	7.055	MPa	resistenza ridotta
$g_s$	=	1.15		coefficiente di sicurezza acciaio
$f_{yk}$	=	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento acciaio
$f_{yd}$	=	391.3	MPa	tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

Verifica per elementi sprovisti di armatura a taglio

n	=	28.0		numero ferri longitudinali
$\emptyset$	=	24.0	mm	diametro ferri longitudinali
$A_{sl}$	=	12667	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
$r_l$	=	0.012		rapporto geometrico di armatura longitudinale
k	=	1.5		
$v_{min}$	=	0.3		
$s_{cp}$	=	5.4	MPa	tensione media calcestruzzo
$s_{cp,ad}$	=	2.8	MPa	tensione media di compressione adottata ( $\leq 0.2f_{cd}$ )
$V_{Rd}$	=	919.4	kN	taglio resistente
		OK		

Verifica per elementi provisti di armatura a taglio

$\emptyset_w$	=	14.0	mm	diametro dell'armatura a taglio
a	=	90.0	°	inclinazione dell'armatura trasversale
s	=	200.0	mm	passo staffe in direzione longitudinale
$n_{br}$	=	2.0		numero bracci
$A_{sw}$	=	307.9	mm <sup>2</sup>	area resistente dell'armatura a taglio
ctg $\vartheta$	=	2.5		inclinazione delle bielle di calcestruzzo
$s_{cp}$	=	2.8	MPa	tensione media calcestruzzo
$a_c$	=	1.3		
$V_{Rsd}$	=	1182.9	kN	resistenza taglio trazione
$V_{Rcd}$	=	2579.8	kN	resistenza taglio compressione
$V_{Rd}$	=	1182.9	kN	resistenza a taglio
FS	=	1.47		

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA <b>MDL1</b>	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI0404 001	REV. A	FOGLIO 70 di 70

### 15.5 INCIDENZE SPALLA

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

- Platea di fondazione **140 kg/m<sup>3</sup>**
- Elevazione - paraghiaia **150 kg/m<sup>3</sup>**
- Elevazione - muro frontale **110 kg/m<sup>3</sup>**
- Elevazione - muro andatore **150 kg/m<sup>3</sup>**
- Pali di fondazione **195 kg/m<sup>3</sup>**

Nel calcolo è stata considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.