

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

## PROGETTO DEFINITIVO

## RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

### OPERE PRINCIPALI – GALLERIE ARTIFICIALI

Galleria artificiale Parei da km 83+948 a km 84+405

Relazione calcolo strutture

SCALA:

-

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

I V 0 I 0 0 D 2 6 R G G A 1 1 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	C. Soave 	Gennaio 2022	M. Severi 	Gennaio 2022	G. Fadda 	Gennaio 2022	A. Perego Gennaio 2022
File: IV0I00D26RGGGA1100001A.doc								n. Elab.: X

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	6
3.2	DOCUMENTI CORRELATI .....	6
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	7
5.1	CALCESTRUZZO.....	7
5.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO .....	7
6	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA .....	8
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	9
8	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	11
9	APPROCCIO PROGETTUALE .....	12
10	GALLERIA ARTIFICIALE (SEZIONE CORRENTE) .....	13
10.1	SOLETTONE DI COPERTURA.....	13
10.1.1	<i>Caratteristiche del modello di calcolo .....</i>	<i>13</i>
10.1.2	<i>Stati limite considerati.....</i>	<i>16</i>
10.1.3	<i>Combinazioni di carico .....</i>	<i>18</i>
10.1.4	<i>Modello 1 – Soletta di copertura appoggiata.....</i>	<i>18</i>
10.1.5	<i>Modello 2 – Soletta di copertura incastrata.....</i>	<i>21</i>
10.2	SOLETTA DI FONDAZIONE .....	25
10.2.1	<i>Caratteristiche del modello di calcolo .....</i>	<i>25</i>
10.2.2	<i>Stati limiti considerati .....</i>	<i>28</i>
10.2.3	<i>Combinazioni di carico .....</i>	<i>29</i>
10.2.4	<i>Risultati del modello.....</i>	<i>29</i>
10.3	VERIFICHE DIAFRAMMA DI PALI .....	32
10.3.1	<i>Analisi dei carichi .....</i>	<i>33</i>



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

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.  
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI  
CALCOLO STRUTTURE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 11 00 001	A	3 di 57

10.3.2	<i>Caratteristiche del modello di calcolo</i>	33
10.3.3	<i>Fasi di calcolo</i>	34
10.3.4	<i>Risultati e verifiche del modello di calcolo – lato Genova</i>	35
10.3.5	<i>Risultati e verifiche del modello di calcolo – lato Ventimiglia</i>	46
11	<b>INCIDENZA DELLE ARMATURE</b>	57



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

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.  
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI  
CALCOLO STRUTTURE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 11 00 001	A	4 di 57

## 1 PREMESSA

La presente relazione è inerente alla verifica della Galleria Parei, opera individuata con il codice GA11 nell'ambito del progetto di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure-Andora.

Sono inoltre presenti opere di imbocco di lunghezza pari a 28.96 m e 18.70 m rispettivamente lato Genova e lato Ventimiglia.

Si tratta, in particolare delle seguenti opere:

- Zona imbocco lato Genova da Prog 83+919 a Prog. 83+948; muro ad U con pareti e solettone di fondo di spessore pari ad 0.80m, larghezza netta pari a 10.20m e altezza massima pareti pari a 8.06 m;
- Zona imbocco lato Ventimiglia da Prog 84+405 a Prog. 84+423; come imbocco lato Genova;
- Sezione corrente da Prog 83+948 a Prog. 84+405 per totali 456.50 m di estensione: galleria artificiale costituita da paratia di pali Ø1200 di lunghezza pari a 16 m posti ad interasse  $i=1.3$  m; solettone di copertura di spessore 1.20m, solettone di fondo di spessore 80cm, larghezza interna netta 10.20m.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo del documento è il dimensionamento strutturale del solettone di copertura e di fondo della sezione corrente della galleria, nonché la verifica dei pali nella fase di esercizio.

Di seguito vengono riportate le sezioni caratteristiche della galleria.

Sezione I  
Progressiva=84350.00

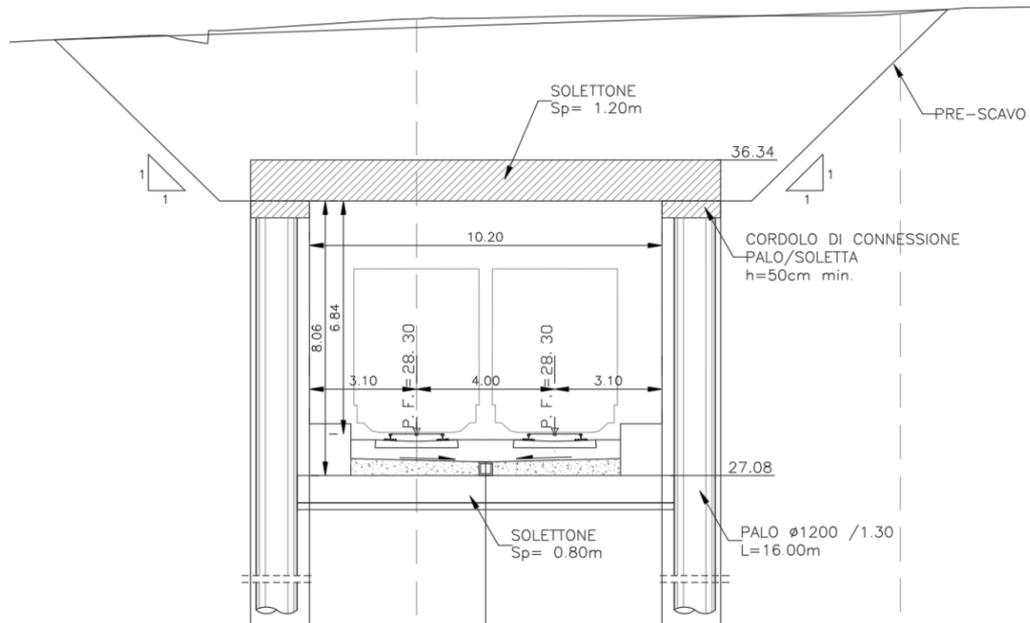


Figura 2-1 Sezione trasversale della galleria corrente

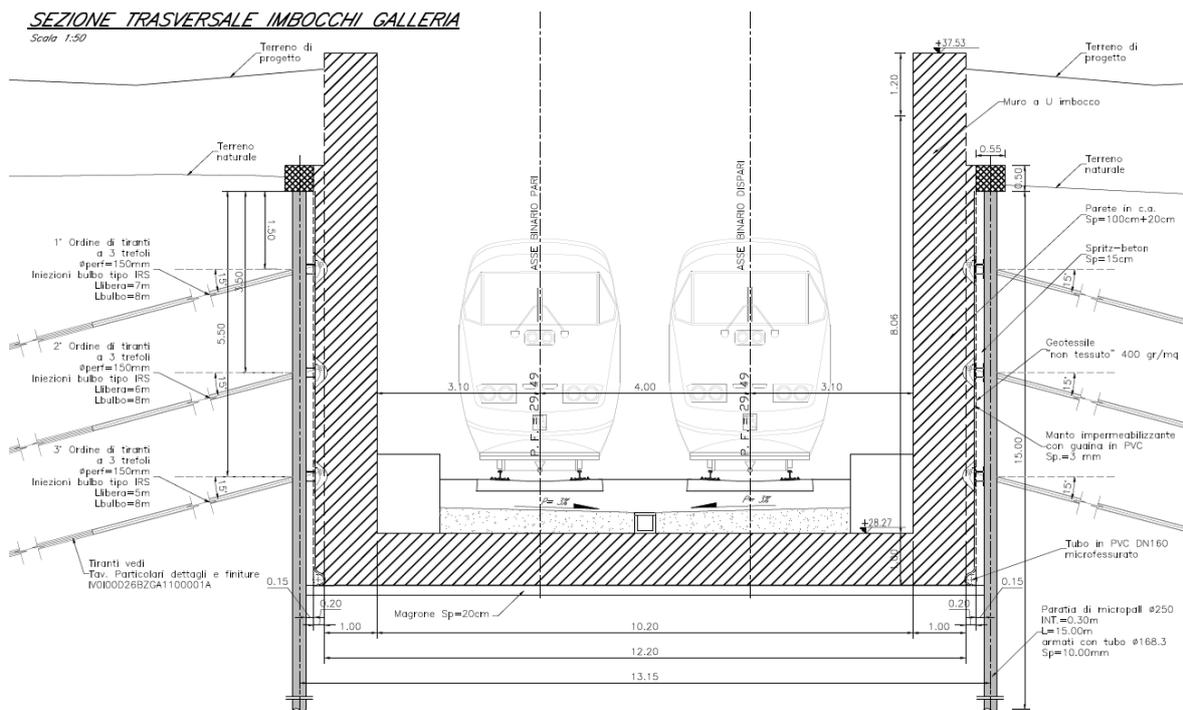


Figura 2-2 Sezione trasversale dell'imbocco alla galleria artificiale

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV0I</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 6 di 57

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Documenti Referenziati

Nella presente relazione, si è fatto riferimento ai seguenti elaborati grafici:

- I. Planimetria generale dell'intervento (IV0I00D26P9GA1100001A)
- II. Pianta fondazioni e sezione longitudinale 1/2 (IV0I00D26P9GA1100002A)
- III. Pianta fondazione e sezione longitudinale 2/2 (IV0I00D26P9GA1100003A)
- IV. Carpenteria imbocchi e fasi realizzative (IV0I00D26BBGA1100001A)
- V. Carpenteria sezione corrente e fasi realizzative (IV0I00D26BBGA1100002A)
- VI. Sezioni trasversali 1/2 (IV0I00D26WBGA1100001A)
- VII. Sezioni trasversali 2/2 (IV0I00D26WBGA1100002A)
- VIII. Particolari, dettagli e finiture (IV0I00D26BZGA1100002A)

#### 3.2 Documenti Correlati

I documenti di calcolo correlati alla presente sono:

- I. Relazione descrittiva (IV0I00D26RGGA1100001A)
- II. Relazione di calcolo opere provvisionali (IV0I00D26CLGA1100002A)

### 4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli redatti nelle specifiche relazioni sono svolti in ottemperanza alla Normativa vigente :

- NTC 2018 – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018
- RFI-DTC-ICI-PO SP INF 001 A - Istruzione per la progettazione e l'esecuzione di ponti ferroviari
- RFI-DTC-ICI-PO SP INF 004 A - Istruzione 44B – istruzioni tecniche per la progettazione di manufatti sotto binario da costruire in zona sismica.



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

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.  
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI  
CALCOLO STRUTTURE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 11 00 001	A	7 di 57

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 Calcestruzzo

#### Calcestruzzo per sottofondazioni

Classe di resistenza caratteristica a compressione C12/15

#### Calcestruzzo per pali/diaframmi di fondazione gettati in opera

Classe di esposizione ambientale XC2

Classe di resistenza caratteristica a compressione C25/30

Classe di resistenza allo scarico S4

#### Calcestruzzo per solette e opere in elevazione

Classe di esposizione ambientale XC3

Classe di resistenza caratteristica a compressione C28/35

Classe di resistenza allo scarico S4

#### Calcestruzzo per imbocchi

Classe di esposizione ambientale XC4

Classe di resistenza caratteristica a compressione C32/40

Classe di resistenza allo scarico S4

### 5.2 Acciaio da cemento armato

È previsto l'utilizzo di acciaio appartenente alla classe B450C, con le seguenti caratteristiche:

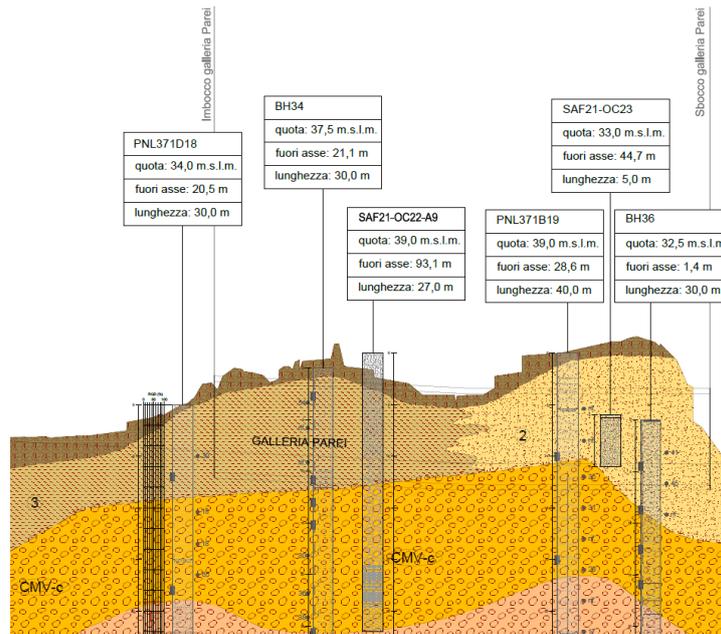
Resistenza caratteristica a snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;

Resistenza caratteristica a rottura  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ ;

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

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Per il calcolo delle opere è stato fatto riferimento al profilo geologico (Figura 6-1).



**Figura 6-1:Stralcio profilo geologico;**

Le principali unità riscontrate lungo lo sviluppo della galleria Parei sono le seguenti:

- Terreno di riporto,
- Unità 2, composta da depositi alluvionali incoerenti, costituiti prevalentemente da sabbia e ghiaia
- Unità 3, composta da depositi alluvionali coesivi, costituiti prevalentemente da limo e argilla
- CMV-c (Facies coesiva dei conglomerati di Monte Villa), costituita da argilla limosa e limo argilloso debolmente sabbioso.

La caratterizzazione geotecnica, con riferimento ai parametri fisico-meccanici delle grandezze, è quella riportata nella Relazione Geotecnica della tratta e riassunta in Tabella 6-1.

	$\gamma$ [kN/mc]	$c_u$ [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E'$ [MPa]
Unità 1	19.0	-	0	25	15
Unità 2	20.0	-	0	35	30
Unità 3	20.0	180	10	23	15
CMV-c	20.0	175	10	25	15

**Tabella 6-1 Principali caratteristiche delle unità litostratigrafiche riscontrate lungo la galleria Parei**

La falda è stata rilevata a quote decisamente inferiori rispetto alla posizione della galleria.



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

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 11 00 001	A	9 di 57

## 7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La opera in progetto si trova nella località di Poggi di Leca nel comune di Albenga, in provincia Savona, regione Liguria, in un sito con le seguenti coordinate geografiche: Latitudine 44.067 , Longitudine 8.167.

Alle strutture di tipo definitivo, si attribuisce una vita nominale  $V_N$  pari a 75 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente  $C_u$  pari a 1.5, come indicato nelle istruzioni RFI n. 44G per infrastrutture ferroviarie nuove non ad alta velocità ( $v \leq 250$  km/h). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a  $V_R = V_N \cdot C_u = 112.5$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica,  $P_{VR}$ , attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo  $V_R$  dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto,  $T_R$ , sopra definito, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere provvisorie di imbocco il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la seguente relazione (NTC2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

$S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.IV del D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018);

$S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.V del D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018).

Sulla base delle evidenze riscontrata in sito si assegnano le categoria di sottosuolo B ed E.

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sono riepilogate nella seguente tabella.

Categoria sottosuolo		B	E
Categoria topografica		T1	T1
Vita Nominale dell'opera (anni)	V <sub>N</sub>	75	75
Coefficiente D'uso	C <sub>u</sub>	1.5	1.5
Periodo di riferimento (anni)	V <sub>R</sub>	112.5	112.5
Probabilità di Superamento Evento	P <sub>VR</sub>	10	10
Periodo di Ritorno (anni)	T <sub>R</sub>	1068	1068
Acc. orizzontale di picco al sito (g)	ag	0.184	0.184
Amplificazione Spettrale max.	F <sub>0</sub>	2.463	2.463
Coeff. di amp. stratigrafica	S <sub>s</sub>	1.2	1.502
Coeff. di amp. Topografica	S <sub>T</sub>	1	1

**Tabella 7-1 Parametri sismici considerati per la valutazione dell'azione sismica per l'opera in esame**

In base alle accelerazioni massima attese sul sito in esame si valutano, con le espressioni che seguono, i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche che seguono.

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

In cui  $\beta_M$  rappresenta un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Nel caso delle paratie di pali, al coefficiente  $\beta_M$  è stato assegnato il valore 0.498.

Pertanto nei modelli di calcolo si considera:

	Cat. di sottosuolo B	Cat. di sottosuolo E
kh	0.11	0.14
kv	0.05	0.07

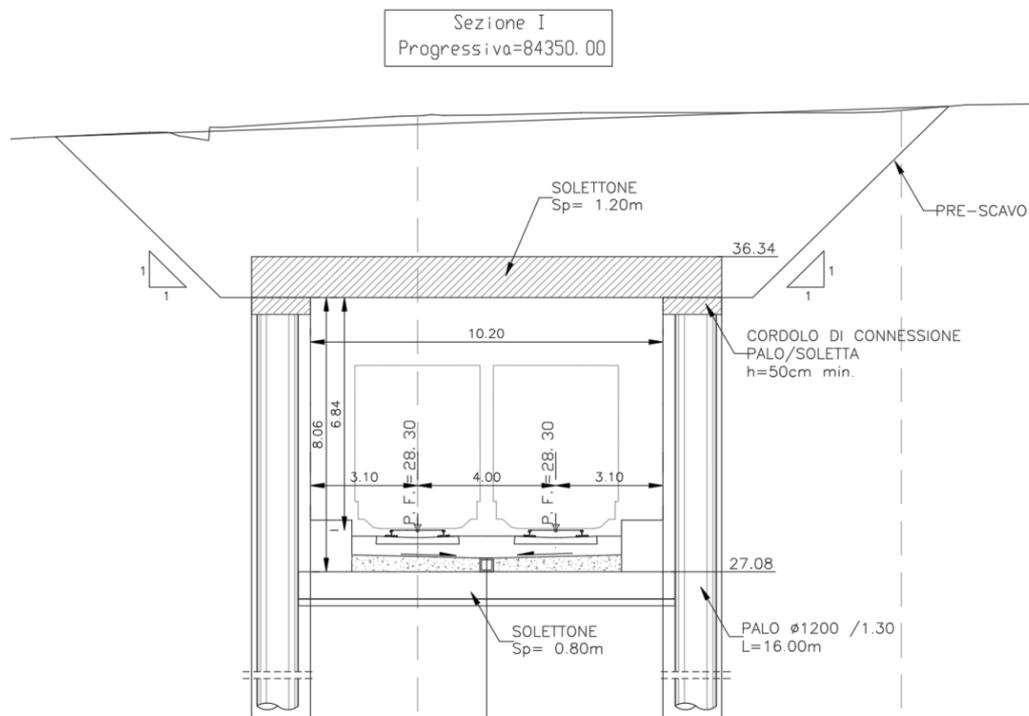
**Tabella 7-2 Riepilogo parametri sismici utilizzati nei modelli di calcolo**

## 8 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La galleria è costituita da diaframmi di pali di diametro  $\phi$  120 cm ad interasse 130 cm, da un solettone di copertura di spessore 120 cm e da una soletta di fondo dello spessore di 80 cm.

Ad opera finita, la carpenteria interna della galleria misura una luce netta di 10.20 m per una altezza costante di 8.06 m.

La sezione tipologica della sezione della galleria Parei è illustrata in Figura 8-1.



**Figura 8-1 Sezione trasversale galleria Parei**



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

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.  
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI  
CALCOLO STRUTTURE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 11 00 001	A	12 di 57

## 9 APPROCCIO PROGETTUALE

Le verifiche geotecniche e strutturali eseguite per il dimensionamento della galleria Parei sono state svolte in accordo alle NTC2018.

In merito al dimensionamento geotecnico del diaframma di pali, è stato implementato un modello di calcolo con il software Paratie Plus, nel quale sono state considerate tutte le fasi realizzative dell'opera.

Per il dimensionamento strutturale del solettone inferiore e del solettone di copertura sono stati implementati due differenti modelli di calcolo con il software Midas Gen.

L'analisi della paratia di pali è stata condotta in accordo alle NTC 2018, considerando l'approccio 1 considerando le due combinazioni di carico A1+M1+R1 e A2+M2+R1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2018.

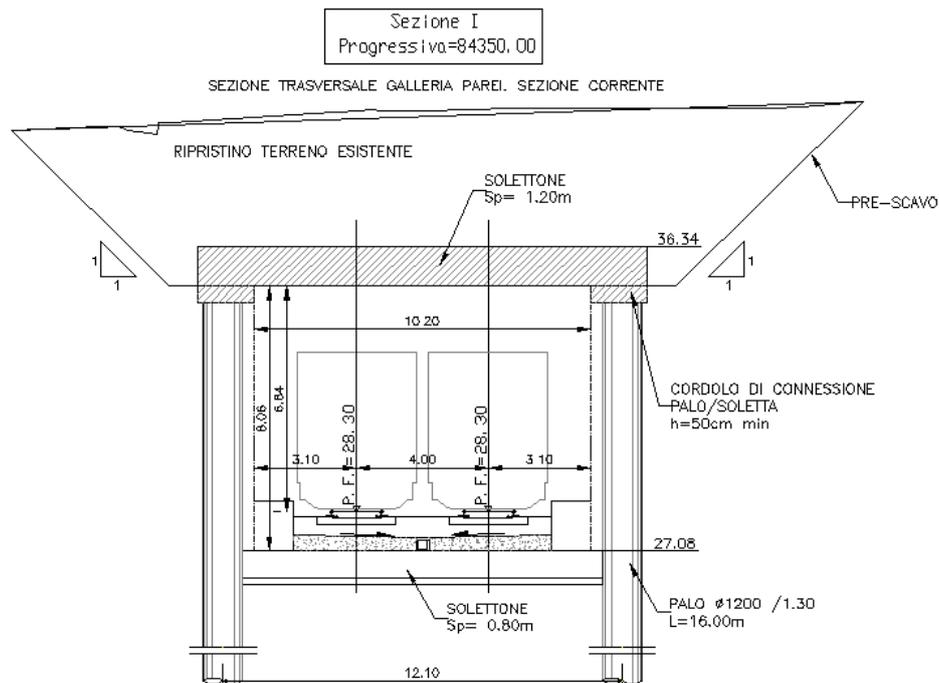
## 10 GALLERIA ARTIFICIALE (SEZIONE CORRENTE)

### 10.1 Solettone di copertura

Il presente paragrafo illustra il modello di calcolo e le verifiche svolte per il dimensionamento strutturale della copertura della galleria artificiale Parei.

Tale copertura è costituita da un solettone in calcestruzzo armato gettato in opera, solidarizzato ai due diaframmi laterali, di spessore pari a 1.20 m ed una larghezza (da asse diaframma ad asse diaframma) di 12.10 m.

La seguente figura illustra la sezione tipologica della galleria in esame.



**Figura 10-1: Sezione trasversale galleria artificiale**

#### 10.1.1 Caratteristiche del modello di calcolo

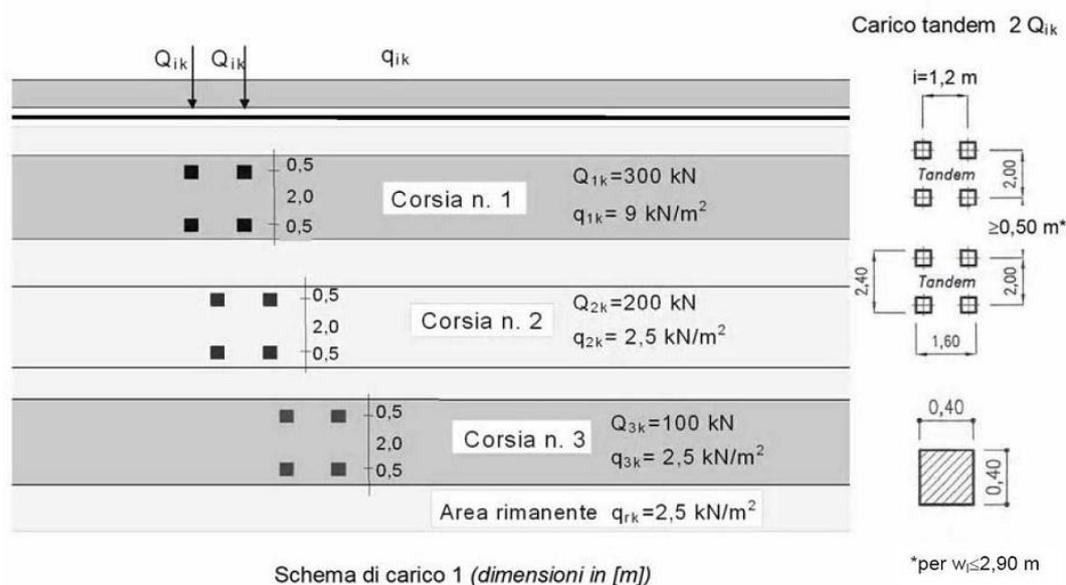
Il dimensionamento strutturale del solettone di copertura è stato eseguito considerando la sezione alla prog. 84+350, nella quale si riscontra la massima altezza di ricoprimento pari a circa 4.20m.

La soletta di copertura è stata modellata con il software Midas Gen 2021 implementando un modello di calcolo bidimensionale che rappresenta una sezione trasversale di spessore unitario con elementi beam aventi sezione pari a 1.0 m di larghezza e 1.20 m di altezza. Agli elementi è stato assegnato il materiale corrispondente al calcestruzzo di classe C28/35.

Al fine di massimizzare le sollecitazioni agenti in corrispondenza della mezzeria e degli incastri, sono stati implementati due modelli di calcolo considerando la soletta di copertura in un caso semplicemente appoggiata, nell'altro caso incastrata in corrispondenza dei pali.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

1. Peso proprio della struttura, considerando un peso specifico del c.a. pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ ,
2. Ricoprimento del terreno soprastante, valutato considerando la sezione in cui si verifica la massima altezza, pari a  $4.20 \text{ m}$  e considerando un peso specifico del terreno di ricoprimento pari a  $19 \text{ kN/m}^3$ ,
3. Sovraccarico stradale, valutato in ottemperanza al Par. 5 delle NTC 2018, considerando il carico tandem ridistribuito fino al piano medio della soletta con inclinazione 3:2 nel rinterro e 1:1 fino all'asse della soletta di copertura,

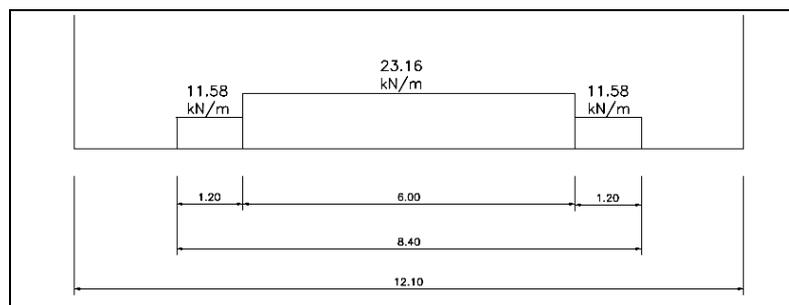


**Figura 10-2: Schema di calcolo 1 NTC 2018**

La seguente tabella illustra il calcolo del carico variabile da traffico stradale.

<b>CARICO VARIABILE STRADALE - H RICOPRIMENTO 4.2 m</b>	
Altezza di ricoprimento	4.2 m
Redistribuzione	3:2
Altezza soletta	1.2 m
Redistribuzione	1:1
Largh. corsia	3 m
<b>Largh. redistribuzione corsia</b>	<b>9.8 m</b>
Largh. carico tandem	0.4 m
<b>Lungh. redistribuzione tandem</b>	<b>7.2 m</b>
Carico distribuito corsia 1	9 kPa
Carico tandem corsia 1	300 kN
<b>Redistribuzione carico distribuito</b>	<b>2.8 kPa</b>
<b>Redistribuzione carico tandem</b>	<b>20.8 kPa</b>
Carico distribuito corsia 2	2.5 kPa
Carico tandem corsia 2	200 kN
<b>Redistribuzione carico distribuito</b>	<b>0.8 kPa</b>
<b>Redistribuzione carico tandem</b>	<b>13.9 kPa</b>
Carico distribuito corsia 3	2.5 kPa
Carico tandem corsia 3	100 kN
<b>Redistribuzione carico distribuito</b>	<b>0.8 kPa</b>
<b>Redistribuzione carico tandem</b>	<b>6.9 kPa</b>
<b>Totale carico tandem - zona esterna</b>	<b>11.6 kPa</b>
<b>Totale carico tandem - zona interna</b>	<b>23.1 kPa</b>

**Tabella 10-1** Calcolo azioni variabili da traffico stradale

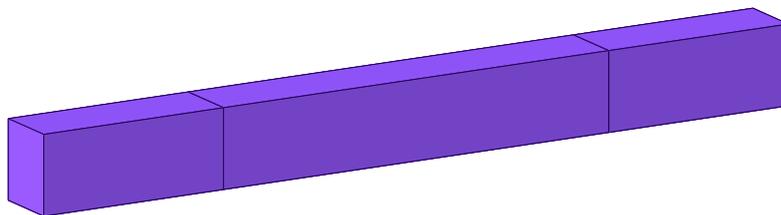


**Figura 10-3** Schema geometrico di applicazione del carico da traffico stradale sulla soletta di copertura

4. Azione sismica inerziale, valutata secondo la seguente espressione:  $k_h \cdot W$ , con  $k_h$  che indica il coefficiente sismico orizzontale.

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 16 di 57

La seguente figura illustra il modello di calcolo implementato.



**Figura 10-4 Modello di calcolo implementato con il software Midas Gen**

### 10.1.2 Stati limite considerati

#### Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi considerati sono riferiti alle seguenti combinazioni:

SLU combinazione STATICA  $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q + \gamma_Q \sum \psi_{0i} Q_i$

SLU combinazione SISMICA  $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_i$

Per il caso in esame, i coefficienti adottati sono:

$$\gamma_{G1} = 1.35 \text{ se } A1+M1; 1 \text{ se favorevole}$$

$$\gamma_{G2} = 1.50 \text{ se } A1+M1; 0 \text{ se favorevole}$$

$$\gamma_Q = 1.35 \text{ se } A1+M1; 0 \text{ se favorevole (azioni variabili da traffico)}$$

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA - TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 17 di 57

Per ciascuna azione variabile, sono stati considerati i coefficienti di combinazione riportati in Tabella 10-2.

Carico	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2(*)$
Stradale (Tandem)	0.75	0.75	0
Stradale (Distribuito)	0.4	0.4	0

**Tabella 10-2 Coefficienti di combinazione NTC 2018**

(\*) Nella combinazione sismica è stato assunto il coefficiente  $\psi_2=0.2$ , in accordo con quanto riportato al paragrafo 5.1.3.12 delle NTC 2018.

Per le combinazioni in esame, le sollecitazioni risultanti vanno confrontate con la resistenza a rottura delle sezioni in calcestruzzo armato, determinata dalle seguenti caratteristiche di resistenza dei materiali:

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

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 29.05 \times 0.85 / 1.5 = 16.46 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$$

#### Stati limite di esercizio

Le strutture in esame rientrano nella classe di esposizione XC3 riferibile a condizioni ambientali *ordinarie*. L'armatura è di tipo *poco sensibile*. In considerazione di ciò, gli stati limite di esercizio considerati sono:

SLE combinazione RARA:  $G_1 + G_2 + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$

Limiti tensionali:  $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 0.55 \times 29.05 = 15.98 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 0.75 \times f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ MPa}$$

Limiti fessurativi:  $w_d \leq 0.2 \text{ mm}$

### 10.1.3 Combinazioni di carico

Per le verifiche degli stati limite, sono stati considerati le seguenti combinazioni di carichi, secondo quanto indicato nelle NTC2018.

	SLU	SLV	SLER_1	SLER_2	SLEF_1	SLEF_2	SLEQP
<b>Peso proprio solettone</b>	1.35	1	1	1	1	1	1
<b>Peso ricoprimento</b>	1.35	1	1	1	1	1	1
<b>Sovraccarico stradale (carico distribuito)</b>	1.35	0.2	1	0.4	0.4	0	0
<b>Sovraccarico stradale (assi)</b>	1.35	0.2	0.75	1	0	0.75	0
<b>Inerzia verticale</b>	0	1	0	0	0	0	0

**Tabella 10-3 Combinazioni di carichi implementate nel modello di calcolo**

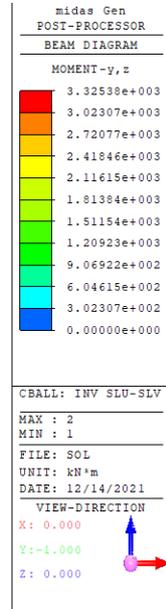
### 10.1.4 Modello 1 – Soletta di copertura appoggiata

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati delle analisi numeriche per il caso di soletta appoggiata in termini di involuppo di momento flettente e taglio allo stato limite ultimo (SLU) e salvaguarda della vita (SLV). Si riporta inoltre l'involuppo di momento flettente allo stato limite di esercizio (SLE).

A seguire sono riportate i risultati del modello numerico e le verifiche strutturali eseguite nella zona di mezzaria della soletta di copertura.



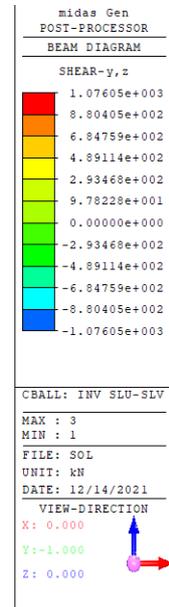
$M_{max}=3325 \text{ kNm}$



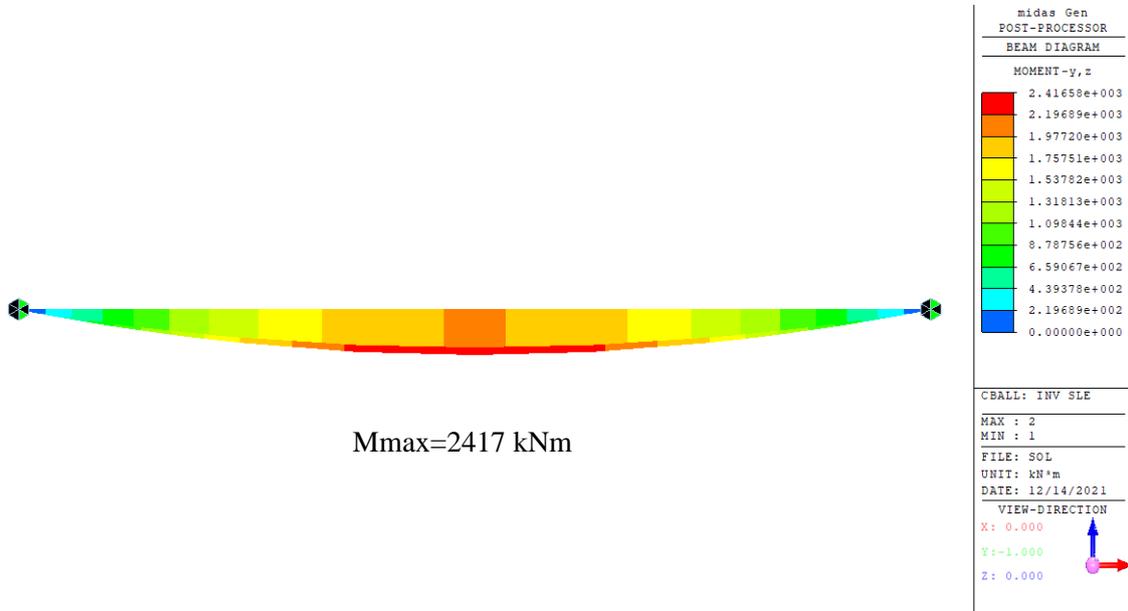
**Figura 10-5 Involuppo SLU SLV – Momento flettente**



$T_{max}=1076 \text{ kN}$



**Figura 10-6 Involuppo SLU SLV - Taglio**



**Figura 10-7 Inviluppo SLE – Momento flettente**

La seguente tabella illustra i massimi valori di sollecitazione in corrispondenza della sezione di mezzeria della soletta della soletta di copertura.

Sezione	Inv SLU – SLV	Inv SLU – SLV	Inv SLE – SLD
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Momento flettente [kNm]
<b>Mezzeria</b>	3325	1076	2417

**Tabella 10-4 Sollecitazioni ottenute dal modello numerico – Soletta di copertura appoggiata**

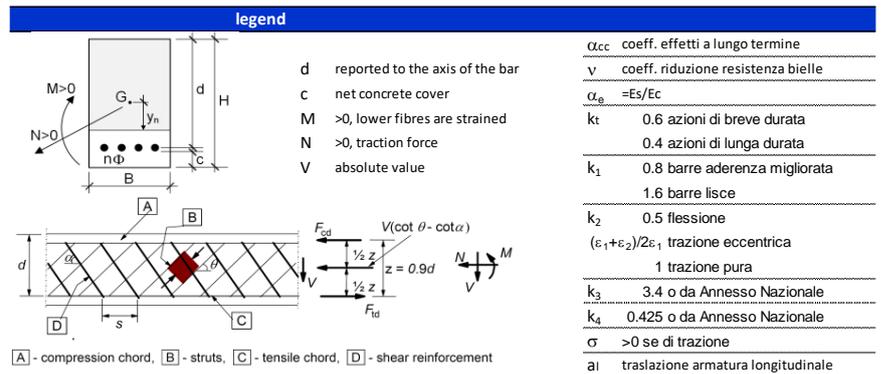
Si riportano a eseguire le verifiche strutturali per la soletta di copertura. L'armatura considerata nella verifica strutturale è costituita da Ø26/20 al lembo compresso e un doppio strato di Ø30/10 al lembo teso, è inoltre prevista una armatura a taglio realizzata con ganci Ø12/33x20. Come illustrato nella seguente tabella, le verifiche strutturali svolte risultano soddisfatte.

geometry				
transversal section				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	120	4.0	109.5	98.6
longitudinal reinforcement				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
5	26	5.3	26.55	
10	30	104.5	70.69	
10	30	114.5	70.69	
shear reinforcement				
narms	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm <sup>2</sup> ]
3	12	20	90	3.39

stresses and results	
SLS	ULS
MEk 2416.00 [kNm]	MEd 3325 [kNm]
NEk 0.00 [kN]	NEd 0.00 [kN]
	VEd 1076 [kN]
tensions and cracks	bending
Mdec 0.0 [kNm]	MRd 5340.9 [kNm]
Mcr 429.6 [kNm]	FS 1.61
	shear
yn -12.24 [cm]	VRdc 345.8 [kN]
σc,min -9.2 [MPa]	shear reinforcement
σs,min -123.2 [MPa]	VRds 1619.2 [kN]
σs,max 193.7 [MPa]	VRdmax 2893.7 [kN]
	θ 22.0 [°]
εsm-εcm 0.79 [‰]	section: ductile
Sr,max 22.3 [cm]	al 122.0 [cm]
wk 0.176 [mm]	

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo Asl	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θimposto	22 [°]
θcalcolato	16.3 [°]
θinf	21.8 [°]
θsup	45 [°]

materials			
concrete		steel	
fck	28 [MPa]	fyk	450 [MPa]
γc	1.5	γs	1.15
αcc	0.85	fyd	391.3 [MPa]
fcd	15.9 [MPa]	Es	200000 [MPa]
v	0.533	εuk	75 [‰]
εc2	2.0 [‰]		
εcu2	3.5 [‰]		
αe	15.0		
kt	0.4		
k1	0.8		
k2	0.5		
k3	3.4		
k4	0.425		
		limit values	
		0,55 fck	15.4 [MPa]
		0,75 fyk	337.5 [MPa]
		wk,lim	0.2 [mm]

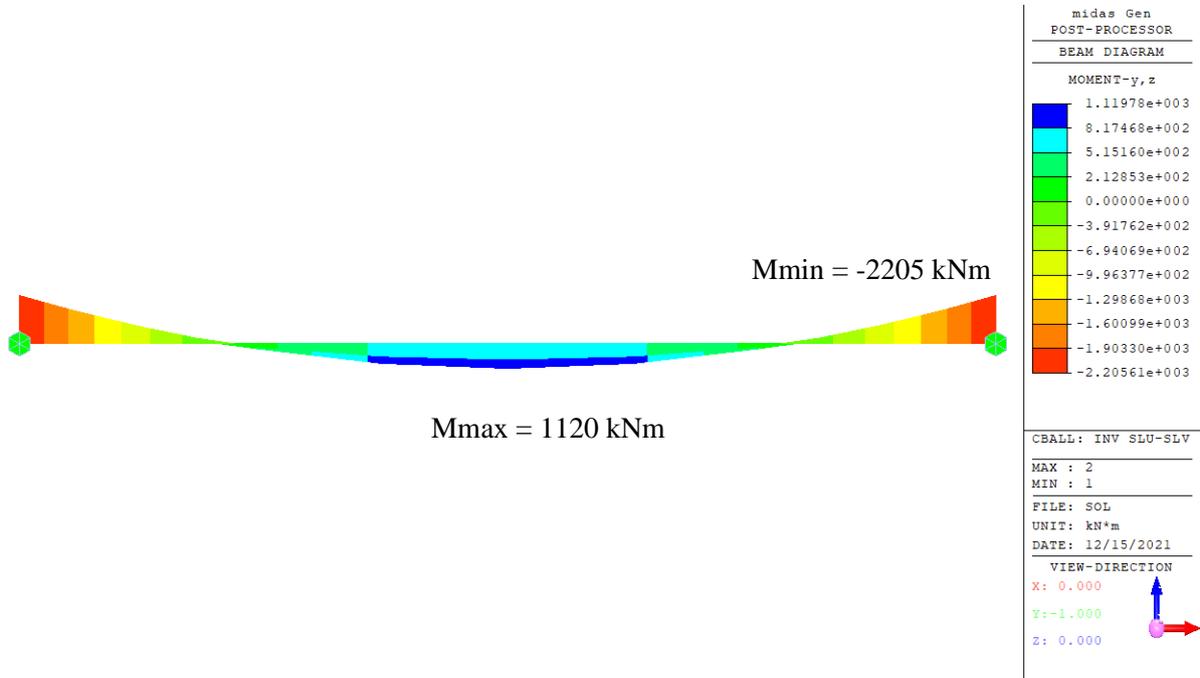


**Tabella 10-5 Verifica strutturale soletta di copertura in corrispondenza della sezione di mezzeria**

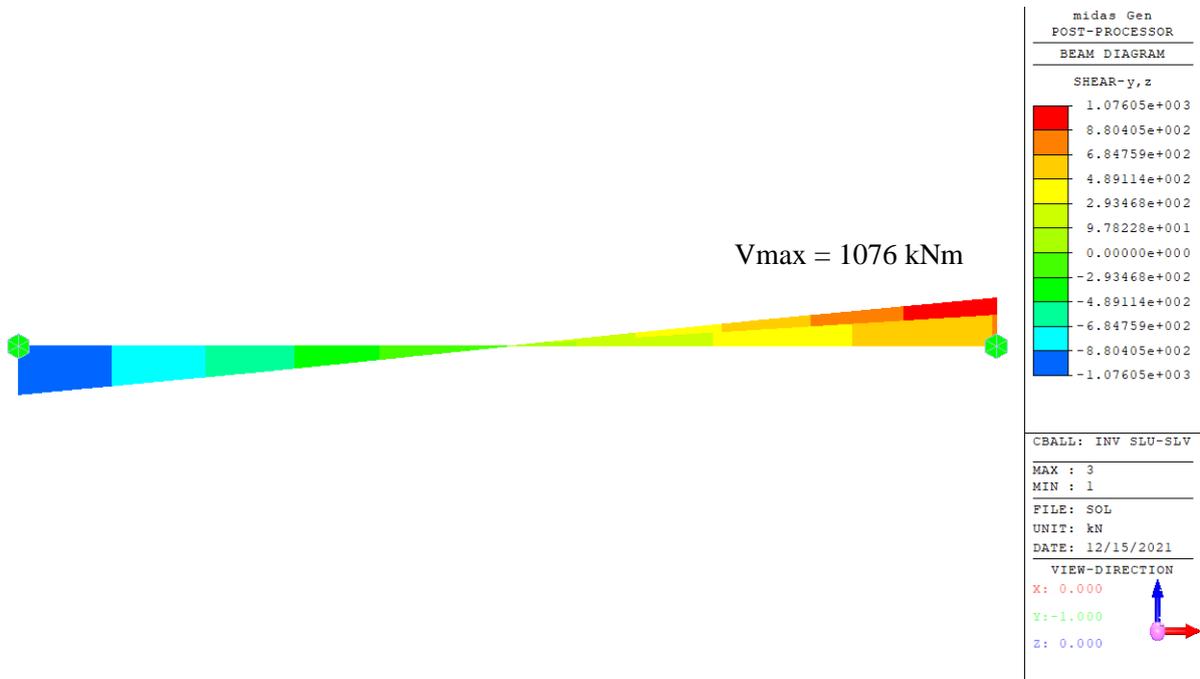
### 10.1.5 Modello 2 – Soletta di copertura incastrata

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati delle analisi numeriche per il caso di soletta incastrata in termini di involucro di momento flettente e taglio allo stato limite ultimo (SLU) e salvaguarda della vita (SLV). Si riporta inoltre l'involucro di momento flettente allo stato limite di esercizio (SLE).

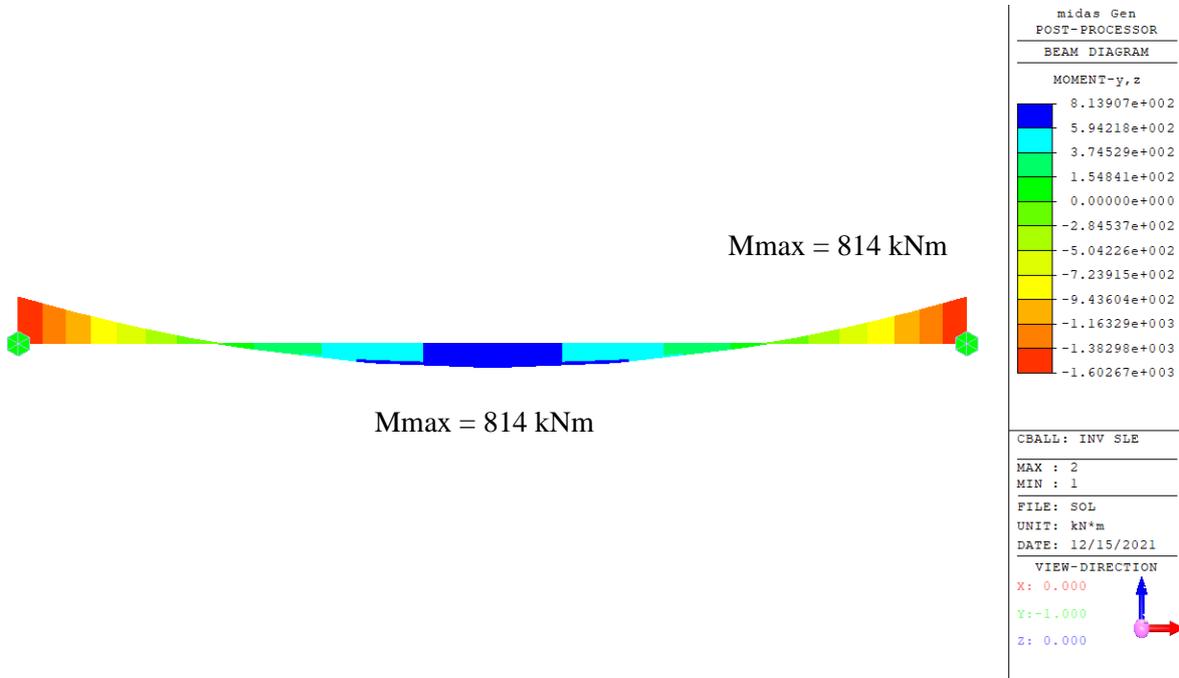
A seguire sono illustrate le verifiche strutturali eseguite nella zona di mezzeria e di incastro della soletta di copertura.



**Figura 10-8 Involuppo SLU SLV – Momento flettente**



**Figura 10-9 Involuppo SLU SLV – Taglio**



**Figura 10-10 Involuppo SLE SLD – Momento flettente**

La seguente tabella illustra i massimi valori di sollecitazione in corrispondenza della sezione di mezzeria e incastro della soletta.

Sezione	Inv SLU – SLV	Inv SLU – SLV	Inv SLE
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Momento flettente [kNm]
Mezzeria	1120	-	814
Incastro	-2206	1076	-1603

**Tabella 10-6 Sollecitazioni ottenute dal modello numerico – Soletta di copertura appoggiata**

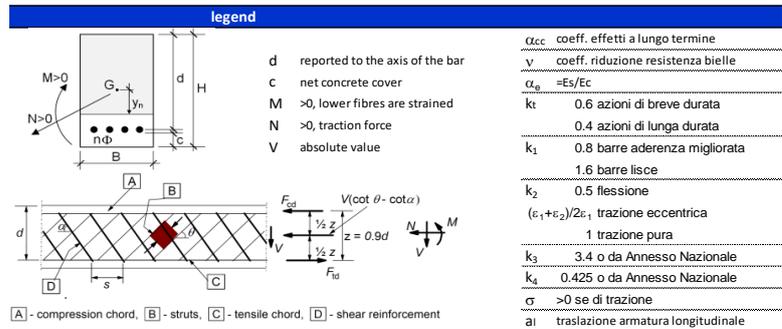
Si riportano a eseguire le verifiche strutturali per la soletta di copertura. L'armatura considerata nelle verifiche strutturali è costituita da Ø26/20 al lembo compresso e un doppio strato di Ø30/10 al lembo teso, è inoltre prevista una armatura a taglio realizzata con ganci Ø12/33x20. Come illustrato nella seguente tabella, le verifiche strutturali svolte risultano soddisfatte.

geometry				
transversal section				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	120	4.0	109.5	98.6
longitudinal reinforcement				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
5	26	5.3	26.55	
10	30	104.5	70.69	
10	30	114.5	70.69	
shear reinforcement				
narms	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm <sup>2</sup> ]
3	12	40	90	3.39

stresses and results		
SLS	ULS	
M <sub>Ek</sub> 814.00 [kNm]	M <sub>Ed</sub> 1120 [kNm]	
N <sub>Ek</sub> 0.00 [kN]	N <sub>Ed</sub> 0.00 [kN]	
	V <sub>Ed</sub> [kN]	
tensions and cracks		
M <sub>dec</sub> 0.0 [kNm]	M <sub>Rd</sub> 5340.9 [kNm]	
M <sub>cr</sub> 429.6 [kNm]	FS 4.77	
	bending	
γ <sub>n</sub> -12.24 [cm]	V <sub>Rdc</sub> 345.8 [kN]	no shear reinforcement
σ <sub>c,min</sub> -3.1 [MPa]		
σ <sub>s,min</sub> -41.5 [MPa]		
σ <sub>s,max</sub> 65.3 [MPa]		
	shear	
ε <sub>sm-ε<sub>cm</sub></sub> 0.20 [%]	V <sub>Rds</sub> 809.6 [kN]	
S <sub>r,max</sub> 22.3 [cm]	V <sub>Rdmax</sub> 2893.7 [kN]	
w <sub>k</sub> 0.044 [mm]	θ 22.0 [°]	
	section: ductile	
	a <sub>l</sub> 109.5 [cm]	

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo Asl	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ <sub>imposto</sub>	22 [°]
θ <sub>calcolato</sub>	11.4 [°]
θ <sub>inf</sub>	21.8 [°]
θ <sub>sup</sub>	45 [°]

materials			
concrete		steel	
f <sub>ck</sub>	28 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]
γ <sub>c</sub>	1.5	γ <sub>s</sub>	1.15
α <sub>cc</sub>	0.85	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]
f <sub>cd</sub>	15.9 [MPa]	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]
v	0.533	ε <sub>uk</sub>	75 [%]
ε <sub>c2</sub>	2.0 [%]		
ε <sub>cu2</sub>	3.5 [%]		
α <sub>ε</sub>	15.0		
k <sub>t</sub>	0.4		
k <sub>1</sub>	0.8		
k <sub>2</sub>	0.5	0,55 f <sub>ck</sub>	15.4 [MPa]
k <sub>3</sub>	3.4	0,75 f <sub>yk</sub>	337.5 [MPa]
k <sub>4</sub>	0.425	w <sub>k,lim</sub>	0.2 [mm]



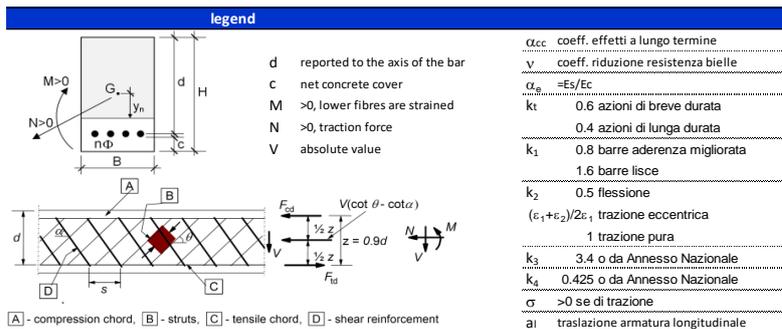
**Tabella 10-7 Verifica strutturale soletta di copertura in corrispondenza della sezione di mezzeria**

geometry				
transversal section				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	120	4.0	106.4	95.8
longitudinal reinforcement				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
10	30	5.5	70.69	
10	30	21.7	70.69	
5	26	114.7	26.55	
shear reinforcement				
narms	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm <sup>2</sup> ]
3	12	20	90	3.39

stresses and results		
SLS	ULS	
M <sub>Ek</sub> -1603.00 [kNm]	M <sub>Ed</sub> -2206 [kNm]	
N <sub>Ek</sub> 0.00 [kN]	N <sub>Ed</sub> 0.00 [kN]	
	V <sub>Ed</sub> 1076 [kN]	
tensions and cracks		
M <sub>dec</sub> 0.0 [kNm]	M <sub>Rd</sub> -5167.4 [kNm]	
M <sub>cr</sub> -411.4 [kNm]	FS 2.34	
	bending	
γ <sub>n</sub> 13.15 [cm]	V <sub>Rdc</sub> 338.2 [kN]	shear reinforcement
σ <sub>c,min</sub> -6.4 [MPa]		
σ <sub>s,min</sub> -84.8 [MPa]		
σ <sub>s,max</sub> 138.2 [MPa]		
	shear	
ε <sub>sm-ε<sub>cm</sub></sub> 0.51 [%]	V <sub>Rds</sub> 1573.4 [kN]	
S <sub>r,max</sub> 22.4 [cm]	V <sub>Rdmax</sub> 2811.7 [kN]	
w <sub>k</sub> 0.115 [mm]	θ 22.0 [°]	
	section: ductile	
	a <sub>l</sub> 118.5 [cm]	

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo Asl	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ <sub>imposto</sub>	22 [°]
θ <sub>calcolato</sub>	16.3 [°]
θ <sub>inf</sub>	21.8 [°]
θ <sub>sup</sub>	45 [°]

materials			
concrete		steel	
f <sub>ck</sub>	28 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]
γ <sub>c</sub>	1.5	γ <sub>s</sub>	1.15
α <sub>cc</sub>	0.85	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]
f <sub>cd</sub>	15.9 [MPa]	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]
v	0.533	ε <sub>uk</sub>	75 [%]
ε <sub>c2</sub>	2.0 [%]		
ε <sub>cu2</sub>	3.5 [%]		
α <sub>ε</sub>	15.0		
k <sub>t</sub>	0.4		
k <sub>1</sub>	0.8		
k <sub>2</sub>	0.5	0,55 f <sub>ck</sub>	15.4 [MPa]
k <sub>3</sub>	3.4	0,75 f <sub>yk</sub>	337.5 [MPa]
k <sub>4</sub>	0.425	w <sub>k,lim</sub>	0.2 [mm]



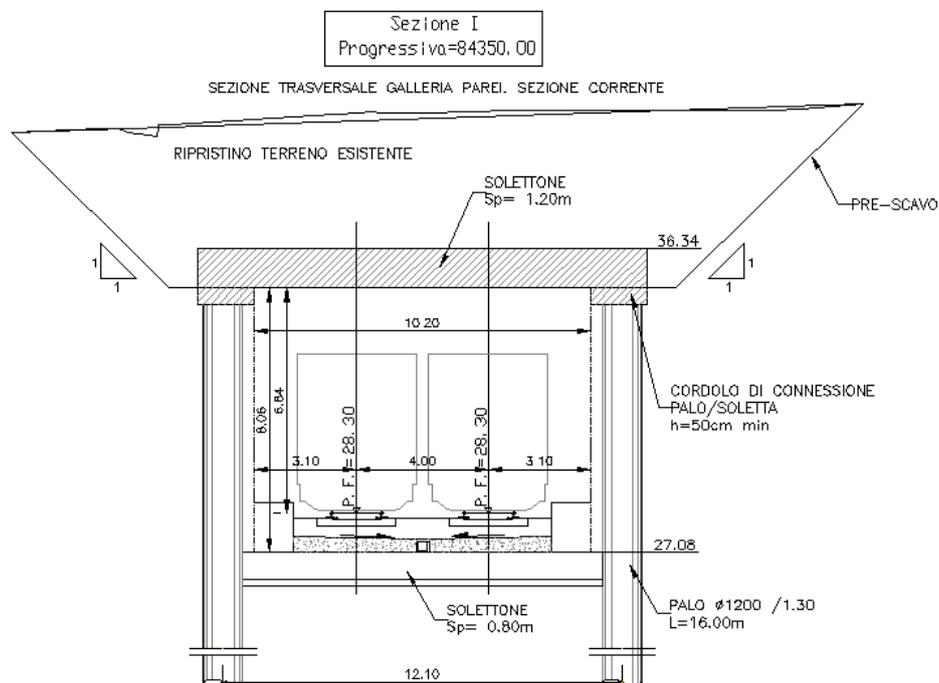
**Tabella 10-8 Verifica strutturale soletta di copertura in corrispondenza della sezione di incastro**

## 10.2 Soletta di fondazione

Il presente paragrafo illustra il modello di calcolo e le verifiche svolte per il dimensionamento strutturale della soletta di fondazione della galleria artificiale Parei.

Tale solettone è realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore pari a 0.80 m ed una larghezza di 10.90 m.

La seguente figura illustra la sezione tipologica della galleria in esame.



**Figura 10-11: Sezione trasversale galleria artificiale**

### 10.2.1 Caratteristiche del modello di calcolo

La soletta di fondazione è stata modellata con il software Midas Gen 2021 implementando un modello di calcolo bidimensionale che rappresenta una sezione trasversale di spessore unitario con elementi beam aventi sezione pari a 1.0 m di larghezza e 0.80 m di altezza. Agli elementi è stato assegnato il materiale corrispondente al calcestruzzo di classe C25/30.

La soletta di fondazione viene studiata con il modello di trave su suolo alla Winkler, cioè assimilabile ad un letto di molle elastiche non lineari (sola compressione) di opportuna rigidità mutuamente indipendenti. Il valore di rigidità di tali molle deve essere calibrato considerando sia le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, sia le dimensioni geometriche della fondazione stessa.

Nel modello di calcolo, la rigidezza delle molle è stata definita facendo ricorso ai contributi di Terzaghi e Peck (1948). In particolare, per una fondazione di larghezza B, la rigidezza delle molle  $k_s$  è assunta pari:

$$k_s = k_1 \cdot \left( \frac{B + b}{2B} \right)^2$$

Dove:

b rappresenta la dimensione della piastra standard per l'esecuzione delle prove su piastra, pari a 30 cm,

$k_1$  indica il valore ottenuto da una prova di carico su piastra quadrata di lato unitario. In particolare, Viggiani (1999) propone i seguenti valori di costante di reazione  $k_1$  del terreno.

Il dimensionamento eseguito è stato svolto considerando una sezione ricadente nel tratto di galleria lato Genova, nel quale il solettone di fondazione risulta appoggiato prevalentemente sull'unità geotecnica 3, costituita principalmente da depositi di tipo coesivo.

Consistenza	Compatta ( $c_u=50\div 100$ kPa)	Molto compatta ( $c_u=100\div 200$ kPa)	Dura ( $c_u>200$ kPa)
Campo	18÷35	35÷70	>70
Val. consigliato	25	50	100

**Tabella 10-9 Valori tipici di  $k_1$  [N/cm<sup>3</sup>] per terreni coesivi (Viggiani, 1999)**

Il valore di rigidezza assunto nei modelli di calcolo è riportato nella seguente tabella.

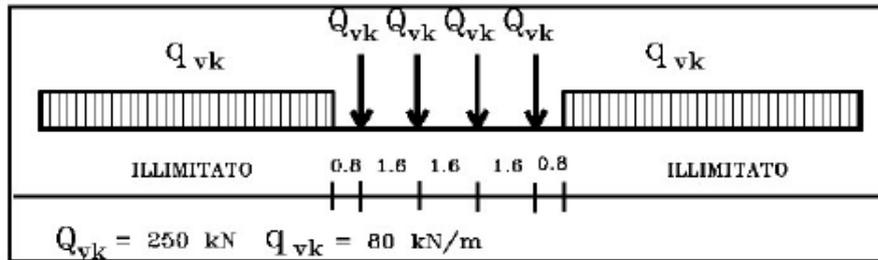
Terzaghi-Peck	
$k_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	30000
B	10.8
b	0.3
k [kN/m <sup>3</sup> ]	8000

**Tabella 10-10 Calcolo rigidezza secondo l'approccio Terzaghi-Peck**

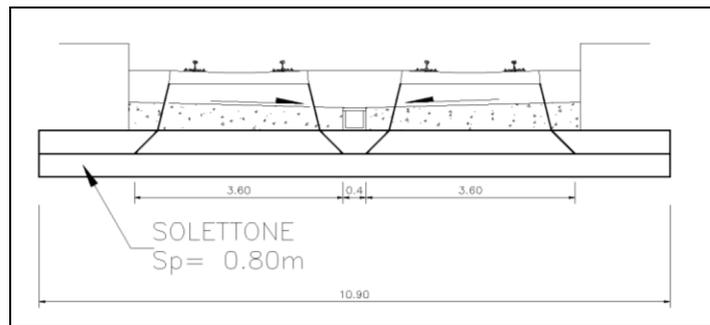
I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

1. Peso proprio della struttura, considerando un peso specifico del c.a. pari a 25 kN/m<sup>3</sup>,
2. Peso permanente dovuto al ballast, calcolato considerando un peso specifico di 18 kN/m<sup>3</sup>,
3. Carico variabile dovuto al traffico ferroviario, valutato considerando i 4 treni di carico del modello LM71 amplificati considerando linee a ridotto standard manutenzione ( $\varphi_3=1.39$ ) e il relativo coefficiente di adattamento ( $\alpha=1.1$ ), ripartiti su una distanza pari a 6.40m e successivamente redistribuiti considerando la larghezza della traversina (2.40m), e diffusi nel ballast (con inclinazione 4:1) e in metà della soletta di fondazione.

Il carico rappresentativo del traffico ferroviario è stato assunto pari a 70 kPa.

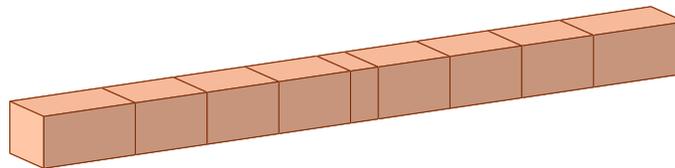


**Figura 10-12 Modello di carico ferroviario LM71**



**Figura 10-13 Diffusione carico ferroviario fino all'asse della soletta di fondazione**

La seguente figura illustra il modello di calcolo implementato.



**Figura 10-14 Modello di calcolo implementato con il software Midas Gen**

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
	GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A

### 10.2.2 Stati limiti considerati

#### Stati limiti ultimi

Gli stati limite ultimi considerati sono riferiti alle seguenti combinazioni:

SLU combinazione STATICA  $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q + \gamma_Q \sum \psi_{0i} Q_i$

SLU combinazione SISMICA  $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_i$

Per il caso in esame, i coefficienti adottati sono:

$$\gamma_{G1} = 1.35 \text{ se } A1+M1; 1 \text{ se favorevole}$$

$$\gamma_{G2} = 1.35 \text{ se } A1+M1; 0 \text{ se favorevole}$$

$$\gamma_Q = 1.45 \text{ se } A1+M1; 0 \text{ se favorevole (carichi variabili da traffico)}$$

Per ciascuna azione variabile, sono stati considerati i coefficienti di combinazione riportati nella seguente tabella:

Carico	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2(*)$
Cario del treno	0.8	0.8	0

**Tabella 10-11 Coefficienti di combinazione NTC 2018**

(\*) Nella combinazione sismica è stato assunto il coefficiente  $\psi_2=0.2$ , in accordo con quanto riportato al paragrafo 5.1.3.12 delle NTC 2018.

Per le combinazioni in esame, le sollecitazioni risultanti vanno confrontate con la resistenza a rottura delle sezioni in calcestruzzo armato, determinata dalle seguenti caratteristiche di resistenza dei materiali:

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

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 29.05 \times 0.85 / 1.5 = 16.46 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$$

#### Stati limite di esercizio

Le strutture in esame rientrano nella classe di esposizione XC3 riferibile a condizioni ambientali *ordinarie*. L'armatura è di tipo *poco sensibile*. In considerazione di ciò, gli stati limite di esercizio considerati sono:

SLE combinazione RARA:  $G_1 + G_2 + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$

Limiti tensionali:  $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 0.55 \times 29.05 = 15.98 \text{ MPa}$

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
	GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A

$$\sigma_s = 0.75 \times f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ MPa}$$

Limiti fessurativi:

$$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$$

### 10.2.3 Combinazioni di carico

Per le verifiche degli stati limite, sono stati considerati le seguenti combinazioni di carichi, secondo le specificazioni della NTC 2018.

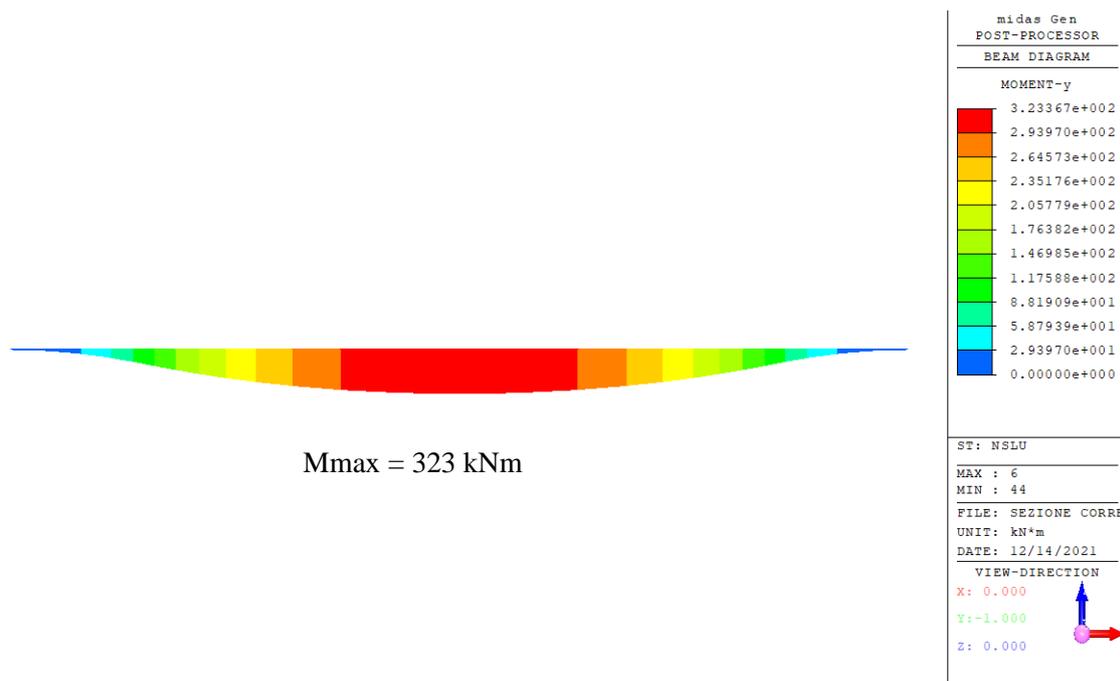
	SLU	SLER	SLEF	SLEQP
Peso proprio soletta	1.35	1	1	1
Peso Ballast	1.35	1	1	1
Carico ferroviario	1.45	1	0.8	0

**Tabella 10-12 Combinazioni di carichi implementate nel modello di calcolo**

### 10.2.4 Risultati del modello

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati delle analisi numeriche in termini di involucro di momento flettente e taglio allo stato limite ultimo (SLU) e salvaguarda della vita (SLV). Si riporta inoltre l'involuppo di momento flettente allo stato limite di esercizio (SLE).

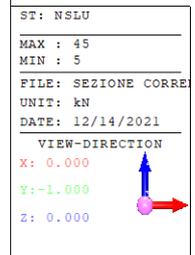
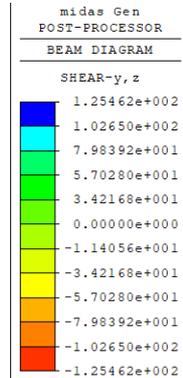
A seguire sono riportate i risultati del modello numerico e le verifiche strutturali eseguite del solettone di fondo.



**Figura 10-15 Involuppo SLU SLV – Momento flettente**



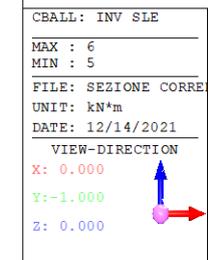
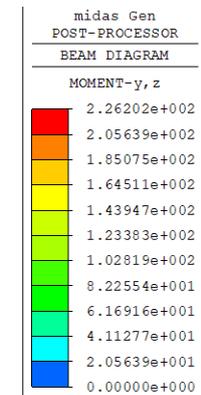
$V_{max} = 125 \text{ kNm}$



**Figura 10-16 Inviluppo SLU SLV – Taglio**



$M_{max} = 226 \text{ kNm}$



**Figura 10-17 Inviluppo SLE – Momento flettente**

La seguente tabella illustra i massimi valori di sollecitazione in corrispondenza della sezione di mezzeria della soletta della soletta di copertura.

	Inv SLU – SLV	Inv SLU – SLV	Inv SLE
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Momento flettente [kNm]
Mezzeria	323	125	226

**Tabella 10-13 Sollecitazioni ottenute dal modello numerico – Soletta di copertura appoggiata**

Si riportano a eseguire le verifiche strutturali per la soletta di fondazione. L'armatura considerata nella verifica strutturale è costituita da Ø24/20 al lembo compresso e Ø24/20 al lembo teso, è inoltre prevista una armatura a taglio realizzata con ganci Ø10/24x40. Come illustrato nella seguente tabella, le verifiche strutturali svolte risultano soddisfatte.

geometry					stresses and results				verifica EC2		
<b>transversal section</b>					<b>SLS</b>		<b>ULS</b>				
B	H	c	d	z	M <sub>Ek</sub>	226.00	[kNm]	M <sub>Ed</sub>	323	[kNm]	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N <sub>Ek</sub>	0.00	[kN]	N <sub>Ed</sub>	0.00	[kN]	
100	80	5.0	73.8	66.4	V <sub>Ed</sub>	125	[kN]	V <sub>Ed</sub>	125	[kN]	
<b>longitudinal reinforcement</b>					<b>tensions and cracks</b>				<b>bending</b>		
n <sub>barre</sub>	φ	d	A <sub>sl</sub>		M <sub>dec</sub>	0.0	[kNm]	M <sub>Rd</sub>	625.6	[kNm]	
[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]			M <sub>cr</sub>	143.4	[kNm]	FS	1.94		
5	24	6.2	22.62		y <sub>n</sub>	-22.52	[cm]	<b>shear</b>			
5	24	73.8	22.62		σ <sub>c,min</sub>	-3.0	[MPa]	V <sub>Rdc</sub>	256.3	[kN]	
<b>shear reinforcement</b>									no shear reinforcement		
n <sub>arms</sub>	φ	s	α	A <sub>sw</sub>	σ <sub>s,min</sub>	-29.5	[MPa]	V <sub>Rds</sub>	505.2	[kN]	
[mm]	[cm]	[°]	[cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>s,max</sub>	147.2	[MPa]	V <sub>Rdmax</sub>	1950.2	[kN]	
4	10	40	90	3.14	ε <sub>sm-ε<sub>cm</sub></sub>	0.44	[%]	θ	22.0	[°]	
					S <sub>r,max</sub>	45.0	[cm]	section:	ductile		
					w <sub>k</sub>	0.198	[mm]	a <sub>l</sub>	73.8	[cm]	
										tipo di rottura	2
										1	lato acciaio
										2	lato cls - acciaio snervato
										3	lato cls - acciaio elastico
										4	sez. tot. compressa
										<b>contributo A<sub>sl</sub></b>	
										scelta	no
										<b>angolo θ</b>	
										scelta	imposto
										θ <sub>imposto</sub>	22 [°]
										θ <sub>calcolato</sub>	11.0 [°]
										θ <sub>inf</sub>	21.8 [°]
										θ <sub>sup</sub>	45 [°]
<b>materials</b>					<b>legend</b>						
<b>concrete</b>		<b>steel</b>									
f <sub>ck</sub>	28 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]		d	reported to the axis of the bar		α <sub>cc</sub>	coeff. effetti a lungo termine		
γ <sub>c</sub>	1.5	γ <sub>s</sub>	1.15		c	net concrete cover		v	coeff. riduzione resistenza bielle		
α <sub>cc</sub>	0.85	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]		M	>0, lower fibres are strained		α <sub>ge</sub>	=Es/Ec		
f <sub>cd</sub>	15.9 [MPa]	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]		N	>0, traction force		k <sub>t</sub>	0.6 azioni di breve durata		
v	0.533	ε <sub>uk</sub>	75 [‰]		V	absolute value			0.4 azioni di lunga durata		
ε <sub>c2</sub>	2.0 [‰]	<b>limit values</b>						k <sub>1</sub>	0.8 barre aderenza migliorata		
ε <sub>cu2</sub>	3.5 [‰]	0,55 f <sub>ck</sub>	15.4 [MPa]						1.6 barre lisce		
α <sub>e</sub>	15.0	k <sub>2</sub>	0.5					k <sub>2</sub>	0.5 flessione		
k <sub>t</sub>	0.4	k <sub>3</sub>	3.4						(ε <sub>1</sub> +ε <sub>2</sub> )/2ε <sub>1</sub> trazione eccentrica		
k <sub>1</sub>	0.8	k <sub>4</sub>	0.425						1 trazione pura		
k <sub>2</sub>	0.5							k <sub>3</sub>	3.4 o da Annesso Nazionale		
k <sub>3</sub>	3.4							k <sub>4</sub>	0.425 o da Annesso Nazionale		
k <sub>4</sub>	0.425	w <sub>k,lim</sub>	0.2 [mm]					σ	>0 se di trazione		
								a <sub>l</sub>	traslazione armatura longitudinale		

**Tabella 10-14 Verifica strutturale soletta di fondazione in corrispondenza della sezione di mezzeria**

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 32 di 57

### 10.3 Verifiche diaframma di pali

Le verifiche della paratia verranno effettuate mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PARATIE PLUS della Harpaceas.

La paratia viene schematizzata mediante elementi finiti di tipo trave, definiti nel piano da un nodo iniziale ed uno finale e dalle caratteristiche inerziali della sezione trasversale rettangolare equivalente. Ogni nodo dell'elemento possiede due gradi di libertà: la traslazione in direzione orizzontale e la rotazione intorno ad un asse ortogonale al piano di riferimento.

Il terreno è simulato mediante elementi monodimensionali tipo molla, connessi alla paratia in ogni suo nodo. Il comportamento meccanico della molla è di tipo elasto-plastico: essa reagisce elasticamente fino ai valori limiti dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del verso dello spostamento, alla pressione attiva o rispettivamente passiva del terreno.

In base alle componenti di sforzo efficace verticali ed orizzontali, si definisce per ciascuna profondità una funzione di plasticità, che a sua volta definisce lo stato nel quale si trova l'elemento che schematizza il terreno. In particolare sono possibili due stati distinti: una prima fase elastica, nella quale il terreno ha comportamento perfettamente elastico ed una fase plastica, in cui il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione non più compatibile con la resistenza a rottura. Il criterio di resistenza adottato è quello di Mohr-Coulomb.

La deformabilità della molla è funzione dello stato tensionale cui risulta sottoposta: quando si trova in campo elastico essa è interamente definita dall'espressione della rigidezza della molla:  $K = E \cdot \Delta / L$ . Nell'espressione  $E$  è il modulo di elasticità del terreno,  $L$  la lunghezza della molla e  $\Delta$  l'interasse tra le singole molle.

La lunghezza della molla  $L$  è variabile in funzione delle dimensioni della zona di terreno coinvolta nel movimento, in condizioni sia di spinta attiva sia di spinta passiva.

Lo stato tensionale iniziale della molla, nelle condizioni precedenti alle operazioni di scavo e/o all'applicazione di qualsiasi azione esterna sulla paratia, è funzione della tensione verticale litostatica secondo il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  attraverso la relazione  $\sigma'_h = k_0 \sigma'_v$ .

Nelle condizioni successive alle operazioni di scavo, o all'applicazione di azioni esterne sulla struttura, le reazioni offerte dalla molla si incrementano o diminuiscono (a seconda del verso della deformazione) raggiungendo al limite le tensioni corrispondenti alle condizioni di spinta attiva o passiva, rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione.

Per la valutazione del  $k_0$  si utilizza l'espressione:  $k_0 = 1 - \text{sen } \varphi$ .

I coefficienti di spinta attiva e passiva  $k_a$  e  $k_p$  saranno valutati ipotizzando un angolo di attrito tra terreno e struttura pari a  $0.5 \varphi$  in caso statico, in caso sismico il rapporto  $\delta/\varphi$  sarà considerato nullo.

Per quanto riguarda la verifica secondo NTC18, sarà considerato sempre l'Approccio 1, distinguendo tra combinazione 2 (A2+M2+R1) per verifiche geotecniche, e combinazione 1 (A1+M1+R1) per il calcolo delle sollecitazioni da considerare nelle verifiche strutturali.

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 33 di 57

### 10.3.1 Analisi dei carichi

Per la galleria artificiale si individuano le seguenti azioni:

- **azioni permanenti strutturali:** peso proprio della struttura, spinte del terreno sui diaframmi di pali, carico dovuto al terreno di ricoprimento;
- **azioni variabili:** carico variabile dovuto ai mezzi di cantiere, assunto pari a 10 kPa e l'azione variabile dovuta al traffico stradale, valutata secondo lo schema 1 riportato al Par. 5.1.3.3.5 delle NTC2018.
- **azione sismica:** l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo è definita nel paragrafo 7. I carichi considerati sono incremento di spinta del terreno sui diaframmi di pali e gli effetti inerziali della struttura della galleria nelle direzioni orizzontale e verticale.

### 10.3.2 Caratteristiche del modello di calcolo

L'opera è costituita da pali Ø1200 di lunghezza pari a 16 m posti ad interasse 1.3 m; l'opera prevede la realizzazione della soletta superiore che durante la fase di scavo funge da puntone. Una volta raggiunto il fondo scavo la condizione definitiva è individuata dalla realizzazione di una soletta di fondo, in questa sede rappresentata da un vincolo, e dal ritombamento della galleria con una copertura media di 4.20 m rappresentata dal sovraccarico ( $q=20 \cdot 4.2=84$  kPa) nella sezione considerata.

La stratigrafia di progetto è stata assunta con riferimento al profilo geologico, con riferimento alla relazione geotecnica per la caratterizzazione fisico-meccanica generale dei terreni; per tale motivo sono stati implementati due modelli di calcolo, introducendo l'Unità geotecnica 3 per il modello lato Genova considerando come categoria di sottosuolo E e l'Unità 2 per il modello lato Ventimiglia, considerando la categoria di sottosuolo C.

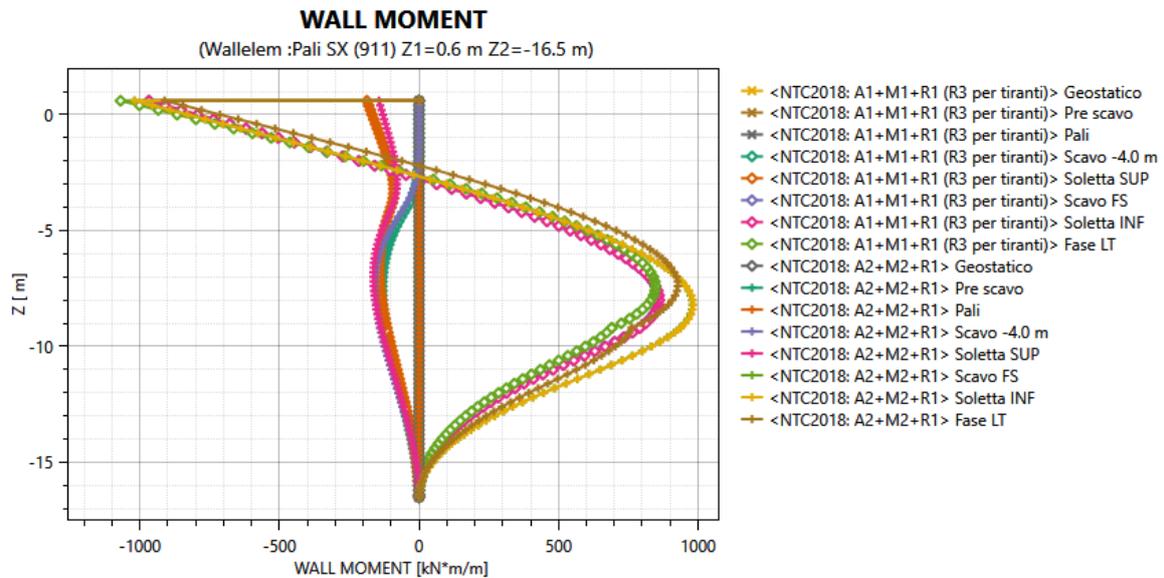
Le seguenti figure illustrano i modelli di calcolo implementati al raggiungimento della fase di fondo scavo.



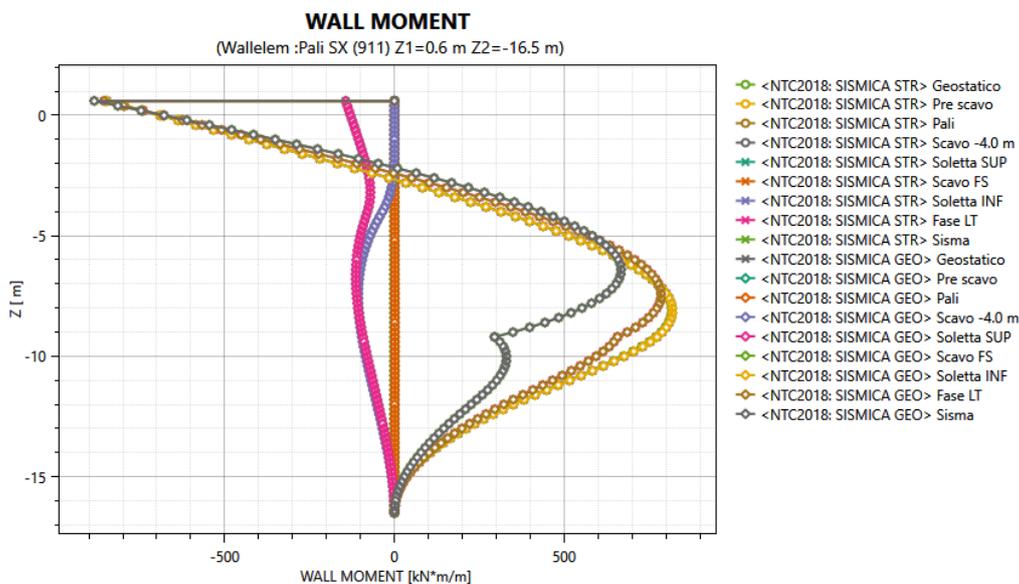
### 10.3.4 Risultati e verifiche del modello di calcolo – lato Genova

#### 10.3.4.1 Risultati ottenuti dal modello di calcolo

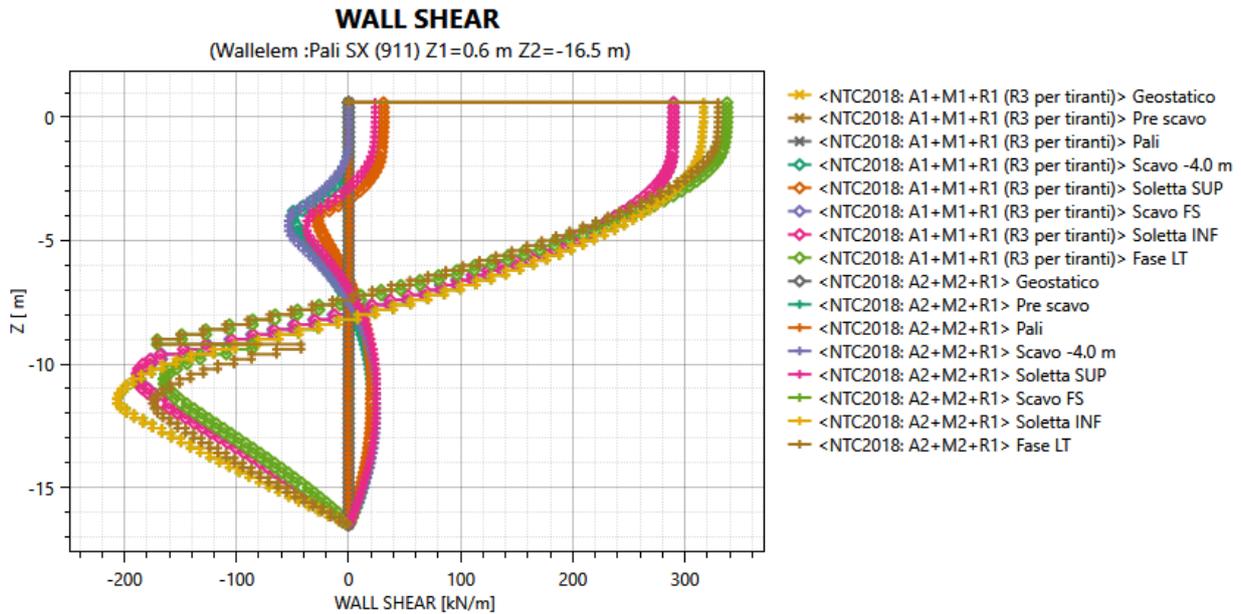
I seguenti diagrammi illustrano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali ottenute dal modello di calcolo.



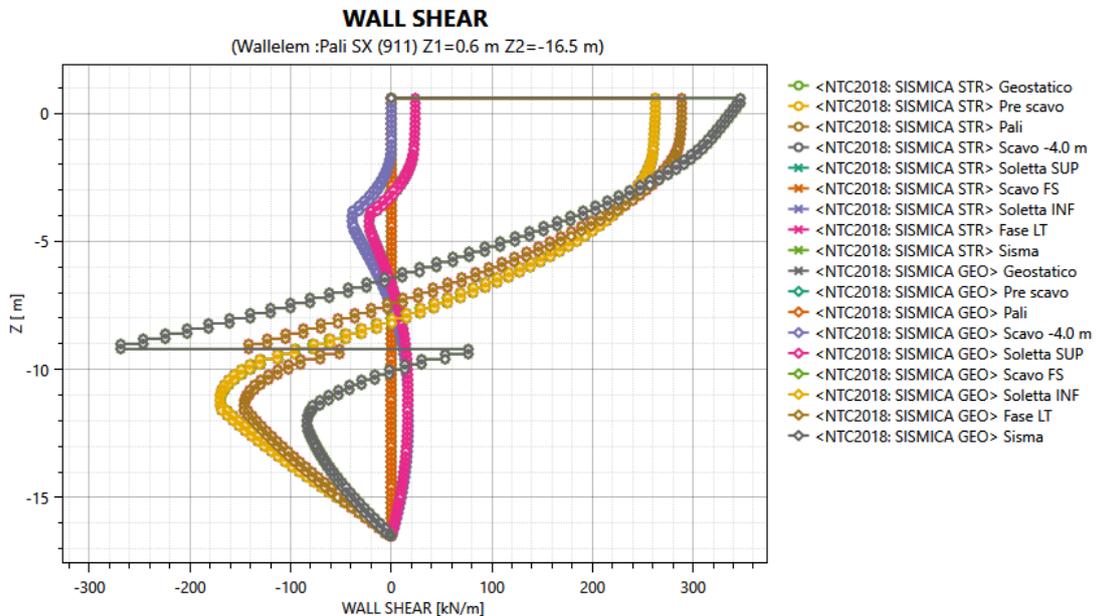
**Figura 10-20 Diaframma di pali – Momento flettente – Involuppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso statico**



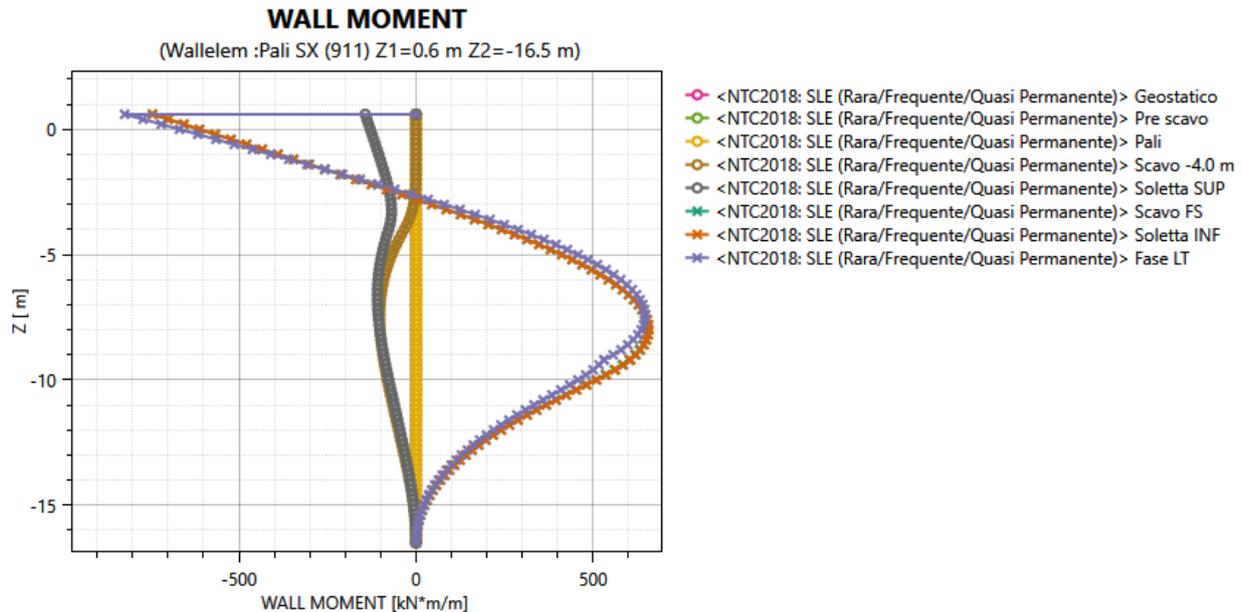
**Figura 10-21 Diaframma di pali – Momento flettente – Involuppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso sismico**



**Figura 10-22 Diaframma di pali – Taglio – Involuppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso statico**



**Figura 10-23 Diaframma di pali – Taglio – Involuppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso sismico**



**Figura 10-24 Diaframma di pali – Momento flettente – SLE**

La seguente tabella riassume i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni agenti sulle strutture in esame.

	Caso statico			Caso sismico	
	Inv. SLU Momento flettente [kNm/m]	Inv. SLU Taglio [kN/m]	SLE Momento flettente [kNm/m]	Inv. SLV Momento flettente [kNm/m]	Inv. SLV Taglio [kN/m]
Sez. in testa	-1070	338	-823	-884	347
Sez. in mezzeria	981	-	657	819	-

**Tabella 10-15 Riepilogo sollecitazione ottenute dal modello di calcolo**

#### 10.3.4.2 Verifiche strutturali dei pali

Il diaframma di pali è realizzato con pali in ca di diametro pari a 1.20 m e interasse 1.30 m; per tale motivo, le sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo (riferite ad una sezione di profondità unitaria) sono state opportunamente amplificate per tenere conto dell'interasse dei pali. L'armatura prevista nella sezioni di verifica è costituita da una gabbia di 30Ø20 e 20Ø20 con una spirale Ø12/20 in corrispondenza della testa dei pali, mentre in corrispondenza della mezzeria, l'armatura è composta da una gabbia di 30Ø20 con una spirale Ø12/20.

Come illustrato nelle seguenti tabelle, le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

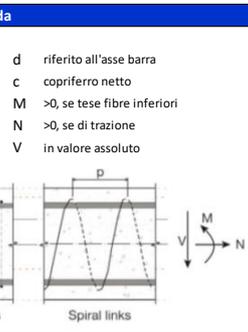
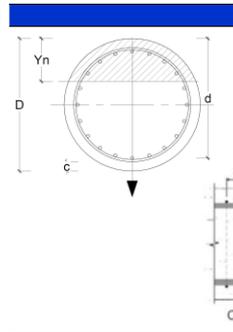
geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
120	6.0	111.7	10.8	8.6
armatura longitudinale				
nbarre	$\phi$	$r_i$	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
30	22	51.70	114.04	
20	20	41.80	62.83	
armatura a taglio				
Tipo	$\phi$	$\rho$	Asw	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
spirale	12	20	2.26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M <sub>Ek</sub>	1069.9 [kNm]
N <sub>Ek</sub>	-898.3 [kN]
momento di cracking	
M <sub>cr</sub>	614.6 [kNm]
quota asse neutro	
y <sub>n</sub>	48.30 [cm]
tensioni e fessure	
$\sigma_{c,min}$	-7.9 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-97.4 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	154.7 [MPa]
$k_2$	0.5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0.42 [%]
S <sub>r,max</sub>	39.1 [cm]
w <sub>k</sub>	0.17 [mm]

sollecitazioni e risultati	
SLU	
M <sub>Ed</sub>	1391.0 [kNm]
N <sub>Ed</sub>	-1168.7 [kN]
V <sub>Ed</sub>	442.0 [kN]
presso-flessione	
M <sub>Rd</sub>	3265.7 [kNm]
FS	2.35
taglio	
V <sub>Rdc</sub>	616.9 [kN]
non serve armatura a taglio	
V <sub>Rds</sub>	799.4 [kN]
V <sub>Rdmax</sub>	2276.2 [kN]
$\theta$	22.0 [°]
sezione	duttile
ai	78.7 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo Asl	
scelta	si
angolo $\theta$	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	22 [°]
$\theta_{calcolato}$	13.9 [°]
$\theta_{inf}$	21.8 [°]
$\theta_{sup}$	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R <sub>ck</sub>	30 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]
f <sub>ck</sub>	24.9 [MPa]	$\gamma_s$	1.15
$\gamma_c$	1.5	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]
$\alpha_{cc}$	0.85	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]
f <sub>cd</sub>	14.1 [MPa]	$\epsilon_{uk}$	75 [%]
v	0.5	valori limite	
$\epsilon_{c2}$	2.0 [%]	$k_1$	0.55f <sub>ck</sub> 13.7 [MPa]
$\epsilon_{cu2}$	3.5 [%]	$k_3$	0.75f <sub>yk</sub> 337.5 [MPa]
$\alpha_e$	15.0	$k_4$	w <sub>k,lim</sub> 0.2 [mm]
k <sub>t</sub>	0.6		



$\alpha_{cc}$	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
$\alpha_{e}$	=E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>
k <sub>t</sub>	0.6 azioni di breve durata 0.4 azioni di lunga durata
k <sub>1</sub>	0.8 barre aderenza migliorata 1.6 barre lisce
k <sub>2</sub>	0.5 flessione ( $\epsilon_1 + \epsilon_2$ )/2 $\epsilon_1$ trazione eccentrica 1 trazione pura
k <sub>3</sub>	3.4
k <sub>4</sub>	0.425
$\sigma$	>0 se di trazione

Figura 10-25 Verifica strutturale pali – sezione in sommità

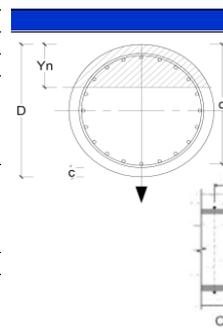
geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
120	6.0	111.7	10.8	8.6
armatura longitudinale				
nbarre	$\phi$	$r_i$	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
30	22	51.70	114.04	
armatura a taglio				
Tipo	$\phi$	$\rho$	Asw	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
spirale	12	20	2.26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M <sub>Ek</sub>	845.0 [kNm]
N <sub>Ek</sub>	-898.3 [kN]
momento di cracking	
M <sub>cr</sub>	586.2 [kNm]
quota asse neutro	
y <sub>n</sub>	47.14 [cm]
tensioni e fessure	
$\sigma_{c,min}$	-7.2 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-87.8 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	146.3 [MPa]
$k_2$	0.5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0.42 [%]
S <sub>r,max</sub>	45.9 [cm]
w <sub>k</sub>	0.19 [mm]

sollecitazioni e risultati	
SLU	
M <sub>Ed</sub>	1287.0 [kNm]
N <sub>Ed</sub>	-1168.7 [kN]
V <sub>Ed</sub>	[kN]
presso-flessione	
M <sub>Rd</sub>	2364.1 [kNm]
FS	1.84
taglio	
V <sub>Rdc</sub>	555.1 [kN]
non serve armatura a taglio	
V <sub>Rds</sub>	799.4 [kN]
V <sub>Rdmax</sub>	2276.2 [kN]
$\theta$	22.0 [°]
sezione	duttile
ai	78.7 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo Asl	
scelta	si
angolo $\theta$	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	22 [°]
$\theta_{calcolato}$	13.9 [°]
$\theta_{inf}$	21.8 [°]
$\theta_{sup}$	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R <sub>ck</sub>	30 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]
f <sub>ck</sub>	24.9 [MPa]	$\gamma_s$	1.15
$\gamma_c$	1.5	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]
$\alpha_{cc}$	0.85	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]
f <sub>cd</sub>	14.1 [MPa]	$\epsilon_{uk}$	75 [%]
v	0.5	valori limite	
$\epsilon_{c2}$	2.0 [%]	$k_1$	0.55f <sub>ck</sub> 13.7 [MPa]
$\epsilon_{cu2}$	3.5 [%]	$k_3$	0.75f <sub>yk</sub> 337.5 [MPa]
$\alpha_e$	15.0	$k_4$	w <sub>k,lim</sub> 0.2 [mm]
k <sub>t</sub>	0.6		



$\alpha_{cc}$	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
$\alpha_{e}$	=E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>
k <sub>t</sub>	0.6 azioni di breve durata 0.4 azioni di lunga durata
k <sub>1</sub>	0.8 barre aderenza migliorata 1.6 barre lisce
k <sub>2</sub>	0.5 flessione ( $\epsilon_1 + \epsilon_2$ )/2 $\epsilon_1$ trazione eccentrica 1 trazione pura
k <sub>3</sub>	3.4
k <sub>4</sub>	0.425
$\sigma$	>0 se di trazione

Figura 10-26 Verifica strutturale pali – sezione in mezzeria

### 10.3.4.3 Verifica della resistenza del terreno a valle

Per la verifica di stabilità si valuta la percentuale di spinta passiva mobilitata in corrispondenza della massima altezza di scavo, per la combinazione A2+M2+R1 (GEO) statica e sismica. I coefficienti di sicurezza sono incorporati nei coefficienti parziali che si riferiscono all'approccio di calcolo prescelto: pertanto nei riguardi di una verifica allo Stato Limite Ultimo, la spinta sollecitante potrebbe, al limite, eguagliare la resistenza passiva di progetto.

Come illustrato nelle seguenti figure, in corrispondenza della massima altezza di scavo si mobilita il 73% di spinta passiva in caso statico e il 79% in caso sismico, la verifica di stabilità risulta quindi soddisfatta.

#### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>

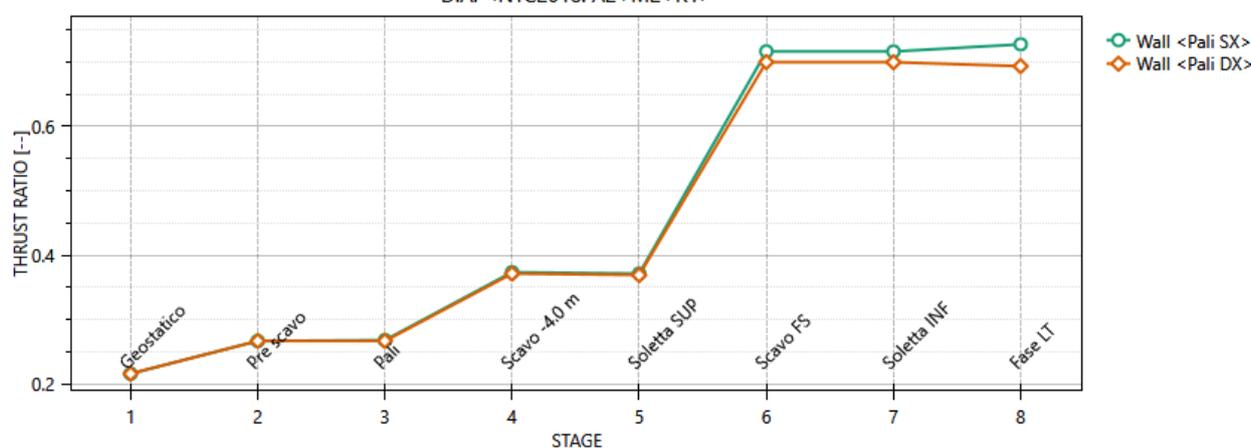


Figura 10-27 Comb. A2+M2+R1 (Statica) – Mobilitazione della spinta passiva a valle del diaframma di pali

#### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>

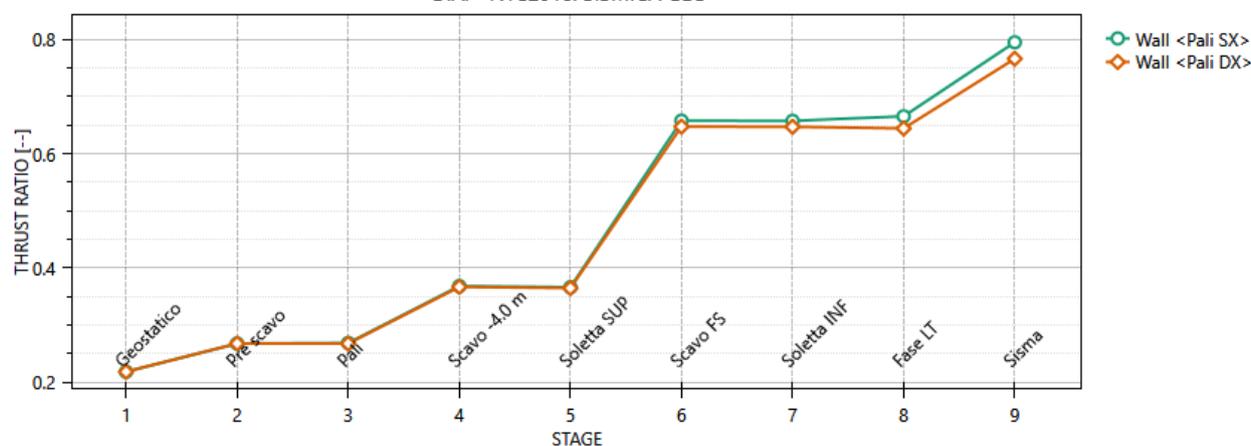
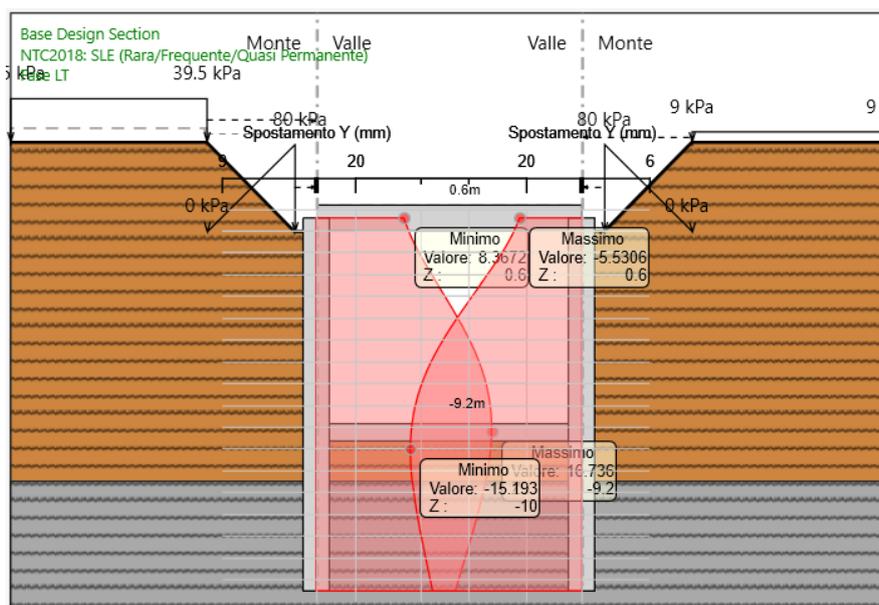


Figura 10-28 Comb. A2+M2+R1 (Sismica) – Mobilitazione della spinta passiva a valle del diaframma di pali

#### 10.3.4.4 Verifiche SLE

La seguente figura illustra la deformata dei diaframmi di pali allo SLE, il massimo spostamento orizzontale risulta di circa 16 mm a fondo scavo.



**Figura 10-29** Spostamenti orizzontali allo SLE previsti al raggiungimento della fase finale

#### 10.3.4.5 Verifica di capacità portante del diaframma di pali

La verifica di capacità portante dei diaframmi è stata eseguita in accordo con le prescrizioni delle DM 2018 al Par. 6.4.3.1.

La valutazione del carico limite ultimo per rottura del terreno è stata effettuata rispettando la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore caratteristico della resistenza al carico assiale  $R_{ck}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione  $\xi_3$ ,  $\xi_4$ , riportati nella tabella 6.6.III del DM 2018, alle resistenze limite  $R_{cal}$  calcolate, secondo la relazione:

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

La resistenza di progetto ( $R_d$ ) è stata ottenuta applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale  $\gamma_R$ , assunto in accordo con la tabella 6.4.II delle DM 2018.



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

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.  
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI  
CALCOLO STRUTTURE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 11 00 001	A	41 di 57

La resistenza caratteristica è stata calcolata considerando il valor medio di resistenza abbattuto mediante il coefficiente di correlazione  $\xi_3$ . Nelle verifiche agli stati limite ultimi dei diaframmi di pali soggetti a carichi assiali, sono stati considerati i valori del coefficiente parziale  $\gamma_R$  per pali trivellati.

La resistenza ultima del palo può essere espressa come:

$$Q_u = Q_l + Q_b - W_d = \sum_i A_{si} \cdot f_i + A_b \cdot q_b - \gamma_{cls} \cdot V$$

in cui:

$Q_u$ : carico verticale limite di compressione;

$Q_l$ : aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del diaframma;

$Q_b$ : aliquota della portata limite relativa alla base del diaframma;

$W_d$ : peso del diaframma

$A_{si}$ : area della superficie laterale del diaframma relativa al tronco i-esimo in cui si è suddiviso il diaframma ai fini del calcolo;

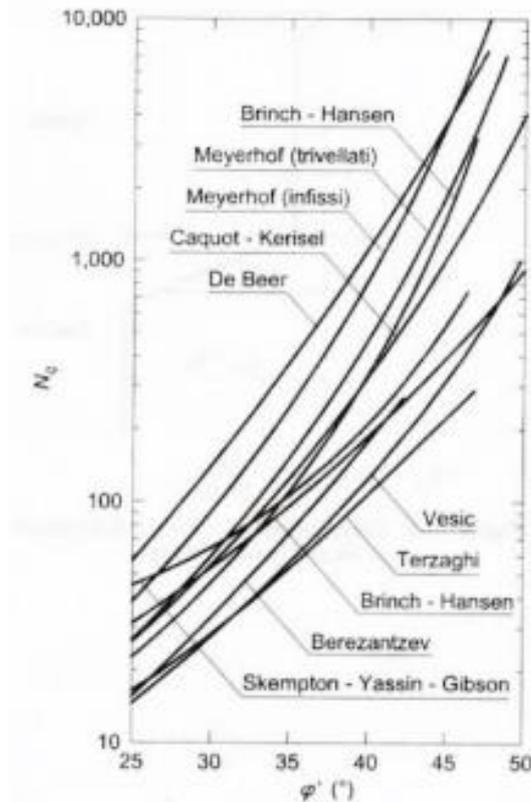
$f_i$ : aderenza limite media nel tratto i-esimo del diaframma;

$A_b, V$ : area di base e volume del diaframma;

$q_b$ : pressione limite relativa alla base del diaframma.

#### *Pressione limite di base*

La capacità di base viene calcolata secondo l'approccio di Berezantzev. Nella figura seguente è riportato un abaco che illustra le varie formulazioni usate per il calcolo del fattore  $N_q$ .



**Figura 10-30** Abaco per la valutazione del fattore  $N_q$  in funzione dell'angolo di attrito  $\phi$

Pertanto la resistenza di base è calcolata come:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_b = A_b \cdot N_q \cdot \sigma'_v$$

Nel caso in esame, considerando un angolo di attrito pari a  $25^\circ$  per lo strato CMV-c, il coefficiente  $N_q$  è stato assunto pari a 11.

#### *Aderenza laterale*

Detta  $\sigma_h$  la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità  $z$ , si pone:

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

Nella quale  $a$  è un termine di tipo coesivo (adesione) e  $\mu$  un coefficiente di attrito fra palo e terreno.

In condizioni drenata si assume  $a = 0$  e  $\sigma'_h = k \cdot \sigma'_v$ , dove con  $\sigma'_v$  si indica la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità  $z$ . Si ha quindi:

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
	GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_v$$

Si osserva tuttavia che  $\sigma'_v$  rappresenta una tensione litostatica principale, ma la tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente  $k$  deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle proprietà del terreno.

Il coefficiente di attrito  $\mu$  dipende invece dalla scabrezza dell'interfaccia palo – terreno ed ha come limite superiore il valore  $\tan\phi$ .

Indicazioni sui valori di  $k$  e  $\mu$  da adottare in pratica sono contenute in Tabella 10-16. Nel caso in esame, sono stati considerati i valori associati ad uno stato di elevato addensamento per pali trivellati ( $k=0.4$ ,  $\mu = \tan\phi$ ).

Tipo di palo	Valori di $k$ per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	Sciolto	Denso	
Battuto: Profilato in acciaio	0.7	1	$\tan 20^\circ = 0.36$
Battuto: Tubo d'acciaio chiuso	1	2	
Battuto: Cls prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Battuto: Cls gettato in opera	1	3	$\tan\phi$
Trivellato	$0.5\phi$	0.4	$\tan\phi$
Trivellato – Pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan\phi$

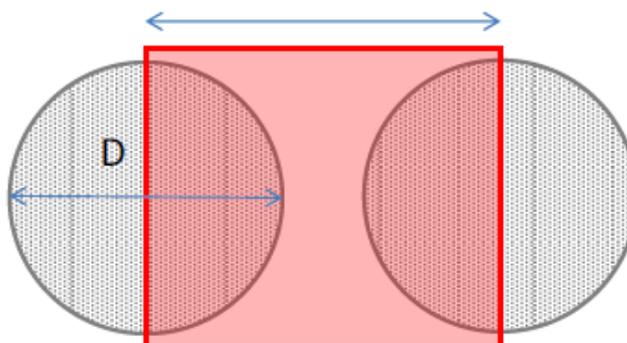
**Tabella 10-16 Valori di  $k$  e  $\mu$  (Viggiani, 1999)**

Per il calcolo della capacità portante si è tenuto conto dell'effettivo stato tensionale agente valutato considerando la diversa distribuzione delle tensioni agenti a monte e valle dello scavo: infatti a valle le tensioni sono calcolate a partire dal fondo scavo, mentre a monte tengono conto del sovraccarico dovuto al terreno.

Inoltre per tener conto del fatto che la fila di pali è posta ad interasse inferiore a  $3D$ , si è considerata una riduzione della capacità portante rispetto al caso di palo singolo, utilizzando il metodo di Terzaghi e Peck (1948) che richiede il confronto tra la somma delle capacità assiali dei singoli pali e la capacità di un diaframma equivalente, avente dimensioni pari a quelle complessive della palificata. Limitando a vantaggio di sicurezza, il confronto alla sola capacità laterale e ragionando sull'interasse, il coefficiente correttivo vale:

$$\lambda = \frac{2i}{\pi D}$$

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 44 di 57



**Figura 10-31 Schema per la valutazione della riduzione di capacità laterale di una fila di pali**

Pali  $\Phi 1200$  a interasse 1.3 m:

$$\lambda = (2 \cdot 1.3) / (3.14 \cdot 1.2) = 0.69$$

Di conseguenza, per tener conto dell'effetto gruppo, la capacità laterale dei pali sarà ridotta del 31%.

Le tabelle seguenti sintetizzano i risultati ottenuti, riportando le verifiche relative ad una striscia di 1 m di diaframma. I calcoli si riferiscono alle stratigrafie e ai parametri di progetto definiti nei paragrafi precedenti.

Come di seguito illustrato, le verifiche sono soddisfatte.

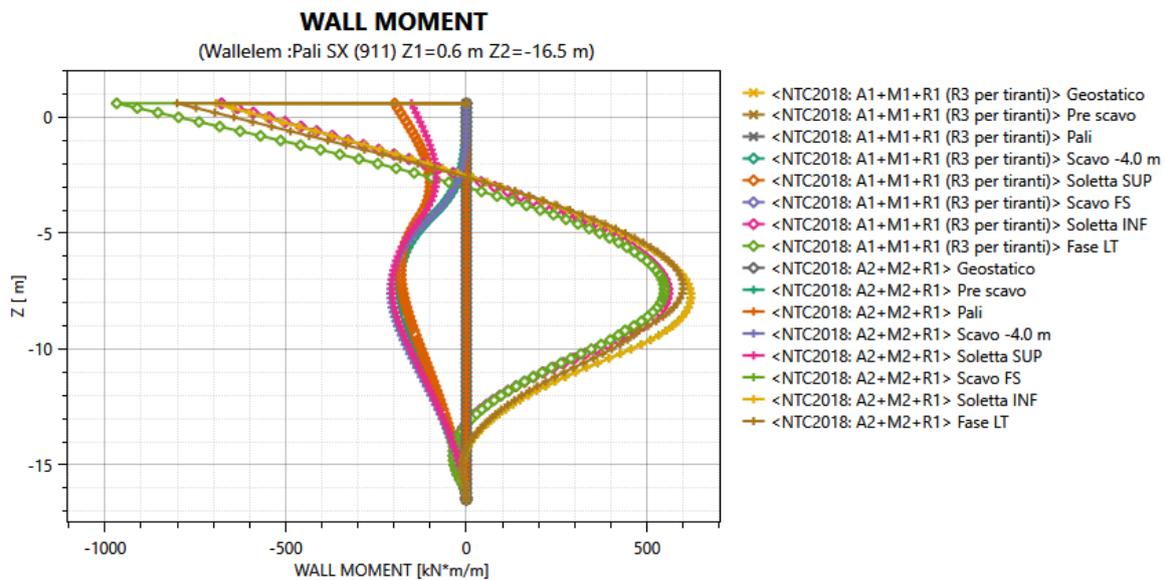
Diametro pali	1.2 m
Interasse	1.3 m
Lunghezza pali	16 m
L/D	13.3
Tipo pali	Trivellati
<b>Nq Berezantzev et al. (1961)</b>	<b>11</b>
Sforzo efficace alla base del palo $\sigma'_v$	320 kPa
Resistenza alla punta	3520 kPa
Capacità di base caratteristica $Q_{b,k}$	3981 kN
Numero di verticali di indagine	5
Fattore di correlazione $\xi$	1.34
Capacità di base di calcolo $Q_{b,c}$	2971 kN
Coefficiente parziale	1.35
<b>Capacità di base di progetto <math>Q_{b,d}</math></b>	<b>2201 kN</b>
Stato di addensamento	Denso
Tipo di palo	Trivellato
k	0.4
$\mu$ unità 2	0.42
$\mu$ unità CMV-c	0.47
Coefficiente riduzione gruppo pali $\lambda$	0.69
Capacità laterale caratteristica $Q_{l,k}$	655 kN
Fattore di correlazione $\xi$	1.34
Capacità laterale di calcolo $Q_{l,c}$	489 kN
Coefficiente parziale	1.15
<b>Capacità laterale di progetto <math>Q_{l,d}</math></b>	<b>425 kN</b>
<b>Capacità tot di progetto Q (<math>R_d</math>)</b>	<b>2626 kN</b>
Peso palo caratteristico	452 kN
Coefficiente parziale $\gamma_{G1}$	1.3
<b>Peso palo progetto</b>	<b>588 kN</b>
Altezza ricoprimento soletta	4.2 m
Luce soletta	12.1 m
Altezza soletta	1.2 m
Interasse	1.3 m
Taglio all'appoggio soletta	896.6 kN
Coefficiente parziale	1.3
<b>Azione assiale di progetto palo</b>	<b>1166 kN</b>
<b>Azione Sollecitante tot <math>E_d</math></b>	<b>1754 kN</b>
<b>Verifica: <math>R_d/E_d</math></b>	<b>1.50</b>
<b>Verifica: <math>E_d \leq R_d</math></b>	<b>Verificato</b>

Tabella 10-17 Verifica capacità portante – lato Genova

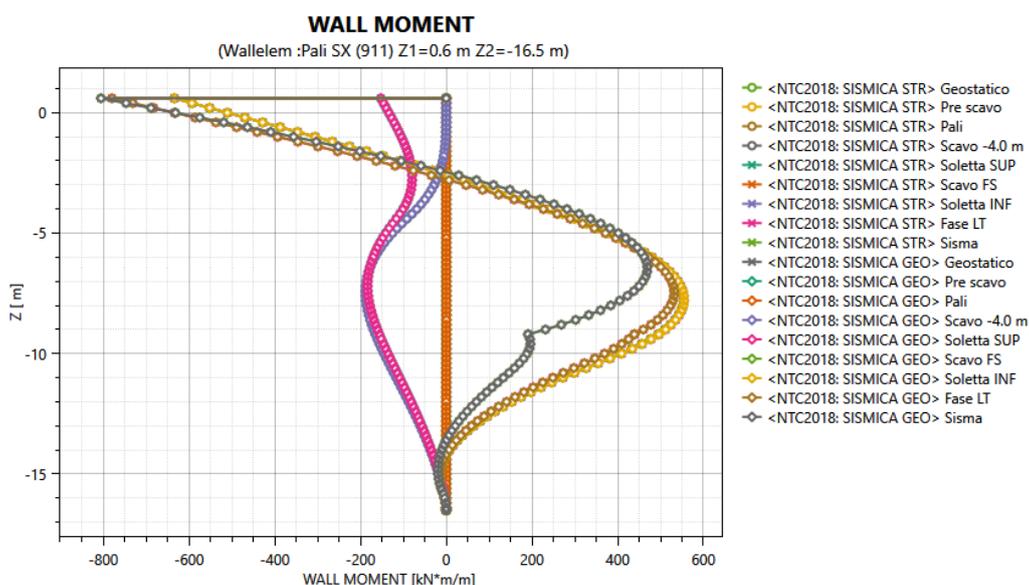
### 10.3.5 Risultati e verifiche del modello di calcolo – lato Ventimiglia

#### 10.3.5.1 Risultati ottenuti dal modello di calcolo

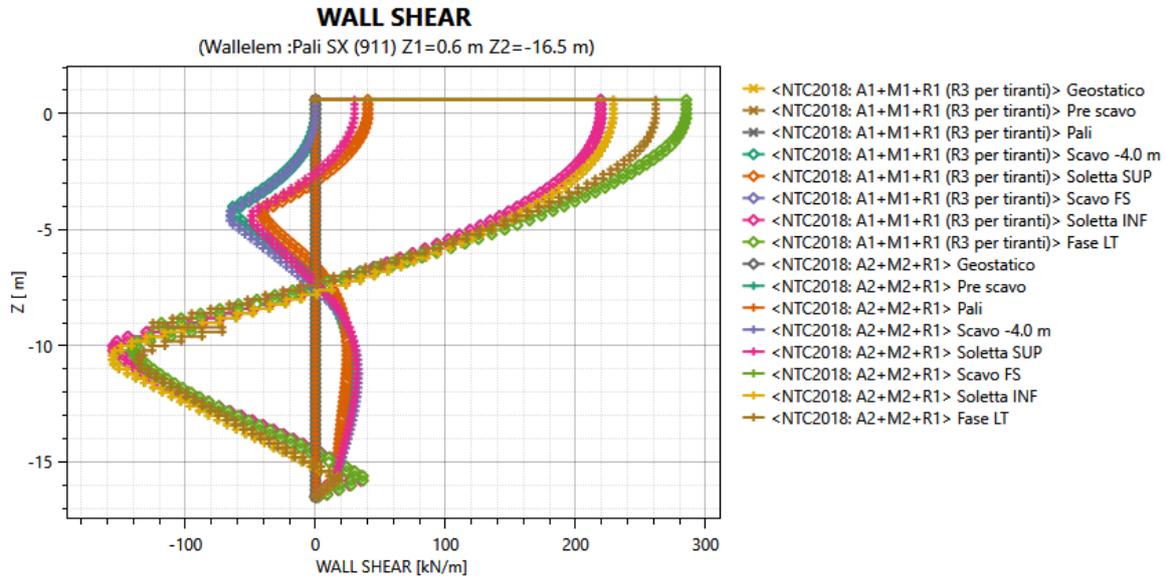
I seguenti diagrammi illustrano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali ottenute dal modello di calcolo.



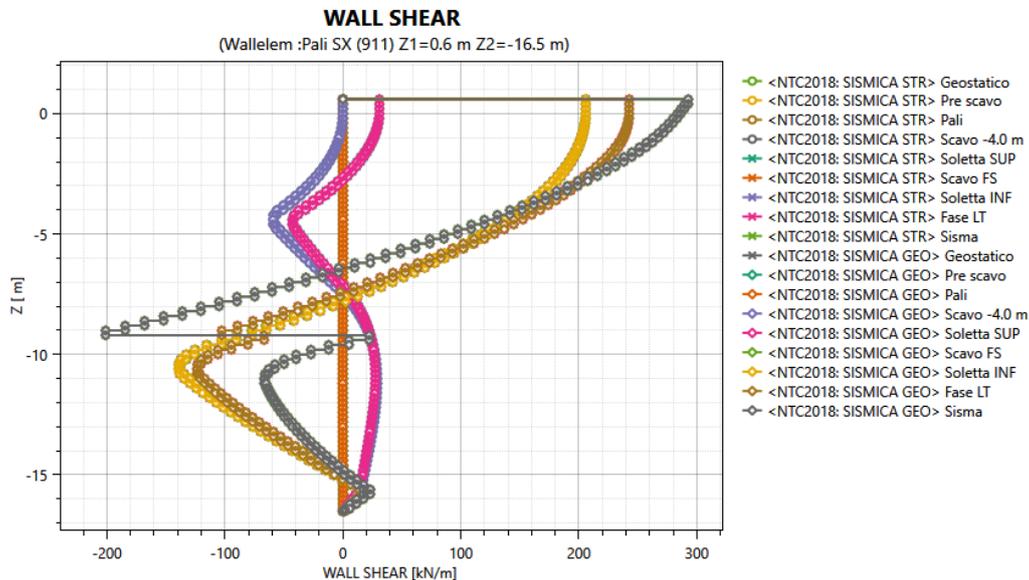
**Figura 10-32 Diaframma di pali – Momento flettente – Involuppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso statico**



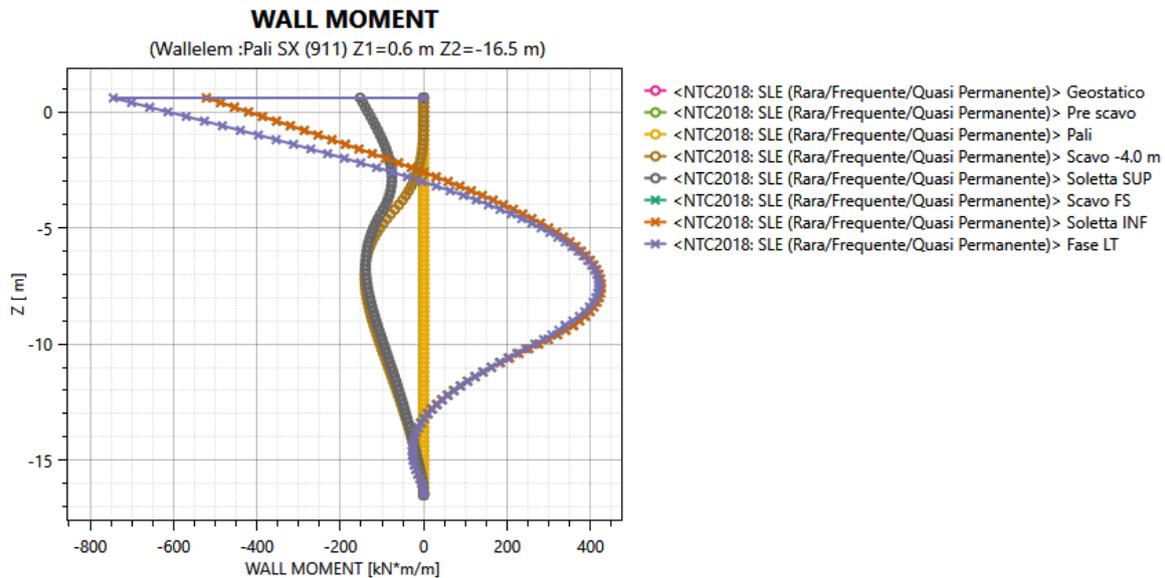
**Figura 10-33 Diaframma di pali – Momento flettente – Involuppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso sismico**



**Figura 10-34 Diaframma di pali – Taglio – Inviluppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso statico**



**Figura 10-35 Diaframma di pali – Taglio – Inviluppo comb. A1+M1+R1 e A2+M2+R1 – Caso sismico**



**Figura 10-36 Diaframma di pali – Momento flettente – SLE – Caso statico**

La seguente tabella riassume i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni agenti sulle strutture in esame.

	Caso statico			Caso sismico	
	Inv. SLU Momento flettente [kNm/m]	Inv. SLU Taglio [kN/m]	SLE Momento flettente [kNm/m]	Inv. SLV Momento flettente [kNm/m]	Inv. SLV Taglio [kN/m]
Sez. in testa	-967	285	-744	-805	293
Sez. in mezzeria	621	-	426	554	-

**Tabella 10-18 Riepilogo sollecitazione ottenute dal modello di calcolo**

### 10.3.5.2 Verifiche strutturali dei pali

Il diaframma di pali è realizzato con pali in ca di diametro pari a 1.20 m e interasse 1.30 m; per tale motivo, le sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo (riferite ad una sezione di profondità unitaria) sono state opportunamente amplificate per tenere conto dell'interasse dei pali.

Come illustrato nelle seguenti tabelle, le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
120	6.0	111.7	10.8	8.6
armatura longitudinale				
nbarre	$\phi$	$r_i$	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
30	22	51.70	114.04	
20	20	41.80	62.83	
armatura a taglio				
Tipo	$\phi$	p	Asw	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
spirale	12	20	2.26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M <sub>Ek</sub>	1046.5 [kNm]
N <sub>Ek</sub>	-898.3 [kN]
momento di cracking	
M <sub>cr</sub>	614.6 [kNm]
quota asse neutro	
y <sub>n</sub>	48.51 [cm]
tensioni e fessure	
$\sigma_{c,min}$	-7.7 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-95.3 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	150.2 [MPa]
k <sub>2</sub>	0.5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0.41 [%]
Sr,max	39.1 [cm]
w <sub>k</sub>	0.16 [mm]

sollecitazioni e risultati	
SLU	
M <sub>Ed</sub>	1257.1 [kNm]
N <sub>Ed</sub>	-1168.7 [kN]
V <sub>Ed</sub>	370.5 [kN]
presso-flessione	
M <sub>Rd</sub>	3265.7 [kNm]
FS	2.60
taglio	
V <sub>Rdc</sub>	616.9 [kN]
non serve armatura a taglio	
V <sub>Rds</sub>	799.4 [kN]
V <sub>Rdmax</sub>	2276.2 [kN]
$\theta$	22.0 [°]
sezione	duttile
al	78.7 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo Asl	
scelta	si
angolo $\theta$	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	22 [°]
$\theta_{calcolato}$	13.9 [°]
$\theta_{inf}$	21.8 [°]
$\theta_{sup}$	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R <sub>ck</sub>	30 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]
f <sub>ck</sub>	24.9 [MPa]	$\gamma_s$	1.15
$\gamma_c$	1.5	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]
$\alpha_{cc}$	0.85	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]
f <sub>cd</sub>	14.1 [MPa]	$\epsilon_{uk}$	75 [%]
v	0.5	valori limite	
$\epsilon_{c2}$	2.0 [%]	k <sub>1</sub>	0,55f <sub>ck</sub> 13.7 [MPa]
$\epsilon_{cu2}$	3.5 [%]	k <sub>3</sub>	0,75f <sub>yk</sub> 337.5 [MPa]
$\alpha_e$	15.0	k <sub>4</sub>	w <sub>k,lim</sub> 0.2 [mm]
k <sub>t</sub>	0.6		

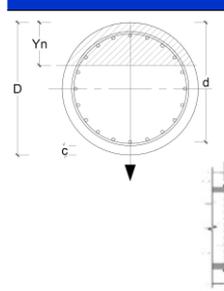
legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M &gt;0, se tese fibre inferiori</p> <p>N &gt;0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p>
$\alpha_{cc}$	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
$\alpha_e$	=E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>
k <sub>t</sub>	0.6 azioni di breve durata 0.4 azioni di lunga durata
k <sub>1</sub>	0.8 barre aderenza migliorata 1.6 barre lisce
k <sub>2</sub>	0.5 flessione ( $\epsilon_1 + \epsilon_2$ )/2 $\epsilon_1$ trazione eccentrica 1 trazione pura
k <sub>3</sub>	3.4
k <sub>4</sub>	0.425
$\sigma$	>0 se di trazione

Figura 10-37 Verifica strutturale pali – sezione in sommità

geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
120	6.0	111.7	10.8	8.6
armatura longitudinale				
nbarre	$\phi$	$r_i$	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
30	22	51.70	114.04	
armatura a taglio				
Tipo	$\phi$	p	Asw	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
spirale	12	20	2.26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M <sub>Ek</sub>	553.8 [kNm]
N <sub>Ek</sub>	-898.3 [kN]
momento di cracking	
M <sub>cr</sub>	586.2 [kNm]
quota asse neutro	
y <sub>n</sub>	54.85 [cm]
tensioni e fessure	
$\sigma_{c,min}$	-4.6 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-57.9 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	70.8 [MPa]
k <sub>2</sub>	0.5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]
Sr,max	- [cm]
w <sub>k</sub>	- [mm]

sollecitazioni e risultati	
SLU	
M <sub>Ed</sub>	807.3 [kNm]
N <sub>Ed</sub>	-1168.7 [kN]
V <sub>Ed</sub>	[kN]
presso-flessione	
M <sub>Rd</sub>	2364.1 [kNm]
FS	2.93
taglio	
V <sub>Rdc</sub>	555.1 [kN]
non serve armatura a taglio	
V <sub>Rds</sub>	799.4 [kN]
V <sub>Rdmax</sub>	2276.2 [kN]
$\theta$	22.0 [°]
sezione	duttile
al	78.7 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo Asl	
scelta	si
angolo $\theta$	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	22 [°]
$\theta_{calcolato}$	13.9 [°]
$\theta_{inf}$	21.8 [°]
$\theta_{sup}$	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R <sub>ck</sub>	30 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]
f <sub>ck</sub>	24.9 [MPa]	$\gamma_s$	1.15
$\gamma_c$	1.5	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]
$\alpha_{cc}$	0.85	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]
f <sub>cd</sub>	14.1 [MPa]	$\epsilon_{uk}$	75 [%]
v	0.5	valori limite	
$\epsilon_{c2}$	2.0 [%]	k <sub>1</sub>	0,55f <sub>ck</sub> 13.7 [MPa]
$\epsilon_{cu2}$	3.5 [%]	k <sub>3</sub>	0,75f <sub>yk</sub> 337.5 [MPa]
$\alpha_e$	15.0	k <sub>4</sub>	w <sub>k,lim</sub> 0.2 [mm]
k <sub>t</sub>	0.6		

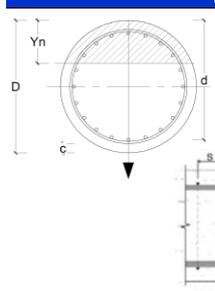
legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M &gt;0, se tese fibre inferiori</p> <p>N &gt;0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p>
$\alpha_{cc}$	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
$\alpha_e$	=E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>
k <sub>t</sub>	0.6 azioni di breve durata 0.4 azioni di lunga durata
k <sub>1</sub>	0.8 barre aderenza migliorata 1.6 barre lisce
k <sub>2</sub>	0.5 flessione ( $\epsilon_1 + \epsilon_2$ )/2 $\epsilon_1$ trazione eccentrica 1 trazione pura
k <sub>3</sub>	3.4
k <sub>4</sub>	0.425
$\sigma$	>0 se di trazione

Figura 10-38 Verifica strutturale pali – sezione in mezzeria

### 10.3.5.3 Verifica della resistenza del terreno a valle

Per la verifica di stabilità si valuta la percentuale di spinta passiva mobilitata in corrispondenza della massima altezza di scavo, per la combinazione A2+M2+R1 (GEO) statica e sismica. I coefficienti di sicurezza sono incorporati nei coefficienti parziali che si riferiscono all'approccio di calcolo prescelto: pertanto nei riguardi di una verifica allo Stato Limite Ultimo, la spinta sollecitante potrebbe, al limite, eguagliare la resistenza passiva di progetto.

Come illustrato nelle seguenti figure, in corrispondenza della massima altezza di scavo si mobilita il 46% di spinta passiva in caso statico e il 53% in caso sismico, la verifica di stabilità risulta quindi soddisfatta.

#### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>

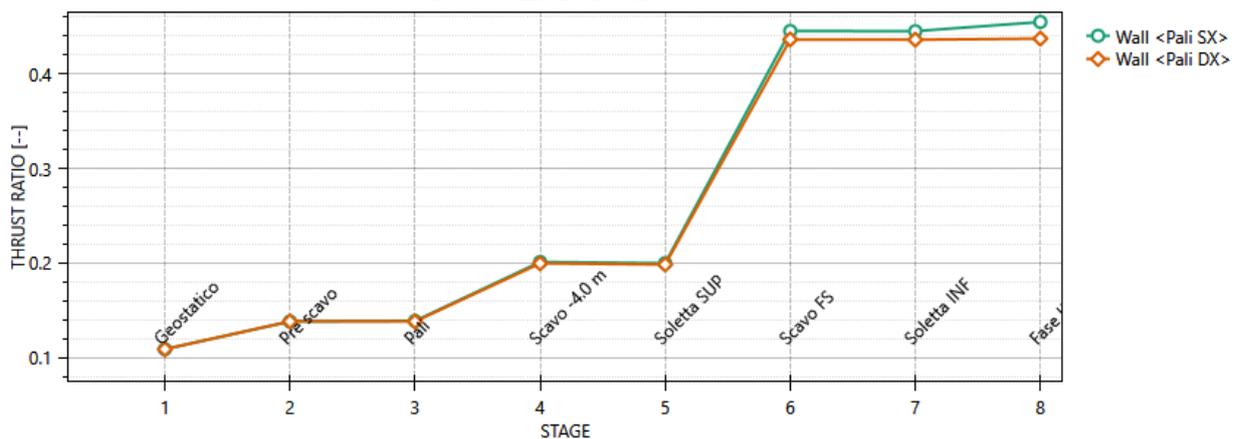


Figura 10-39 Comb. A2+M2+R1 (Statica) – Mobilitazione della spinta passiva a valle del diaframma di pali

#### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>

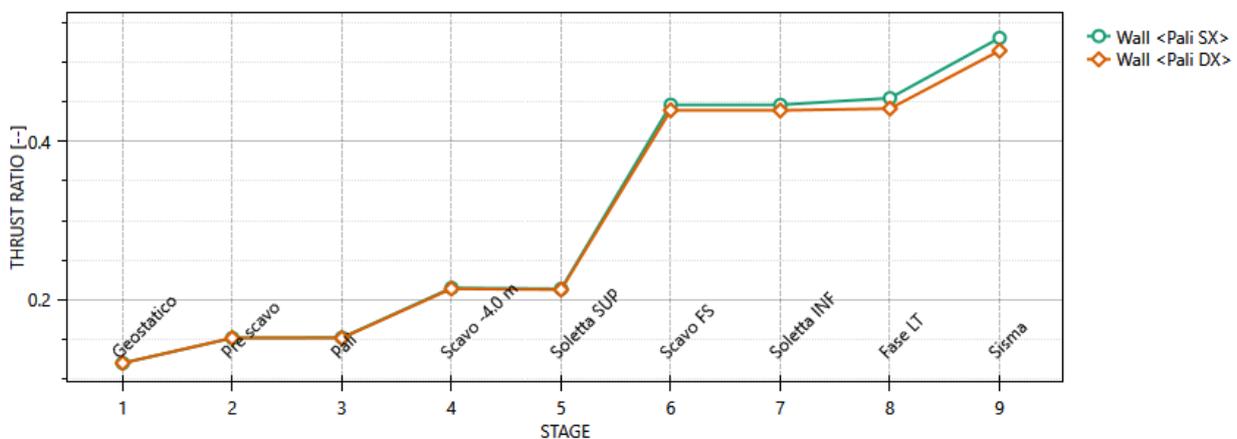
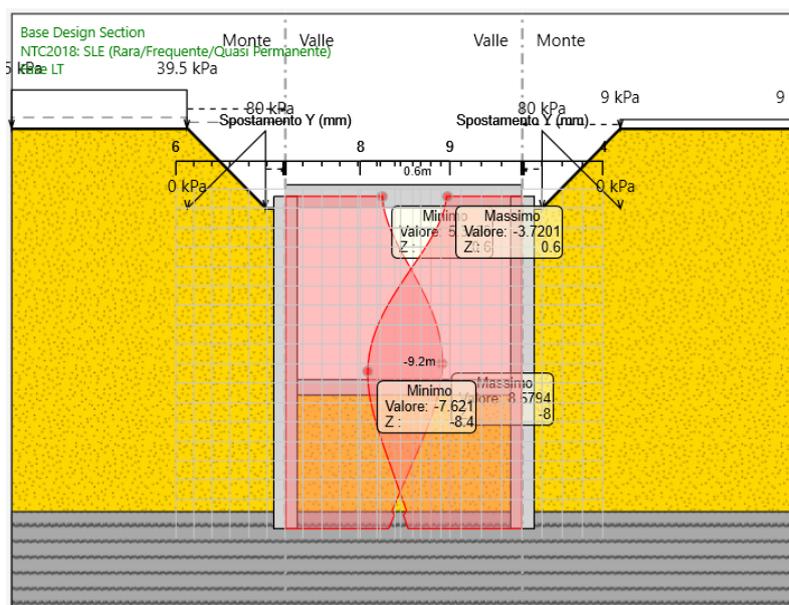


Figura 10-40 Comb. A2+M2+R1 (Sismica) – Mobilitazione della spinta passiva a valle del diaframma di pali

#### 10.3.5.4 Verifiche SLE

La seguente figura illustra la deformata dei diaframmi di pali allo SLE, il massimo spostamento orizzontale risulta di circa 8.0 mm a fondo scavo.



**Figura 10-41 Spostamenti orizzontali allo SLE previsti al raggiungimento della fase finale**

#### 10.3.5.5 Verifica di capacità portante del diaframma di pali

La verifica di capacità portante dei diaframmi è stata eseguita in accordo con le prescrizioni delle DM 2018 al Par. 6.4.3.1.

La valutazione del carico limite ultimo per rottura del terreno è stata effettuata rispettando la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore caratteristico della resistenza al carico assiale  $R_{c,k}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione  $\xi_3$ ,  $\xi_4$ , riportati nella tabella 6.6.III del DM 2018, alle resistenze limite  $R_{c,cal}$  calcolate, secondo la relazione:

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

La resistenza di progetto ( $R_d$ ) è stata ottenuta applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale  $\gamma_R$ , assunto in accordo con la tabella 6.4.II delle DM 2018.

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 52 di 57

La resistenza caratteristica è stata calcolata considerando il valor medio di resistenza abbattuto mediante il coefficiente di correlazione  $\xi_3$ . Nelle verifiche agli stati limite ultimi dei diaframmi di pali soggetti a carichi assiali, sono stati considerati i valori del coefficiente parziale  $\gamma_R$  per pali trivellati.

La resistenza ultima del palo può essere espressa come:

$$Q_u = Q_l + Q_b - W_d = \sum_i A_{si} \cdot f_i + A_b \cdot q_b - \gamma_{cls} \cdot V$$

in cui:

$Q_u$ : carico verticale limite di compressione;

$Q_l$ : aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del diaframma;

$Q_b$ : aliquota della portata limite relativa alla base del diaframma;

$W_d$ : peso del diaframma

$A_{si}$ : area della superficie laterale del diaframma relativa al tronco i-esimo in cui si è suddiviso il diaframma ai fini del calcolo;

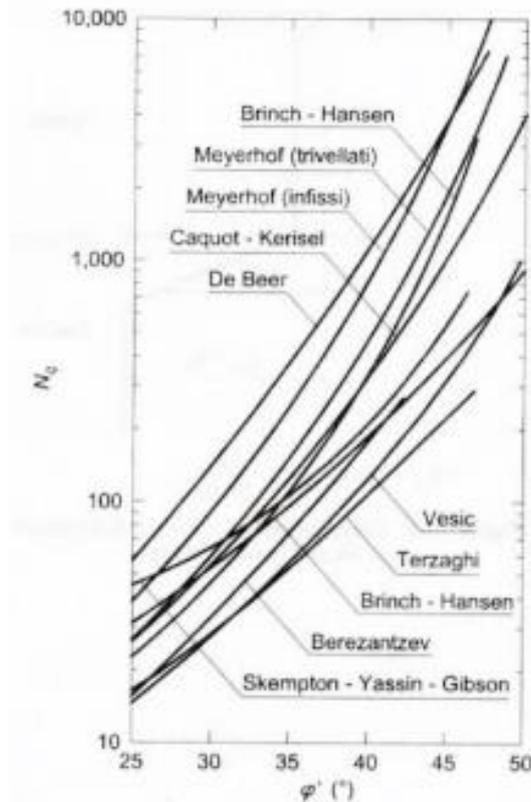
$f_i$ : aderenza limite media nel tratto i-esimo del diaframma;

$A_b, V$ : area di base e volume del diaframma;

$q_b$ : pressione limite relativa alla base del diaframma.

#### *Pressione limite di base*

La capacità di base viene calcolata secondo l'approccio di Berezantzev. Nella figura seguente è riportato un abaco che illustra le varie formulazioni usate per il calcolo del fattore  $N_q$ .



**Figura 10-42 Abaco per la valutazione del fattore  $N_q$  in funzione dell'angolo di attrito  $\phi$**

Pertanto la resistenza di base è calcolata come:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_b = A_b \cdot N_q \cdot \sigma'_v$$

Nel caso in esame, considerando un angolo di attrito pari a  $25^\circ$  per lo strato CMV-c, il coefficiente  $N_q$  è stato assunto pari a 11.

*Aderenza laterale*

Detta  $\sigma_h$  la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità  $z$ , si pone:

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

Nella quale  $a$  è un termine di tipo coesivo (adesione) e  $\mu$  un coefficiente di attrito fra palo e terreno.

In condizioni drenata si assume  $a = 0$  e  $\sigma'_h = k \cdot \sigma'_v$ , dove con  $\sigma'_v$  si indica la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità  $z$ . Si ha quindi:

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
	GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_v$$

Si osserva tuttavia che  $\sigma'_v$  rappresenta una tensione litostatica principale, ma la tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente  $k$  deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle proprietà del terreno.

Il coefficiente di attrito  $\mu$  dipende invece dalla scabrezza dell'interfaccia palo – terreno ed ha come limite superiore il valore  $\tan\phi$ .

Indicazioni sui valori di  $k$  e  $\mu$  da adottare in pratica sono contenute in Tabella 10-16. Nel caso in esame, sono stati considerati i valori associati ad uno stato di elevato addensamento per pali trivellati ( $k=0.4$ ,  $\mu = \tan\phi$ ).

Tipo di palo	Valori di $k$ per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	Sciolto	Denso	
Battuto: Profilato in acciaio	0.7	1	$\tan 20^\circ = 0.36$
Battuto: Tubo d'acciaio chiuso	1	2	
Battuto: Cls prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Battuto: Cls gettato in opera	1	3	$\tan\phi$
Trivellato	$0.5\phi$	0.4	$\tan\phi$
Trivellato – Pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan\phi$

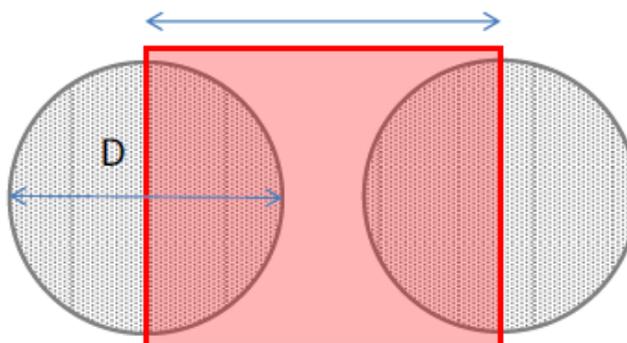
**Tabella 10-19 Valori di  $k$  e  $\mu$  (Viggiani, 1999)**

Per il calcolo della capacità portante si è tenuto conto dell'effettivo stato tensionale agente valutato considerando la diversa distribuzione delle tensioni agenti a monte e valle dello scavo: infatti a valle le tensioni sono calcolate a partire dal fondo scavo, mentre a monte tengono conto del sovraccarico dovuto al terreno.

Inoltre per tener conto del fatto che la fila di pali è posta ad interasse inferiore a  $3D$ , si è considerata una riduzione della capacità portante rispetto al caso di palo singolo, utilizzando il metodo di Terzaghi e Peck (1948) che richiede il confronto tra la somma delle capacità assiali dei singoli pali e la capacità di un diaframma equivalente, avente dimensioni pari a quelle complessive della palificata. Limitando a vantaggio di sicurezza, il confronto alla sola capacità laterale e ragionando sull'interasse, il coefficiente correttivo vale:

$$\lambda = \frac{2i}{\pi D}$$

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA</b>					
GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 11 00 001	REV. A	FOGLIO 55 di 57



**Figura 10-43 Schema per la valutazione della riduzione di capacità laterale di una fila di pali**

Pali  $\Phi 1200$  a interasse 1.3 m:

$$\lambda = (2 \cdot 1.3) / (3.14 \cdot 1.2) = 0.69$$

Di conseguenza, per tener conto dell'effetto gruppo, la capacità laterale dei pali sarà ridotta del 31%.

Le tabelle seguenti sintetizzano i risultati ottenuti, riportando le verifiche relative ad una striscia di 1 m di diaframma. I calcoli si riferiscono alle stratigrafie e ai parametri di progetto definiti nei paragrafi precedenti.

Come di seguito illustrato, le verifiche sono soddisfatte.

Diametro pali	1.2 m
Interasse	1.3 m
Lunghezza pali	16 m
L/D	13.3
Tipo pali	Trivellati
<b>Nq Berezantzev et al. (1961)</b>	<b>11</b>
Sforzo efficace alla base del palo $\sigma'_v$	320 kPa
Resistenza alla punta	3520 kPa
Capacità di base caratteristica $Q_{b,k}$	3981 kN
Numero di verticali di indagine	5
Fattore di correlazione $\xi$	1.34
Capacità di base di calcolo $Q_{b,c}$	2971 kN
Coefficiente parziale	1.35
<b>Capacità di base di progetto <math>Q_{b,d}</math></b>	<b>2201 kN</b>
Stato di addensamento	Denso
Tipo di palo	Trivellato
k	0.4
$\mu$ unità 2	0.70
$\mu$ unità CMV-c	0.47
Coefficiente riduzione gruppo pali $\lambda$	0.69
Capacità laterale caratteristica $Q_{l,k}$	1081 kN
Fattore di correlazione $\xi$	1.34
Capacità laterale di calcolo $Q_{l,c}$	806 kN
Coefficiente parziale	1.15
<b>Capacità laterale di progetto <math>Q_{l,d}</math></b>	<b>701 kN</b>
<b>Capacità tot di progetto Q (<math>R_d</math>)</b>	<b>2902 kN</b>
Peso palo caratteristico	452 kN
Coefficiente parziale $\gamma_{G1}$	1.3
<b>Peso palo progetto</b>	<b>588 kN</b>
Altezza ricoprimento soletta	4.2 m
Luce soletta	12.1 m
Altezza soletta	1.2 m
Interasse	1.3 m
Taglio all'appoggio soletta	896.6 kN
Coefficiente parziale	1.3
<b>Azione assiale di progetto palo</b>	<b>1166 kN</b>
<b>Azione Sollecitante tot <math>E_d</math></b>	<b>1754 kN</b>
<b>Verifica: <math>R_d/E_d</math></b>	<b>1.65</b>
<b>Verifica: <math>E_d \leq R_d</math></b>	<b>Verificato</b>

Tabella 10-20 Verifica capacità portante – lato Ventimiglia



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

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA - TRATTA FINALE L.  
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE PAREI - RELAZIONE DI  
CALCOLO STRUTTURE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 11 00 001	A	57 di 57

## 11 INCIDENZA DELLE ARMATURE

La seguente tabella riepiloga le incidenze di acciaio previste per gli elementi strutturali oggetto della presente relazione.

	Incidenza [kg/m <sup>3</sup> ]
Soletta di copertura	125
Soletta di fondazione	60
Paratia di pali	120

**Tabella 11-1 Incidenza prevista per gli elementi strutturali della sezione della GA Parei**