

# COMUNE DI CALUSCO D'ADDA

## PROVINCIA DI BERGAMO



### VARIANTE ALLA S.P. 166 TRACCIATO A SUD DELL'ABITATO DI CALUSCO D'ADDA - LOTTO N. 2

<p>PROGETTISTI</p> <p>Dott. Arch. Giosuè Savoldelli</p>  <p>via G. Rosa, 13/F - 24125 Bergamo (BG) - mail: gio.savoldelli@gmail.com</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO</p>		
<p>Dott. Ing. Fatima Midali</p>  <p>via Ing. S. Calvi, 59 - 24014 Piazza Brembana (BG) - fatima.midali@gmail.com</p>	<p>RELAZIONI GENERALE, TECNICHE E SPECIALISTICHE</p>		
<p>RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Dott. Ing. Giuseppe Barbera</p>  <p>Piazza S. Fedele, 1 - 24033 CALUSCO D'ADDA (BG) Tel. 035.4389011 - email: protocollo@pec.comune.caluscodadda.bg.it</p>	<p>OGGETTO</p>		
	<p>Relazione di calcolo delle strutture</p>		
	<p>TAVOLA / ALLEGATO</p> <h1 style="text-align: center;">A04</h1>		
	<p>ORIENTAMENTO</p>	<p>N. DOCUMENTO</p>	
	<p>DATA</p> <p style="text-align: center;">15/01/2021</p>	<p>SCALA</p>	
	<p>AGGIORNAMENTO</p>		
	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REVISIONE</p>
	<p>Aggiornamento per verifica</p>	<p>26/04/2021</p>	<p>REV01</p>
	<p>Aggiornamento 2023</p>	<p>24/03/2023</p>	<p>REV02</p>



**Comune di Calusco d'Adda**  
**Provincia di Bergamo**

**VARIANTE ALLA SP. 166 TRACCIATO A SUD  
DELL'ABITATO DI CALUSCO D'ADDA – LOTTO 2**

**COMMITTENTE:** Comune di Calusco d'Adda (BG)

**RELAZIONE TECNICA GENERALE**

**RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI**

**RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE E GEOTECNICA**

**RELAZIONE DI CALCOLO E FASCICOLO DEI CALCOLI DELLE  
STRUTTURE PORTANTI**

(Composta da 129 pagine – Rev. 1)

## SOMMARIO

<b>1. INTRODUZIONE</b> .....	4
1.1 Descrizione della struttura e criteri di calcolo.....	4
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI</b> .....	5
<b>3. RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	5
<b>4. RESISTENZA AL FUOCO</b> .....	8
<b>5. CRITERI DI CALCOLO</b> .....	9
4.1 Azione sismica.....	9
4.2 Combinazioni di carico.....	12
<b>6. RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE E GEOTECNICA</b> .....	15
6.1 Parametri geotecnici.....	15
<b>7. ANALISI ED AFFIDIBILITA' CODICI DI CALCOLO</b> .....	15
<b>8. GEOMETRIA DELLE OPERE</b> .....	16
<b>9. GALLERIA ARTIFICIALE: ANALISI DEI CARICHI</b> .....	19
9.1 Sezione TIPO 1 .....	19
9.1.1 Analisi dei carichi.....	19
9.1.2 Combinazioni di carico .....	20
9.2 Sezione TIPO 2 .....	21
9.2.1 Analisi dei carichi.....	21
9.2.2 Combinazioni di carico .....	24
9.3 Sezione TIPO 3 .....	25
9.3.1 Analisi dei carichi.....	25
9.3.2 Combinazioni di carico .....	26
<b>10. GALLERIA ARTIFICIALE: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI</b> .....	27
10.1 Verifiche allo SLU: Sezione TIPO 1.....	28
10.1.1 IMPALCATO.....	28
10.1.2 SPALLE.....	31
10.1.3 TRAVI DI COLLEGAMENTO .....	43
10.2 Verifiche allo SLU: Sezione TIPO 2.....	45
10.2.1 IMPALCATO.....	45
10.2.2 TRAVERSI .....	49
10.2.3 SPALLE.....	51
10.2.4 TRAVI DI COLLEGAMENTO .....	61
10.3 Verifiche allo SLU: Sezione TIPO 3.....	63
10.3.1 IMPALCATO.....	63
10.3.2 SPALLE.....	67
10.3.3 TRAVI DI COLLEGAMENTO .....	81

10.3.4	PARETE FINESTRATA.....	83
<b>11.</b>	<b>GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI (PARAGRAFO 10.2.2 DM 17.01.2018).....</b>	<b>88</b>
<b>12.</b>	<b>GALLERIA ARTIFICIALE: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....</b>	<b>94</b>
12.1	Verifiche allo stato limite di fessurazione: Sezione TIPO 1.....	94
12.1.1	IMPALCATO.....	94
12.1.2	SPALLE.....	97
12.2	Verifiche allo stato limite di esercizio: valutazione dei cedimenti della palificata Sezione TIPO 198	
12.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione: Sezione TIPO 2.....	99
12.3.1	IMPALCATO.....	99
12.3.2	TRAVERSI .....	102
12.3.3	SPALLE.....	103
12.4	Verifiche allo stato limite di esercizio: valutazione dei cedimenti della palificata Sezione TIPO 2104	
12.5	Verifiche allo stato limite di deformazione: Sezione TIPO 2 .....	105
12.6	Verifiche allo stato limite di fessurazione: Sezione TIPO 3.....	106
12.6.1	IMPALCATO.....	106
12.6.2	SPALLE.....	108
12.6.3	PARETE FINESTRATA.....	109
12.7	Verifiche allo stato limite di esercizio: valutazione dei cedimenti della palificata Sezione TIPO 3112	
<b>13.</b>	<b>MURI DI CONTRORIPA: ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>113</b>
13.1	Analisi dei carichi.....	113
13.2	Combinazioni di carico.....	114
<b>14.</b>	<b>MURI DI CONTRORIPA: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....</b>	<b>114</b>
14.1	SLU e SLV: verifiche a ribaltamento e scorrimento .....	114
14.1.1	Sezione muro a mensola altezza variabile da 5,0 a 7,0 m .....	115
14.1.2	Sezione muro a mensola altezza variabile da 2,0 a 5,0 m .....	117
14.1.3	Sezione muro a mensola altezza variabile da 1,0 a 2,0 m .....	121
14.2	SLU e SLV: verifica a pressoflessione della sezione alla base del muro.....	125
14.2.1	Sezione muro a mensola altezza variabile da 5,0 a 7,0 m .....	125
14.2.2	Sezione muro a mensola altezza variabile da 2,0 a 5,0 m .....	126
14.2.3	Sezione muro a mensola altezza variabile da 1,0 a 2,0 m .....	128
14.2.4	Sezione muro a mensola altezza variabile fino ad 1,0 m .....	129

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Descrizione della struttura e criteri di calcolo

La presente relazione di calcolo riguarda la progettazione e la verifica delle opere strutturali previste all'interno del progetto esecutivo della **VARIANTE ALLA S.P. 166 TRACCIATO A SUD DELL'ABITATO DI CALUSCO D'ADDA – LOTTO 2** commissionato dal Comune di Calusco d'Adda in provincia di Bergamo.

La relazione geologica è stata redatta dal Dott. Geol. Fabio Baio.

Le opere strutturali consistono nella realizzazione di una galleria artificiale interrata lunga 208 m e dei muri di controripa posti all'imbocco della galleria stessa.

In dettaglio le opere strutturali presenti possono essere così riassunte:

- galleria artificiale costituita da un impalcato di larghezza variabile realizzato tramite travi prefabbricate in c.a.p. a 3 nervature solidarizzate mediante getto in opera e posate su travi di coronamento in c.a. dei pali trivellati  $\Phi 1200$  mm aventi funzione di sostegno e di contenimento del terreno;
- muri di controripa posti sugli imbocchi della galleria artificiale;
- palancole in acciaio quali opere di sostegno provvisoriale nella fase di realizzazione della galleria;

Il calcolo delle massime sollecitazioni nei diversi elementi e sezioni della struttura è stato condotto tramite lo studio di un modello ad elementi finiti utilizzando il programma di calcolo Straus7 release R2.4.6 Build 6a, distribuito da HSH Padua e con appositi fogli di calcolo precedentemente elaborati ed testati.

Per il calcolo delle spalle di sostegno all'impalcato è stato, invece, utilizzato il programma "PARATIE PLUS by CEAS", versione 21.1, sviluppato da Ce.A.S. s.r.l. Italy.

Per il calcolo e la verifica degli elementi strutturali si adotta il *metodo semiprobabilistico agli stati limite*; i carichi e le caratteristiche dei materiali sono determinate secondo precisi schemi di calcolo che verranno descritti nei paragrafi successivi.

L'analisi strutturale è sviluppata con il metodo elastico lineare del primo ordine, le azioni sismiche sono valutate mediante analisi statica lineare considerando la struttura con comportamento strutturale non dissipativo.

Per le opere in oggetto si prevede:

- vita nominale  $V_N \geq 50$  anni;
- classe d'uso III;

Il periodo di riferimento risulta quindi essere:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75$  anni.

Nel seguito della relazione si tratteranno separatamente le varie parti dell'opera che saranno identificate secondo la seguente nomenclatura: galleria artificiale (suddivisa poi anch'essa nei vari elementi che la compongono) e muri di controripa.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

In particolare:

- *D.M. 17/01/2018 - “Aggiornamento della Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”;*
- *Circolare 21/01/2019 - “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.*
- *Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali”.*
- *DM 16 febbraio 2007 - “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”.*

## 3. RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

In riferimento a quanto previsto dal paragrafo 11.3.4 del D.M. 17 gennaio 2018 i materiali usati per la realizzazione della struttura in oggetto hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

**Calcestruzzo C25/30 previsto per pali, travi di collegamento, fondazioni, elevazioni e scala**

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 30 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 = 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C &= 14,17 \text{ N/mm}^2 = 141,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \alpha_{cc} = 0,85; \gamma_C = 1,5; \\ f_{ctk} &= 1,8 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} &= 4,0 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \eta = 1 \text{ per barre di diametro } < 32 \text{ mm;} \\ f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C &= 2,7 \text{ N/mm}^2 = 27 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{bd,ridotto} = f_{bd} / 1,5 &= 1,8 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

**Calcestruzzo C28/35 previsto per elevazioni galleria finestrata**

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 35 \text{ N/mm}^2 = 350 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{ck} &= 28 \text{ N/mm}^2 = 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C &= 15,87 \text{ N/mm}^2 = 158,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \alpha_{cc} = 0,85; \gamma_C = 1,5; \\ f_{ctk} &= 1,94 \text{ N/mm}^2 = 19,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} &= 4,36 \text{ N/mm}^2 = 43,6 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \eta = 1 \text{ per barre di diametro } < 32 \text{ mm;} \\ f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C &= 2,9 \text{ N/mm}^2 = 29 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{bd,ridotto} = f_{bd} / 1,5 &= 1,94 \text{ N/mm}^2 = 19,4 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### Calcestruzzo C32/40 previsto per solaio gettato in opera

$$\begin{aligned}R_{ck} &= 40 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{ck} &= 32 \text{ N/mm}^2 = 320 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C &= 18,13 \text{ N/mm}^2 = 181,3 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \alpha_{cc} = 0,85; \gamma_C = 1,5; & \\f_{ctk} &= 2,12 \text{ N/mm}^2 = 21,2 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} &= 4,76 \text{ N/mm}^2 = 47,6 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \eta = 1 \text{ per barre di diametro } < 32 \text{ mm;} & \\f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C &= 3,18 \text{ N/mm}^2 = 31,8 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{bd,ridotto} = f_{bd} / 1,5 &= 2,12 \text{ N/mm}^2 = 21,2 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

### Calcestruzzo C45/55 previsto per solaio prefabbricato

$$\begin{aligned}R_{ck} &= 55 \text{ N/mm}^2 = 550 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{ck} &= 45 \text{ N/mm}^2 = 450 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C &= 25,5 \text{ N/mm}^2 = 255 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \alpha_{cc} = 0,85; \gamma_C = 1,5; & \\f_{ctk} &= 2,66 \text{ N/mm}^2 = 26,6 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} &= 5,98 \text{ N/mm}^2 = 59,8 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \eta = 1 \text{ per barre di diametro } < 32 \text{ mm;} & \\f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C &= 3,99 \text{ N/mm}^2 = 39,9 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{bd,ridotto} = f_{bd} / 1,5 &= 2,66 \text{ N/mm}^2 = 26,6 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

### Acciaio per cemento armato tipo B450C

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 = 4.500 \text{ Kg/cm}^2 \\f_t &= 540 \text{ N/mm}^2 = 5.400 \text{ Kg/cm}^2 \\f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S &= 391,3 \text{ N/mm}^2 = 3.913 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{dove : } \gamma_S = 1,15; &\end{aligned}$$

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Si utilizza come classe di esposizione del calcestruzzo, utilizzato per le diverse parti costituenti la struttura, la classe **XC2**.

Come visibile nelle immagini successivamente riportate, la presenza di New Jersey o guaine di impermeabilizzazione protegge i manufatti dalla possibile aggressione di cloruri o altre sostanze chimiche.

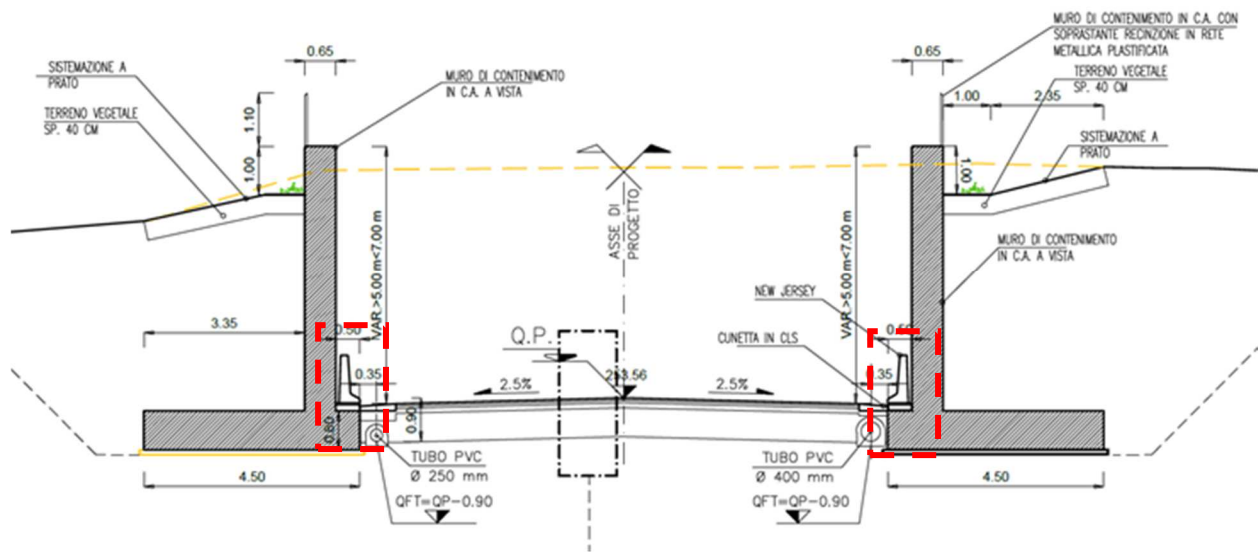


Figura 3.1 - New Jersey a protezione dei muri di contenimento

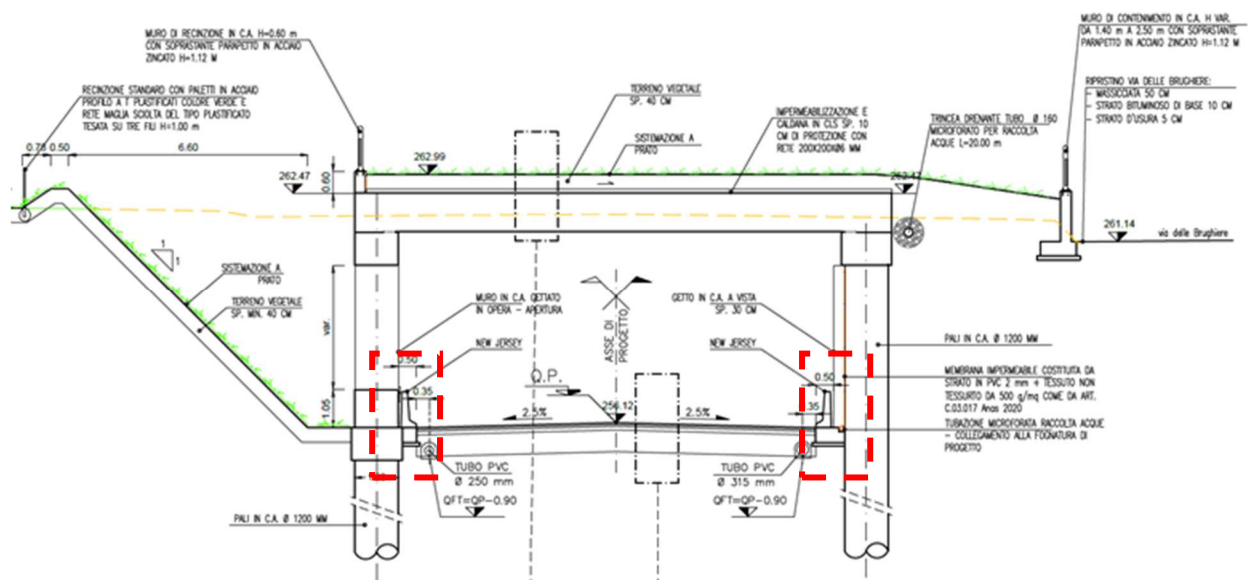


Figura 3.2 - New Jersey a protezione degli elementi della galleria finestrata

Nel D.M. del 17.01.2018 viene riportata la suddivisione in categorie ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche; in particolare, essendo la classe di esposizione XC2 i manufatti si trovano in ambiente ordinario:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro.

In base a quanto riportato al paragrafo C4.1.6.1.3 della Circolare il copriferro minimo dovrà essere pari a 20 mm.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_0$	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima  $C_{min}$  indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

Si riportano di seguito i valori del copriferro nei vari elementi strutturali.

	Copriferro [mm]
<b>Pali trivellati in opera</b>	50
<b>Fondazioni muri controterra</b>	30
<b>Fondazioni muro rivestimento galleria</b>	30
<b>Muri controterra</b>	30
<b>Muri rivestimento galleria</b>	30
<b>Elevazioni galleria aperta</b>	40
<b>Travi collegamento pali</b>	30
<b>Scala</b>	30
<b>Solai prefabbricati</b>	30
<b>Solai in opera</b>	30

#### 4. RESISTENZA AL FUOCO

In riferimento al DM 16 febbraio 2007 “*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*”, essendo richiesta la classe di resistenza al fuoco R120, per solai a lastra la distanza dell’asse della barra dalla superficie esposta al fuoco deve essere pari a 45 mm.

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall’asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80/a = 10	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo (1)	H = 80/a = 10	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai a travetti con alleggerimento (2)	H = 160/a = 15	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75
Solai a lastra con alleggerimento (3)	H = 160/a = 15	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa agguantiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

(1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1

(2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

(3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni

L'asse delle barre longitudinali dista dalla superficie esterna

$$30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 12 \text{ mm} = 52 \text{ mm}$$

I pali della galleria artificiale sono protetti da un getto di calcestruzzo di rivestimento di spessore 30 cm.

## 5. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il *metodo semiprobabilistico agli stati limite*.

### 4.1 Azione sismica

L'edificio, sito nel Comune di Calusco d'Adda (Bg), è classificato in **Zona sismica 4** secondo l'Ordinanza Presidente del Consiglio n. 3274 del 20/3/2003 e riclassificato in **Zona sismica 3** secondo il Bollettino Ufficiale della Regione Lombardia n. 29 – Serie Ordinaria – del 16 luglio 2014.

In riferimento a quanto previsto dall' *“Aggiornamento della Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”* si definiscono i seguenti parametri da cui si determinano lo spettro di risposta di progetto e le azioni orizzontali conseguenti al moto sismico.

Secondo il D.M 2018 l'azione sismica è valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Per le strutture in oggetto, come precedentemente accennato, si prevede vita nominale  $V_N \geq 50$  anni e classe d'uso III: il periodo di riferimento  $V_R$  per definire lo spettro di risposta dell'accelerazione di progetto risulta, quindi, essere  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75$  anni.

Ulteriori parametri necessari per la definizione degli spettri di risposta sono la definizione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica.

In particolare si ha:

- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1.

Ad essi sono associati, rispettivamente:

- Coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ ;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$ .

Riassumendo:

**Tabella 5.1 - Parametri sismici**

periodo di riferimento $V_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_c$	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s$
75 anni	0,087	2,522	0,285	1,0	1,5

Dove:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  = valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il fattore di struttura  $q$  ha valore unitario in quanto si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

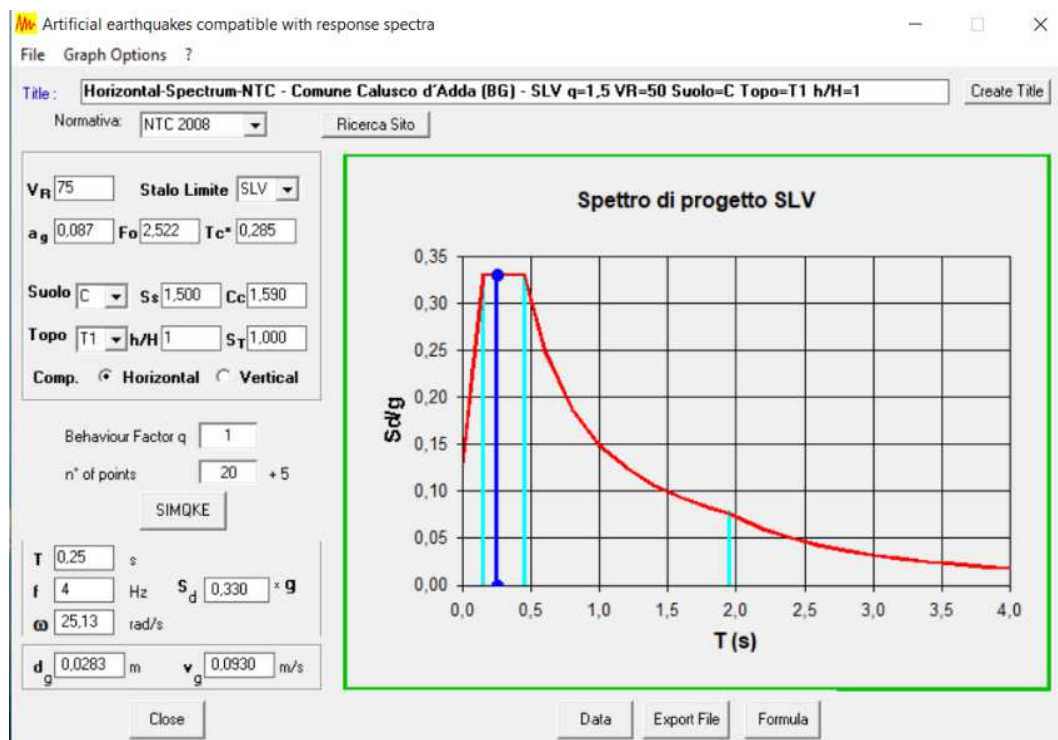
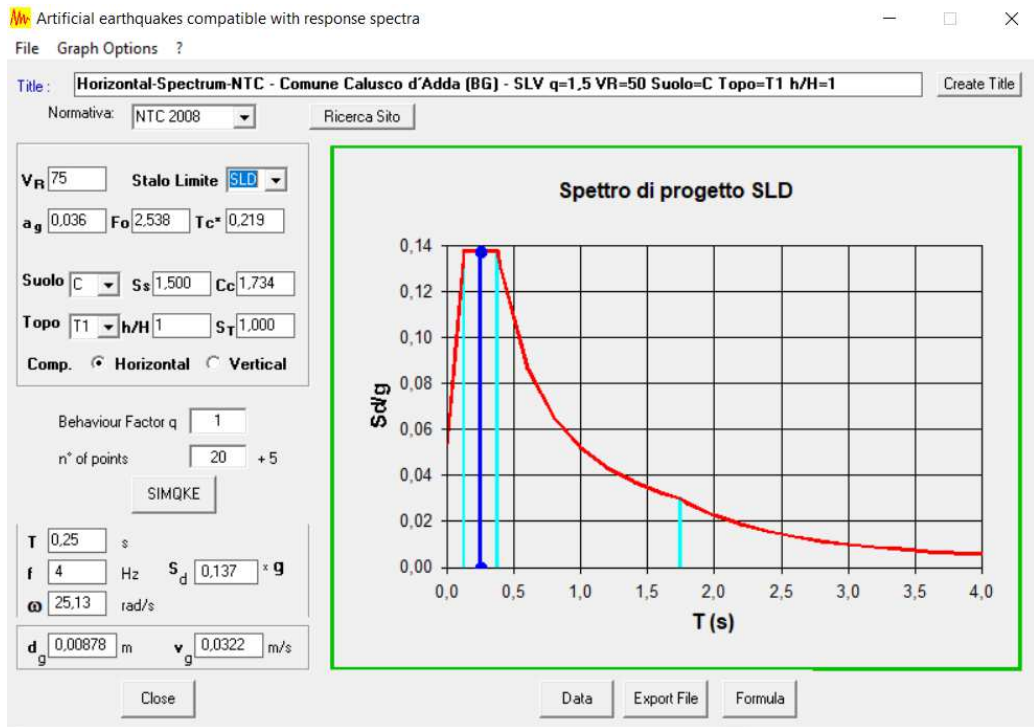


Figura 4.1 – Spettro di progetto SLV



**Figura 4.2 – Spettro di progetto SLD**

Le azioni di tipo sismico agenti sui muri di sostegno sono valutate mediante analisi pseudostatica, come previsto al paragrafo 7.11.6.2.1, basata sui metodi dell'equilibrio limite.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ .

Per le verifiche allo SLU i due coefficienti possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

Dove:

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ( $\beta_m = 1$  per muri a scorrimento impedito);
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

- $g$  = accelerazione di gravità.

Le spinte delle terre, considerata la struttura rigida e priva di spostamenti (7.11.6.2.1 NTC18), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \frac{a_{max}}{g} \cdot \gamma \cdot h^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa la faccia contro terra è posto ad  $\frac{h}{2}$ , dove "h" è l'altezza dell'elemento considerato.

Essendo  $\Delta P_d$  la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sulla struttura.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

#### 4.2 Combinazioni di carico

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO);
- SLU di tipo strutturale (STR).

Esse saranno condotte utilizzando i coefficienti parziali forniti dalle Norme Tecniche e riportati in seguito.

Tabella 5.2 – Tab. 6.2. Il Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1,4
Peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1	1

Tabella 5.3 - Tab. 5.1.V Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Carichi	Effetto	Simbolo $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Permanenti non strutturali $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00

<b>traffico</b>	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
<b>Azioni variabili</b>	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Si considerano le seguenti combinazioni di carico:

- **Combinazione generale agli Stati Limite Ultimi S.L.U.**

$$F_d = \gamma_{G1} * G_{k1} + \gamma_{G2} * G_{k2} + \gamma_P * P_k + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_{i=2} \gamma_Q * (\psi_{0i} Q_{ki})$$

- **Combinazione agli Stati Limite di Esercizio S.L.S.**

combinazioni rare  $F_d = G_{k1} + G_{k2} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i=2} (\psi_{0i} Q_{ki})$

combinazioni frequenti  $F_d = G_{k1} + G_{k2} + P_k + \psi_{1i} Q_{k1} + \sum_{i=2} (\psi_{2i} Q_{ki})$

combinazioni quasi permanenti  $F_d = G_{k1} + G_{k2} + P_k + \sum_{i=2} (\psi_{2i} Q_{ki})$

- **Combinazione sismica**

$$F_d = E + G_{k1} + G_{k2} + P_k + \sum_{i=2} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Dove:

$G_{k1}$  = valore caratteristico dei carichi permanenti

$G_{k2}$  = valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali

$P$  = valore caratteristico della forza di precompressione

$Q_{k1}$  = valore caratteristico dei carichi variabili di base di ogni combinazione

$Q_{ki}$  = valori caratteristici dei carichi variabili tra loro indipendenti

$E$  = azioni derivanti dai terremoti

$\gamma_{Gi}, \gamma_{Qi}$  = coefficienti parziali di sicurezza

$\psi_{0i}, \psi_{1i}$  e  $\psi_{2i}$  = coefficienti di combinazione.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_{i=2} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e 2.5.I (NTC18); la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0,0$ .

Tabella 5.4 - Tab. 2.5.I Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
<b>Cat. A - Ambienti ad uso residenziale</b>	0,7	0,5	0,3
<b>Categoria B - Uffici</b>	0,7	0,5	0,3
<b>Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento</b>	0,7	0,7	0,6
<b>Categoria D - Ambienti ad uso commerciale</b>	0,7	0,7	0,6
<b>Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini, e ambienti ad uso industriale</b>	1,0	0,9	0,8
<b>Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso <math>\leq 30</math> kN)</b>	0,7	0,7	0,6
<b>Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso <math>&gt; 30</math> KN)</b>	0,7	0,5	0,3
<b>Categoria H - Coperture</b>	0,0	0,0	0,0
<b>Categoria I - Coperture praticabili</b>	da valutarsi caso per caso		
<b>Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)</b>			
<b>Vento</b>	0,6	0,2	0,0
<b>Neve (a quota <math>\leq 1000</math> m s.l.m.)</b>	0,5	0,2	0,0
<b>Neve (a quota <math>&gt; 1000</math> m s.l.m.)</b>	0,7	0,5	0,2
<b>Variazioni termiche</b>	0,6	0,5	0,0

Tabella 5.5 - Tab. 5.1.VI Coefficienti  $\Psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Azioni da traffico (Tab. 5.I.IV)</b>	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1,5,6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0

## 6. RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE E GEOTECNICA

### 6.1 Parametri geotecnici

Per il dimensionamento delle opere strutturali di fondazione si fa riferimento alla relazione geologica redatta dal dott. Fabio Baio.

La valutazione della spinta esercitata dal terreno è determinata assumendo i seguenti valori dei parametri geotecnici:

• Categoria sottosuolo	C
• Categoria topografica	T1
	<i>Strato 1</i>
• peso di volume naturale $\gamma$	1.800 kg/m <sup>3</sup>
• peso di volume saturo $\gamma_{\text{sat}}$	2.050 kg/m <sup>3</sup>
• angolo d'attrito interno drenato $\phi'$	25° - 27°
• coesione drenata $c'$	0
• modulo di elasticità E	24.000 kPa
• coefficiente di spinta attiva $K_A$	0,39
• coefficiente di spinta a riposo $K_0$	0,562
• coefficiente di spinta passiva $K_P$	3,62

## 7. ANALISI ED AFFIDIBILITA' CODICI DI CALCOLO

L'analisi strutturale è stata condotta con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi.

Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo e le sollecitazioni delle aste.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

I programmi utilizzati sono:

- Straus7 release R2.4.6 Build 6a, distribuito da HSH Padua;
- "PARATIE PLUS by CEAS", versione 21.1, sviluppato da Ce.A.S. s.r.l. Italy.

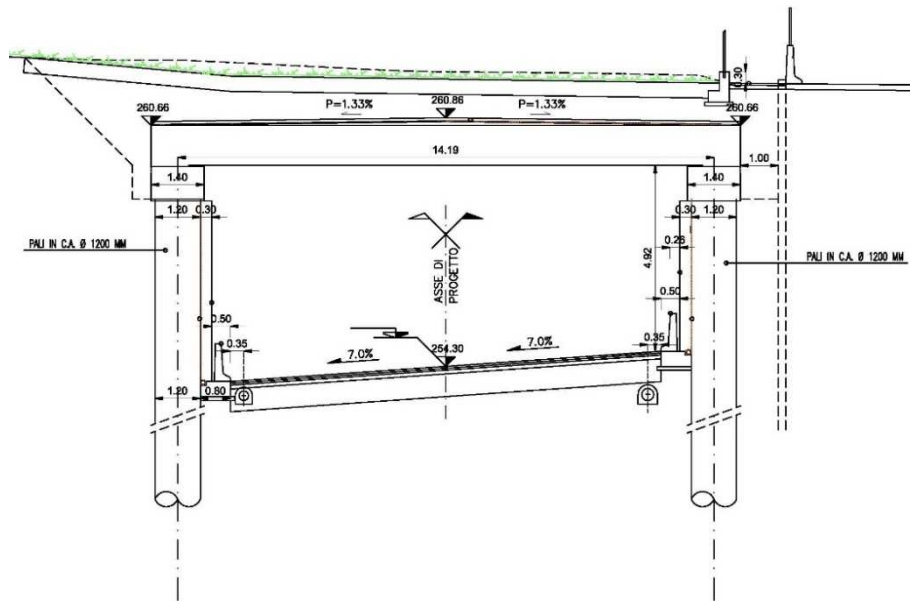
## 8. GEOMETRIA DELLE OPERE

La geometria della galleria artificiale e dei muri di controripa è riportata nelle seguenti figure dalle quali è possibile desumere le caratteristiche geometriche adottate nei successivi calcoli.

Per la galleria artificiale sono state analizzate 3 sezioni tipologiche:

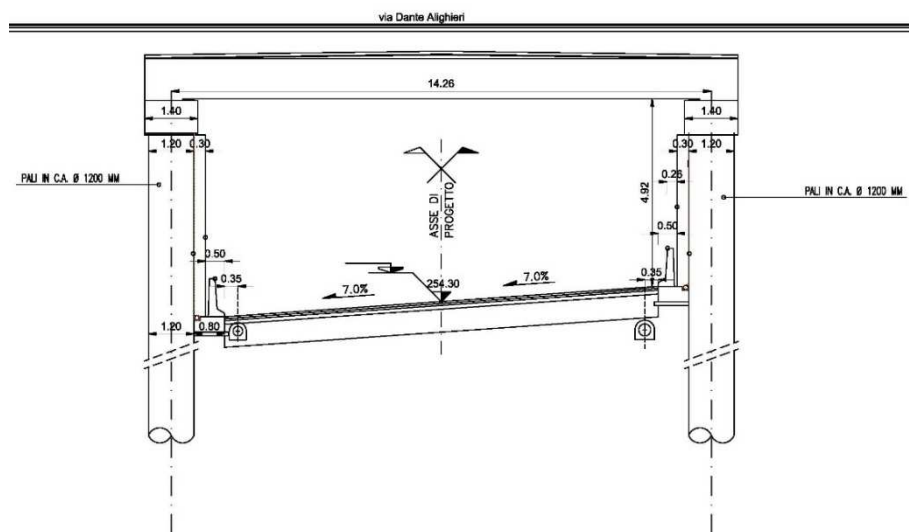
- Sezione TIPO 1

La galleria è formata da un impalcato prefabbricato poggiante sulle travi di coronamento in c.a. dei pali trivellati  $\varnothing 1200$  mm. Su di essa poggia una strato di terreno di altezza media  $h$  pari a 1,13 m.



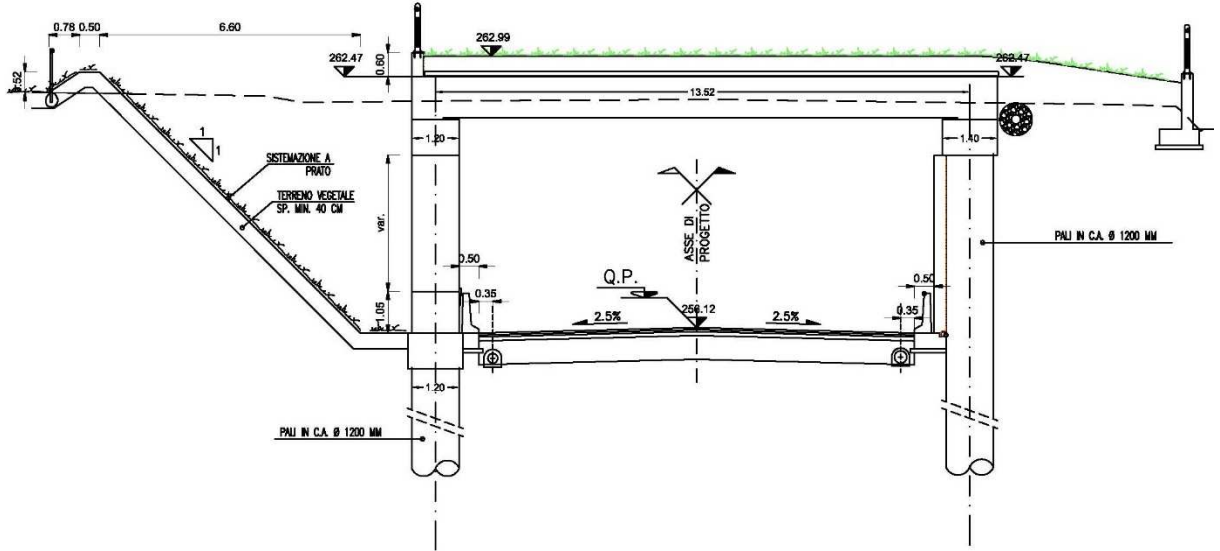
- Sezione TIPO 2

La galleria è formata da un impalcato prefabbricato poggiante sulle travi di coronamento in c.a. dei pali trivellati  $\varnothing 1200$  mm. A differenza della sezione TIPO 1 su di essa, oltre ad uno strato di terreno di altezza media  $h$  pari a 0,70 m, vi è il passaggio di una strada locale (via Dante Alighieri).



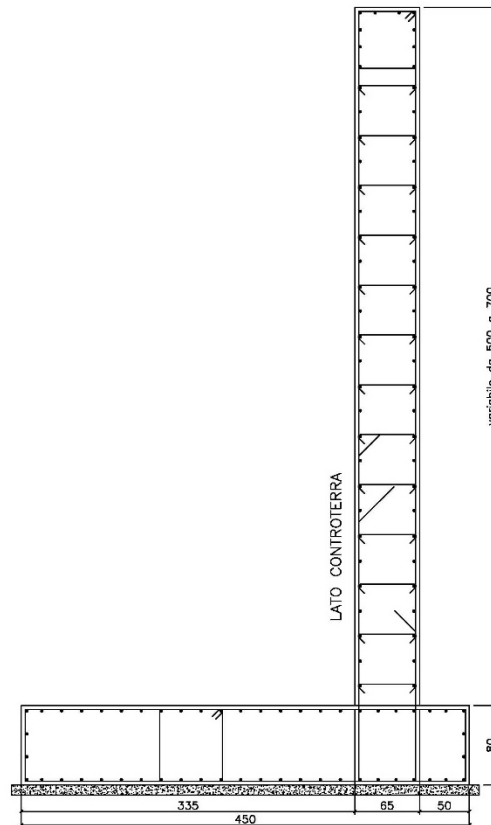
- Sezione TIPO 3

La galleria è formata da un impalcato prefabbricato poggiante, su un lato, sulle travi di coronamento in c.a. dei pali trivellati Ø1200 mm mentre sull'altro lato su muri finestrati aventi spessore sp pari a 1,20 m. Su di essa poggia una strato di terreno di altezza media h pari a 0,40 m.

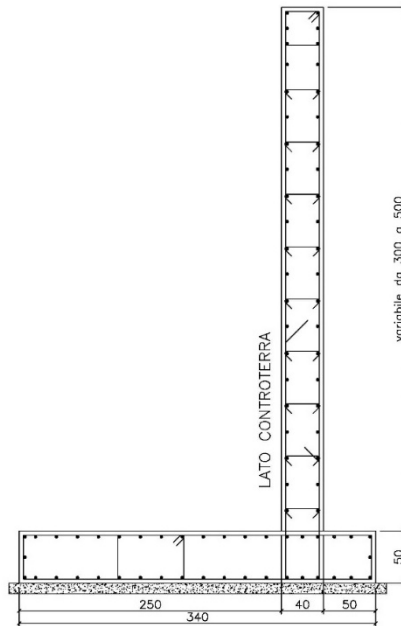


Per i muri di controripa sono stati analizzati 4 casi:

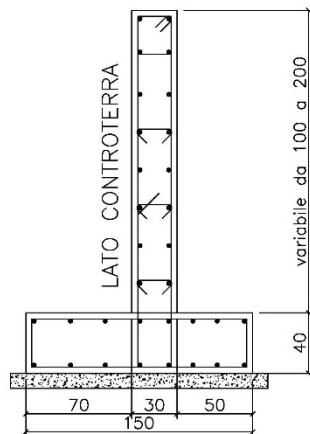
- Sezione muro a mensola altezza da 5,0 a 7,0 m



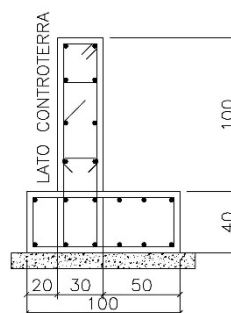
- Sezione muro a mensola altezza da 2,0 a 5,0 m



- Sezione muro a mensola altezza da 1,0 a 2,0 m



- Sezione muro a mensola altezza fino a 1,0 m



I dettagli dei vari elementi verranno esplicitati nei capitoli successivi, in sede di verifica.

## 9. GALLERIA ARTIFICIALE: ANALISI DEI CARICHI

### 9.1 Sezione TIPO 1

#### 9.1.1 Analisi dei carichi

Nel seguito vengono riassunte le condizioni di carico elementari considerate per la successiva definizione delle combinazioni di carico e il dimensionamento degli elementi strutturali.

- Permanenti strutturali: **PESO PROPRIO ( $G_1$ )**

Il peso proprio degli elementi è modellato direttamente dal programma ad elementi finiti avendo correttamente indicato le dimensioni delle varie sezioni.

- Permanenti non strutturali: **PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO ( $G_2$ )**

Le azioni corrispondenti al peso del terreno e della caldana di ricoprimento risultano pari a:

$$G_2 = \gamma \cdot h_T + \gamma_c \cdot h_c = 1800 \frac{kg}{m^3} \cdot 1,03 m + 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,10 m = 1854 \frac{kg}{m^2} + 240 \frac{kg}{m^2} = 2094 \frac{kg}{m^2}$$

Dove:

- $h_T$  = altezza del terreno di ricoprimento pari a circa 1,03 m;
- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;
- $h_c$  = altezza della caldana di ricoprimento pari a circa 0,10 m;
- $\gamma_c$  = peso specifico calcestruzzo pari a 2400 kg/m<sup>3</sup>

Esso è applicato alla soletta superiore.

- **SPINTA LATERALE DEL TERRENO  $G_3$**

Le azioni corrispondenti alla spinta laterale generata dal terreno risultano pari a:

$$G_3 = K_0 \cdot (G_2 + \gamma \cdot H)$$

Dove:

- $K_0$  = coefficiente di spinta a riposo;
- $G_2$  = peso del terreno di ricoprimento pari a 2.034 kg/m<sup>2</sup>;
- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;
- $H$  = altezza della galleria artificiale.

Essa è variabile con l'altezza ed è presente in entrambi i lati della galleria.

- **AZIONI VARIABILI  $q$**

E' stata considerata un'azione variabile pari a  $q = 500 \frac{kg}{m^2}$ .

- **AZIONE SISMICA Ex**

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Wood, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta p$  per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta p = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H$$

Dove:

- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;
- $H$  = altezza della galleria artificiale;
- $S \cdot \frac{a_g}{g} = \frac{a_{max}}{g} = k_h = 0,131$  essendo  $\beta_m = 1$ .

### 9.1.2 Combinazioni di carico

#### **Combinazioni di carico considerate agli S.L.U.**

c.c. 01: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3})$	$F_d = 1,35 * (G_1+G_3)$
c.c. 02: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2}$	$F_d = 1,35 * (G_1+G_3) + 1,5 * G_2$
c.c. 03: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q Q_{K1}$	$F_d = 1,35 * (G_1+ G_3) + 1,5 * G_2 + 1,35 * q$

#### **Combinazioni di carico considerate agli S.L.S.**

c.c. 10 rara: $G_{k1}+ G_{k3}$	$F_d = G_1 + G_3$
c.c. 11 rara: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3$
c.c. 12 rara: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3} + Q_{K1}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + q$
c.c. 13 frequente: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3} + \Psi_{11} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + 0,5 * q$
c.c. 14 quasi permanente: $G_{k1}+ G_{k2} + \Psi_{21} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + 0,3 * q$

#### **Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.V.**

c.c. 20 : $G_{k1}+ G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 \pm E_x + 0,3 * q$
---	---

#### **Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.D.**

c.c. 20 : $G_{k1}+ G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 \pm E_x + 0,3 * q$
---	---

## 9.2 Sezione TIPO 2

### 9.2.1 Analisi dei carichi

Nel seguito vengono riassunte le condizioni di carico elementari considerate per la successiva definizione delle combinazioni di carico e il dimensionamento degli elementi strutturali.

- Permanenti strutturali: **PESO PROPRIO ( $G_1$ )**

Il peso proprio degli elementi è modellato direttamente dal programma ad elementi finiti avendo correttamente indicato le dimensioni delle varie sezioni.

- Permanenti non strutturali

- ❖ **PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO ( $G_{2T}$ )**

Le azioni corrispondenti al peso del terreno di ricoprimento risultano pari a:

$$G_2 = \gamma \cdot h_T = 1800 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,65 m = 1170 \frac{kg}{m^2}$$

Dove:

- $h_T$  = altezza del terreno di ricoprimento pari a circa 0,65 m;
- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;

Esso è applicato alla soletta superiore.

- ❖ **PESO PAVIMENTAZIONE STRADALE ( $G_{2S}$ )**

La pavimentazione stradale è così composta:

- Tappeto sp. 5 cm ( $\gamma_{tappeto} = 2200 \text{ kg/m}^3$ );
- Base sp. 10 cm ( $\gamma_{base} = 2000 \text{ kg/m}^3$ );
- Cappa sp. 10 cm ( $\gamma_{cappa} = 2500 \text{ kg/m}^3$ ).

Le azioni corrispondenti risultano pari a:

$$G_{2S} = 560 \frac{kg}{m^2}$$

Esso è applicato alla soletta superiore.

- **SPINTA LATERALE DEL TERRENO  $G_3$**

Le azioni corrispondenti alla spinta laterale generata dal terreno risultano pari a:

$$G_3 = K_0 \cdot (G_2 + \gamma \cdot H)$$

Dove:

- $K_0$  = coefficiente di spinta a riposo;
- $G_2 = G_{2T} + G_{2S} = 1.730 \text{ kg/m}^2$ ;
- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;

- $H$  = altezza della galleria artificiale.

Essa è variabile con l'altezza ed è presente in entrambi i lati della galleria.

### • AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Con riferimento alle norme vigenti (paragrafo 5.1.3 delle NTC18) come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1.

Il carico di normativa applicato è costituito da carichi concentrati su due assi tandem con interasse di 1,20 m lungo il senso di marcia e 2,00 m trasversalmente, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e, da carichi uniformemente distribuiti.

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero intero possibile di tali corsie sono valutate utilizzando la Tabella 5.1.I riportata all'interno delle NTC2018.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

In dettaglio, per la corsia Numero 1, il carico tandem considerato  $Q_{1k}$  è pari a 30.000 kg (30 t), ossia il mezzo convenzionale da 60.000 kg a due assi da 30.000 kg ognuno; il carico distribuito  $q_{1k}$  è, invece, pari a 900 kg/m<sup>2</sup>.

Tale carico viene posizionato ortogonalmente al piano e considerato ripartito, sia in direzione longitudinale che trasversale, con un angolo di diffusione di 45° attraverso il rilevato e la pavimentazione stradale, fino al piano medio della soletta superiore.

In dettaglio si ha:

- o Larghezza di diffusione trasversale  $L_T$

$$L_T = 2,40 \text{ m} + 0,3 + h \cdot \tan 45^\circ + \frac{h_{\text{impalcato}}}{2}$$

Dove:

$h$  = spessore terreno e pavimentazione = 0,95 m;

$h_{\text{impalcato}}$  = spessore impalcato = 1,05 m.

Di conseguenza  $L_T = 4,125 \text{ m}$

- Larghezza di diffusione longitudinale  $L_L$

$$L_L = 1,60 \text{ m} + 2 \cdot \left( h \cdot \tan 45^\circ + \frac{h_{\text{impalcato}}}{2} \right)$$

Dove:

$h$  = spessore terreno e pavimentazione = 0,95 m;

$h_{\text{impalcato}}$  = spessore impalcato = 1,05 m.

Di conseguenza  $L_L = 4,45 \text{ m}$ .

Riassumendo si ha:

- Carico tandem distribuito  $Q_{1kdis}$

$$Q_{1kdis} = \frac{60.000}{L_T \cdot L_L} = 3.269 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Carico distribuito  $q_{1k} = 900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ .

Per la corsia Numero 2, invece, il carico tandem considerato  $Q_{2k}$  è pari a 20.000 kg (20 t) mentre il carico distribuito  $q_{2k}$  è pari a 250 kg/m<sup>2</sup>.

- **SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO ( $q_{sx}$  e  $q_{dx}$ )**

In accordo con quanto riportato nella *Circolare 21/01/2019* al 5.1.3.3.5.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente le spalle è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito equivalente, applicato su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m.

In dettaglio si ha:

$$q_{sx} = q_{dx} = \frac{Q_{1k}}{(3\text{m}) \cdot (2,2\text{m})} = 9091 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Questo carico distribuito equivalente è da sommare al carico distribuito  $q_{1k}$ .

- **FRENATURA ( $q_3$ )**

In accordo con il 5.1.3.5 della NTC18 il carico frenante di normativa ( $q_3$ ) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, il quale viene ripartito sulla larghezza collaborante (L) e sulla larghezza dello scatolare.

Essa è uguale a:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \cong 40.000 \text{ kg}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore del ponte; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta si ottiene distribuendo il valore del carico frenante alla lunghezza dell'impalcato con la seguente relazione:

$$q_{3dis} = \frac{q_3}{L} = 2.805 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- **AZIONE SISMICA Ex**

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Wood, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta p$  per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta p = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H$$

Dove:

- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;
- $H$  = altezza della galleria artificiale;
- $S \cdot \frac{a_g}{g} = \frac{a_{max}}{g} = k_h = 0,131$  essendo  $\beta_m = 1$ .

### 9.2.2 Combinazioni di carico

#### **Combinazioni di carico considerate agli S.L.U.**

c.c. 01: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3})$	$F_d = 1,35 * (G_1+G_3)$
c.c. 02: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2}$	$F_d = 1,35 * (G_1+G_3) + 1,5 * G_2$
c.c. 03: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q Q_{K1}$	$F_d = 1,35 * (G_1+ G_3) + 1,5 * G_2 + 1,35 * (q_1+Q_1)$
c.c. 04/05: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q Q_{K1}$	$F_d = 1,35 * (G_1+ G_3) + 1,5 * G_2 + 1,35 * (q_1) + 1,35 * q_{sx,dx}$
c.c. 06: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q Q_{K1} + \gamma_{Q2} (\Psi_{02} Q_{K2})$	$F_d = 1,35 * (G_1+ G_3) + 1,5 * G_2 + 1,35 * (q_3) + 1,35 * 0,75 Q_1 + 1,35 * 0,4 * q_1$
c.c. 07/08: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q Q_{K1} + \gamma_{Q2} (\Psi_{02} Q_{K2})$	$F_d = 1,35 * (G_1+ G_3) + 1,5 * G_2 + 1,35 * (q_3) + 1,35 * 0,75 * q_{sx,dx} + 1,35 * 0,4 * q_1$

#### **Combinazioni di carico considerate agli S.L.S.**

c.c. 10 rara: $G_{k1}+ G_{k3}$	$F_d = G_1 + G_3$
c.c. 11 rara/quasi permanente: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3$
c.c. 12 rara: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3} + Q_{K1}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + q_1 + Q_1$
c.c. 13/14 rara: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3} + Q_{K1}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + q_1 + q_{sx,dx}$
c.c. 15 rara: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3} + Q_{K1} + \Psi_{02} Q_{K2}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + q_3 + 0,4 * q_1 + 0,75 * Q_1$

$$\text{c.c. 16/17 rara: } G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + Q_{K1} + \Psi_{02} Q_{K2}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + q_3 + 0,4 * q_1 + 0,75 * q_{sx,dx}$$

$$\text{c.c. 18 frequente: } G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + \Psi_{11} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + 0,75 * (q_1 + Q_1)$$

$$\text{c.c. 19/20 frequente: } G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + \Psi_{11} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + 0,75 * (q_1 + q_{sx,dx})$$

$$\text{c.c. 21 frequente: } G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + \Psi_{11} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + 0,75 * (q_3)$$

### ***Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.V.***

$$\text{c.c. 20 : } G_{k1} + G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 \pm E_x$$

### ***Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.D.***

$$\text{c.c. 20 : } G_{k1} + G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 \pm E_x$$

## **9.3 Sezione TIPO 3**

### **9.3.1 Analisi dei carichi**

Nel seguito vengono riassunte le condizioni di carico elementari considerate per la successiva definizione delle combinazioni di carico e il dimensionamento degli elementi strutturali.

- Permanenti strutturali: **PESO PROPRIO (G<sub>1</sub>)**

Il peso proprio degli elementi è modellato direttamente dal programma ad elementi finiti avendo correttamente indicato le dimensioni delle varie sezioni.

- Permanenti non strutturali: **PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO (G<sub>2</sub>)**

Le azioni corrispondenti al peso del terreno e della caldana di ricoprimento risultano pari a:

$$G_2 = \gamma \cdot h_T + \gamma_c \cdot h_c = 1800 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,40 m + 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,10 m = 720 \frac{kg}{m^2} + 240 \frac{kg}{m^2} = 960 \frac{kg}{m^2}$$

Dove:

- $h_T$  = altezza del terreno di ricoprimento pari a circa 0,40 m;
- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;
- $h_c$  = altezza della caldana di ricoprimento pari a circa 0,10 m;
- $\gamma_c$  = peso specifico calcestruzzo pari a 2400 kg/m<sup>3</sup>

Esso è applicato alla soletta superiore.

- **SPINTA LATERALE DEL TERRENO  $G_3$**

Le azioni corrispondenti alla spinta laterale generata dal terreno risultano pari a:

$$G_3 = K_0 \cdot (G_2 + \gamma \cdot H)$$

Dove:

- $K_0$  = coefficiente di spinta a riposo;
- $G_2$  = peso del terreno di ricoprimento pari a  $900 \text{ kg/m}^2$ ;
- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a  $1800 \text{ kg/m}^3$ ;
- $H$  = altezza della galleria artificiale.

Essa è variabile con l'altezza ed è presente solamente su un lato della galleria.

- **AZIONI VARIABILI  $q$**

E' stata considerata un'azione variabile pari a  $q = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ .

- **AZIONE SISMICA  $E_x$**

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Wood, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta p$  per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta p = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H$$

Dove:

- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a  $1800 \text{ kg/m}^3$ ;
- $H$  = altezza della galleria artificiale;
- $S \cdot \frac{a_g}{g} = \frac{a_{max}}{g} = k_h = 0,131$  essendo  $\beta_m = 1$ .

### 9.3.2 Combinazioni di carico

#### **Combinazioni di carico considerate agli S.L.U.**

c.c. 01: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3})$	$F_d = 1,35 \cdot (G_1+G_3)$
c.c. 02: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2}$	$F_d = 1,35 \cdot (G_1+G_3) + 1,5 \cdot G_2$
c.c. 03: $\gamma_{G1} (G_{k1}+G_{k3}) + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q Q_{k1}$	$F_d = 1,35 \cdot (G_1+ G_3) + 1,5 \cdot G_2 + 1,35 \cdot q$

#### **Combinazioni di carico considerate agli S.L.S.**

c.c. 10 rara: $G_{k1}+ G_{k3}$	$F_d = G_1 + G_3$
c.c. 11 rara: $G_{k1}+ G_{k2} + G_{k3}$	$F_d = G_1 + G_2 + G_3$

$$\text{c.c. 12 rara: } G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + q$$

$$\text{c.c. 13 frequente: } G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + \Psi_{11} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + 0,5 * q$$

$$\text{c.c. 14 quasi permanente: } G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 + 0,3 * q$$

***Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.V.***

$$\text{c.c. 20 : } G_{k1} + G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 \pm E_x + 0,3 * q$$

***Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.D.***

$$\text{c.c. 20 : } G_{k1} + G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + G_3 \pm E_x + 0,3 * q$$

## **10. GALLERIA ARTIFICIALE: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche verranno eseguite per ogni elemento componente la galleria artificiale:

- IMPALCATO;
- TRAVERSI;
- SPALLE;
- TRAVI DI COLLEGAMENTO.

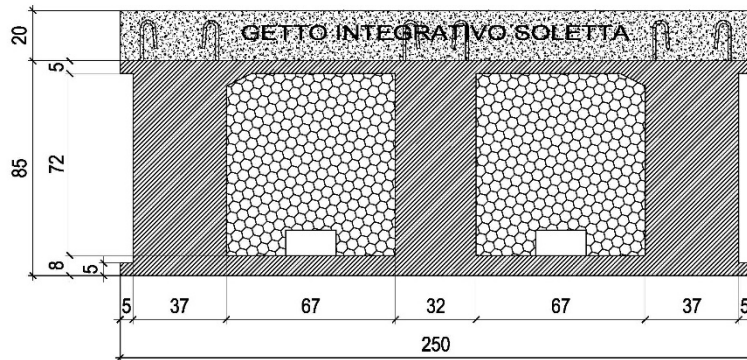
Per la sezione TIPO 3, in aggiunta, si avrà la verifica della PARETE FINESTRATA.

## 10.1 Verifiche allo SLU: Sezione TIPO 1

### 10.1.1 IMPALCATO

L'impalcato è realizzato tramite travi prefabbricate in c.a.p. a 3 nervature solidarizzate mediante getto in opera avente spessore sp. 20 cm.

La sezione tipologica (geometria e dimensioni) è la seguente:



Le travi prefabbricate sono realizzate con calcestruzzo C45/55 mentre la soletta gettata in opera con calcestruzzo C32/40.

#### ❖ Verifica a flessione

Si riporta in seguito la verifica di resistenza dell'impalcato di cui si riportano l'involuppo del diagramma dei momenti flettenti allo SLU e SLV con le relative verifiche di resistenza a flessione.

I valori dei momenti riportati negli involuppi hanno dimensione  $\left[\frac{\text{kg}\cdot\text{cm}}{\text{m}}\right]$ : dovranno essere moltiplicati per 2,5 m, ovvero per la larghezza della sezione.

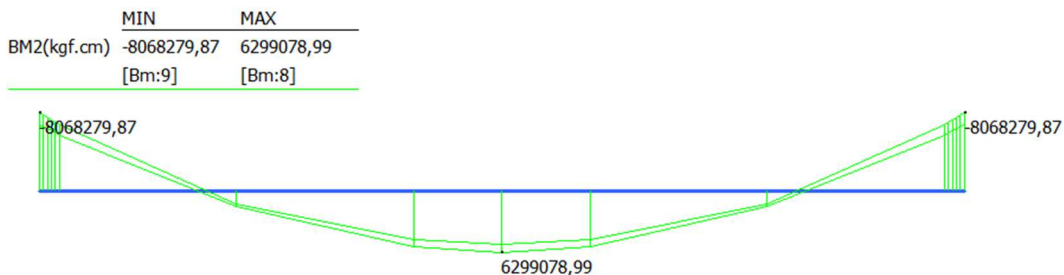


Figura 10.1 - Involuppo diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLU [ $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$ ]

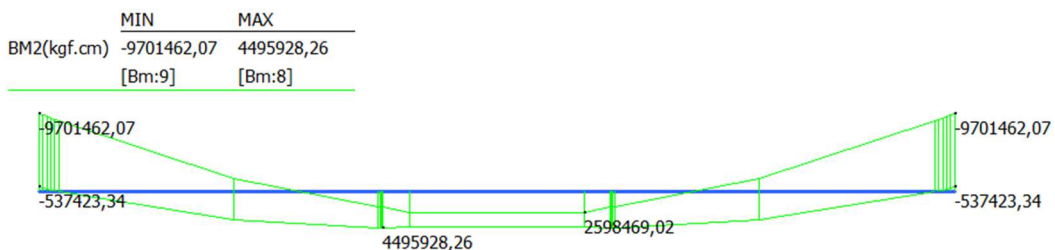


Figura 10.2 - Involuppo diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLV [ $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$ ]

La sezione tipologica dell'impalcato è armata con:

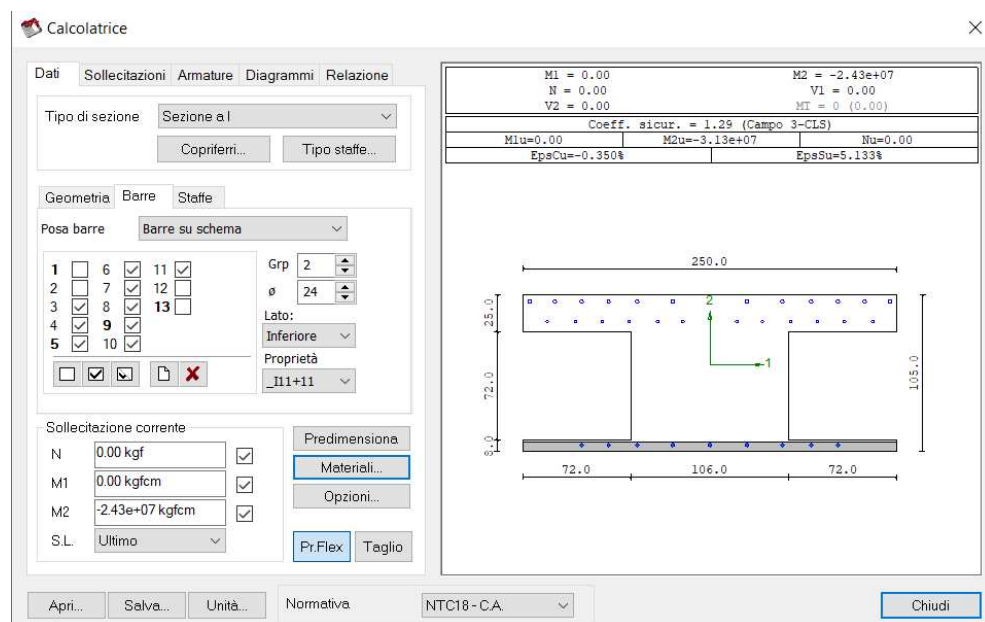
- Incastro
  - o Negativo: 12Ø18 + 12Ø24
  - o Positivo: 9Ø24
- Campata
  - o Negativo: 12Ø12 + 12Ø12
  - o Positivo: 10Ø10 + 8Ø18 + 12Ø20

All'incastro il momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 97.014,63 \frac{kg \cdot m}{m} \cdot 2,5 m = 242.536,58 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 313.000,00 kg \cdot m$$



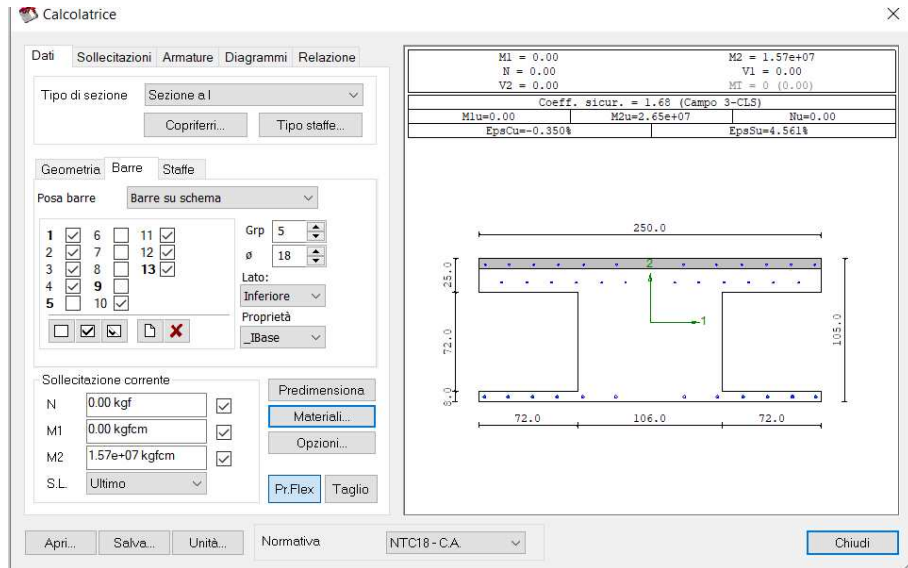
Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

In campata il momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^+ = 62.990,79 \frac{kg \cdot m}{m} \cdot 2,5 m = 157.477,00 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^+ = 265.000,00 kg \cdot m$$



Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

### ❖ Verifica a taglio

Si riporta in seguito la verifica di resistenza dell'impalcato di cui si riportano l'involuppo del diagramma del taglio allo SLU e SLV con le relative verifiche di resistenza a taglio.

I valori riportati negli involuppi hanno dimensione  $\frac{kg}{m}$ : dovranno essere moltiplicati per 2,5 m, ovvero per la larghezza della sezione.

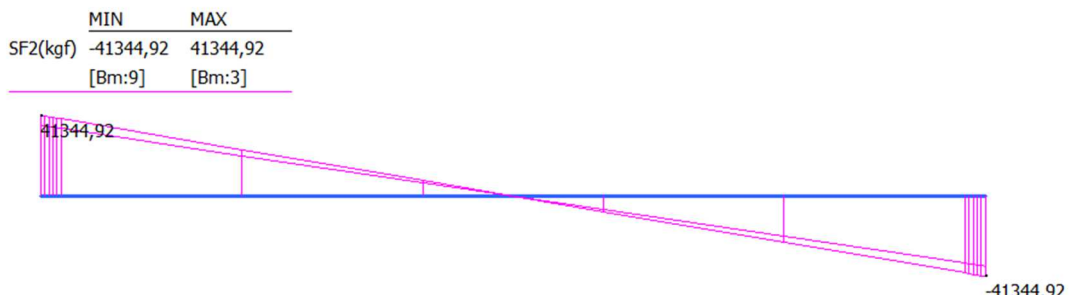


Figura 10.3 - Involuppo diagramma di taglio  $V_{ed}$  SLU [kg/m]

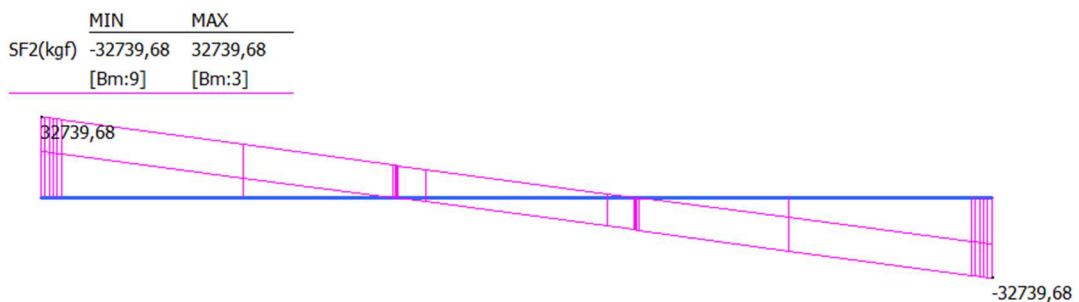


Figura 10.4 - Involuppo diagramma di taglio  $V_{ed}$  SLV [kg/m]

La sezione tipologica dell'impalcato è armata con:

- Incastro
  - o Staffe 3x19Ø10/10 a 2 bracci
- Campata
  - o Staffe 3x52Ø10/20 a 2 bracci

Il taglio agente massimo  $V_{ed}$  è pari a:

$$V_{ed} = 41.345 \frac{kg}{m} \cdot 2,5 m = 103.362,50 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è pari a:

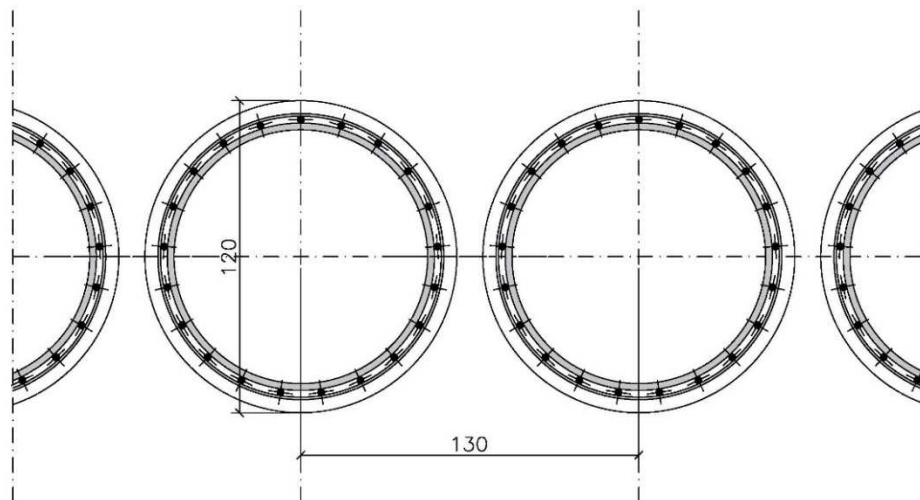
$$V_{rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 344.001,00 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è maggiore del taglio agente  $V_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

### 10.1.2 SPALLE

Le spalle su cui poggia l'impalcato sono realizzate con pali trivellati Ø1200 mm ad interasse  $i = 1,30$  m e lunghezza 16 m.

Di seguito si riporta la sezione tipologica vista dall'alto.



Essi sono realizzati con calcestruzzo C25/30; sono armati longitudinalmente da 20Ø24 mentre trasversalmente con staffe di diametro Ø12/15.

Il progetto dei pali è stato svolto in riferimento alle combinazioni di coefficienti parziali riportati precedentemente nelle Tabelle 4.2 (Tab. 6.2.I) e 4.3 (Tab. 5.1.V) e con coefficienti  $\gamma_R$  pari a 1 secondo quanto previsto al paragrafo 6.5.3.1.2 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018".

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti riportate in seguito:

- Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)
- Combinazione 2: (A2 + M2 + R1)

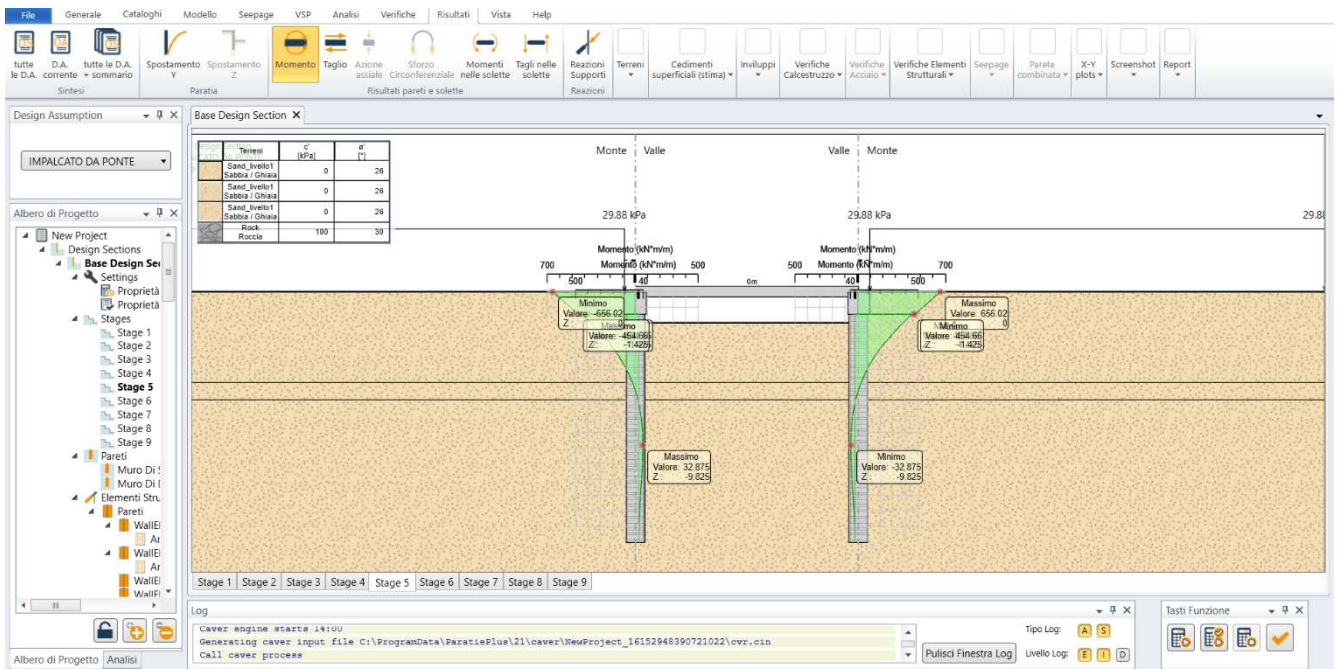
### ❖ **Verifica a pressoflessione**

Si riporta il diagramma del momento flettente allo SLU di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione 1: (A1 + M1 + R1).

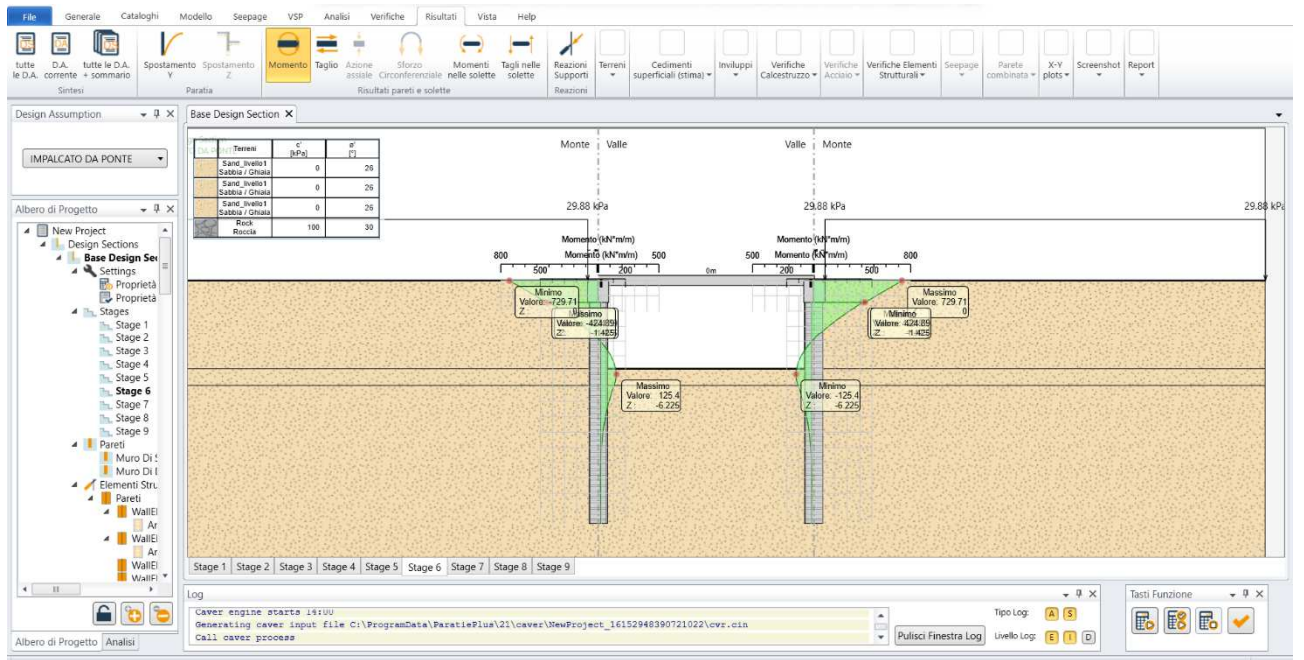
In dettaglio si riportano i valori ottenuti al variare della profondità dello scavo interno alla galleria artificiale.

I valori sono espressi in  $\frac{kN \cdot m}{m}$ ; essi dovranno essere moltiplicati per 1,3 m, interasse dei pali.

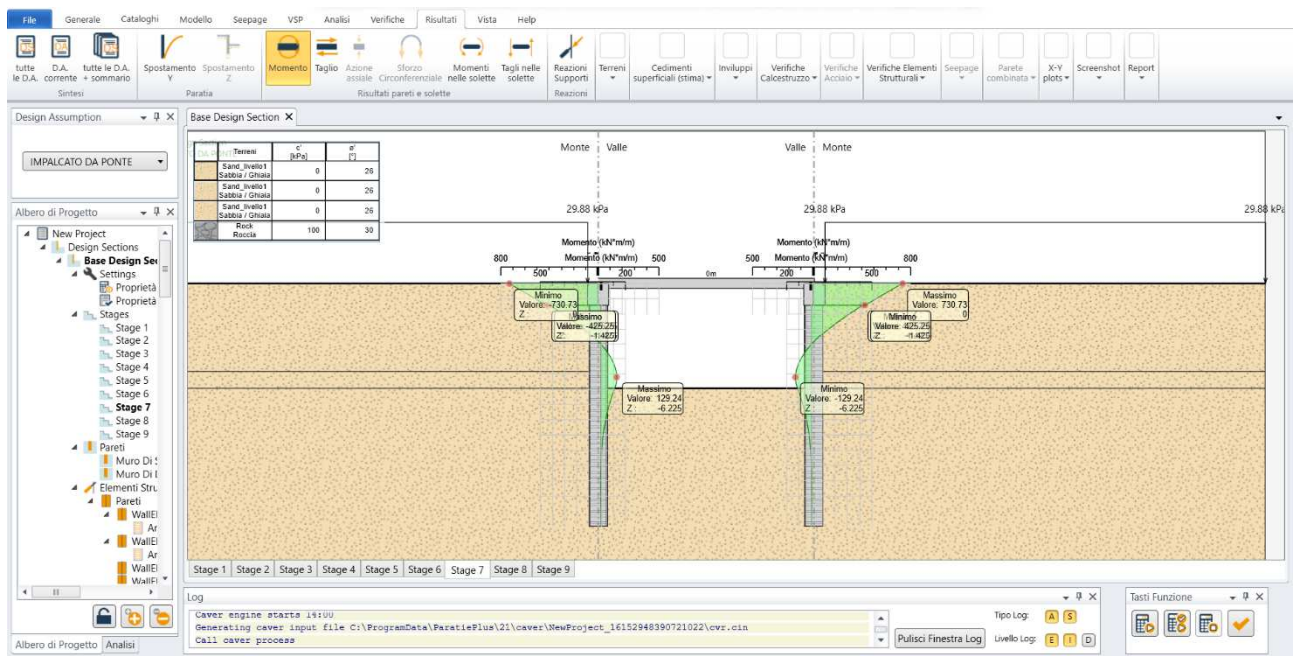
-  $H_{scavo} = 2,0 \text{ m}$



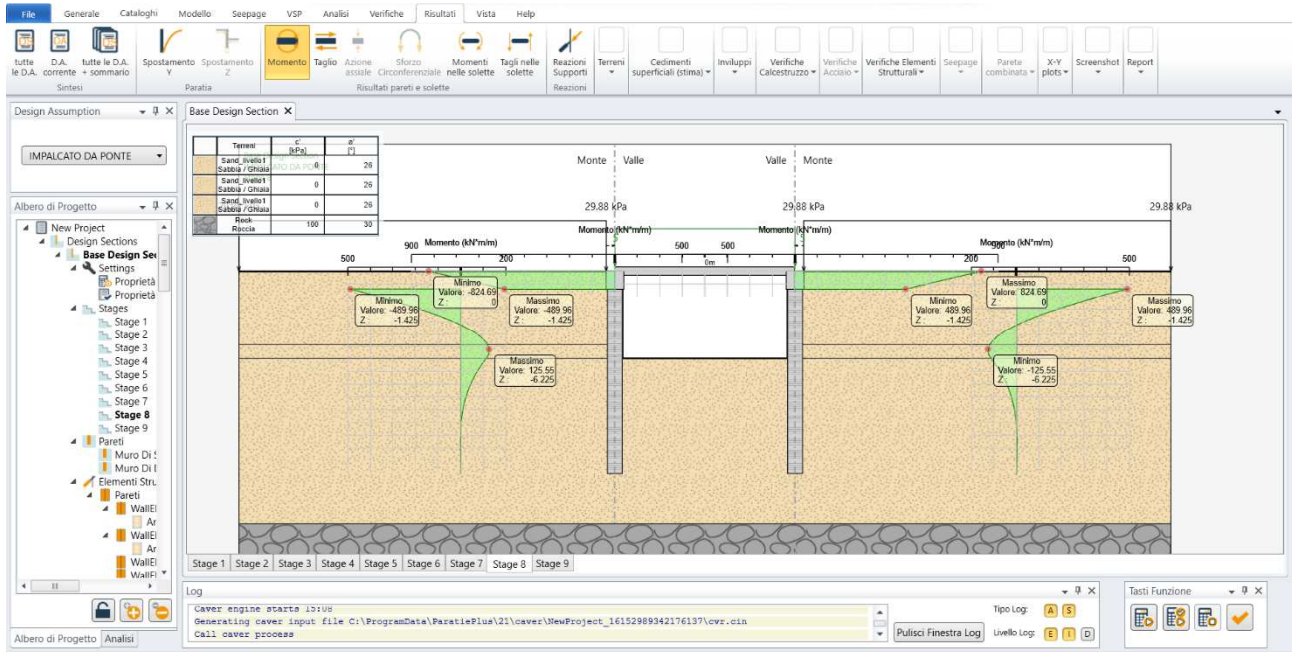
-  $H_{scavo} = 5,83 \text{ m}$



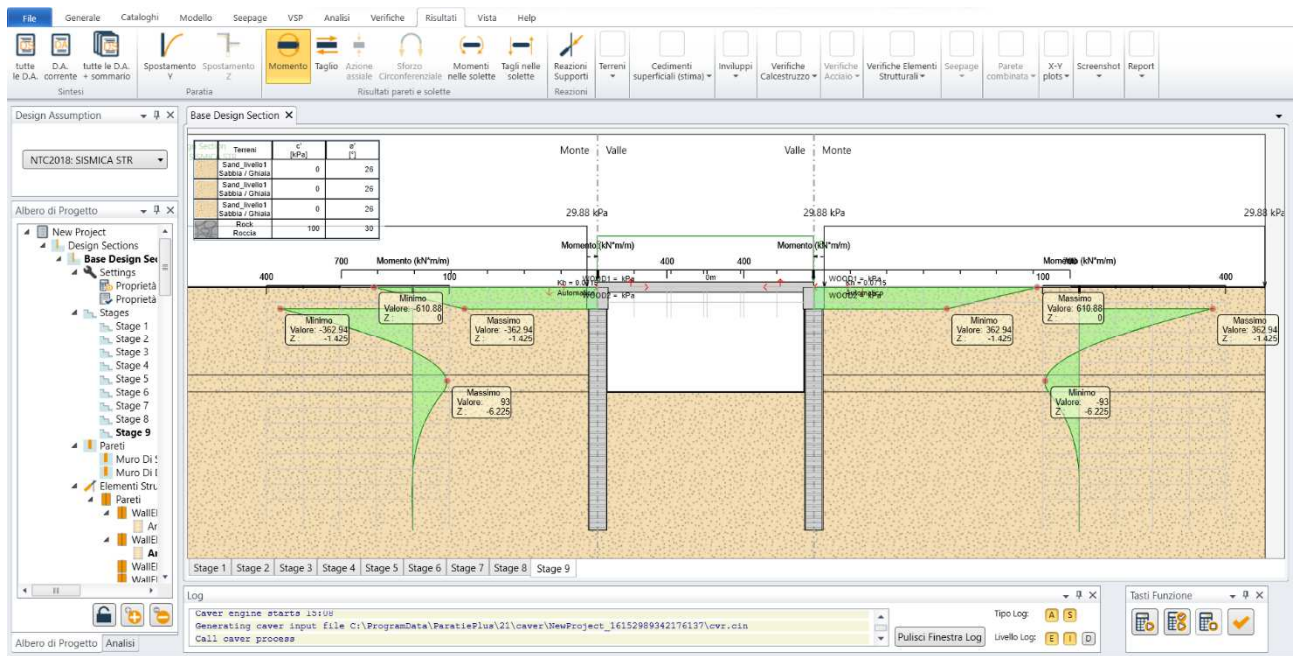
-  $H_{scavo} = 6,93 \text{ m}$



Il diagramma finale è il seguente:



Si riporta in seguito il diagramma del momento flettente di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione SISMICA STR.



Il momento agente massimo  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 489,96 \frac{kN \cdot m}{m} \cdot 1,3 m = 636,95 kN \cdot m = 63.695 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

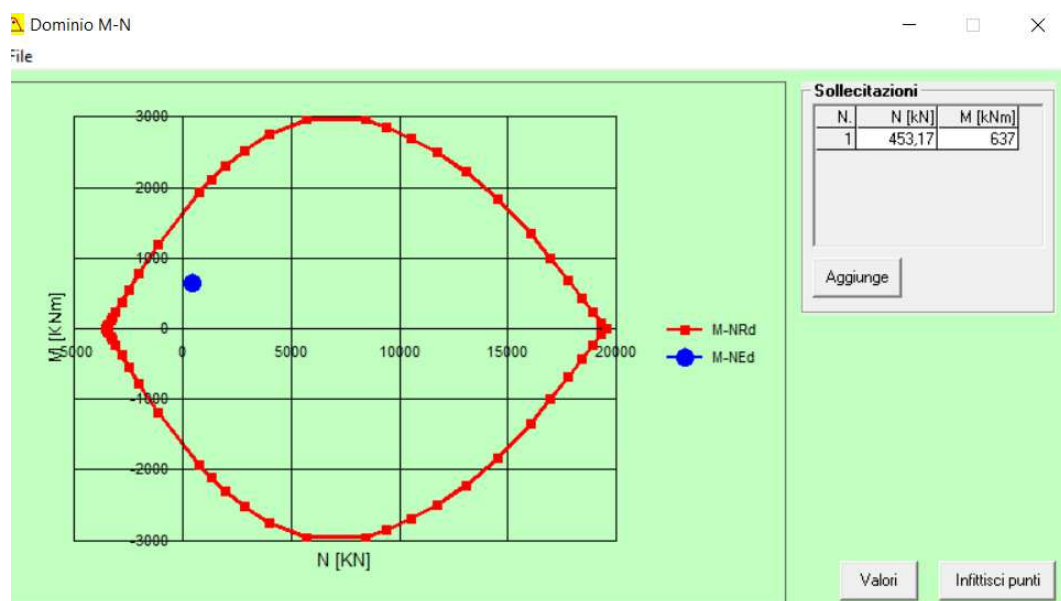
$$M_{rd}^- = 1286,6 \frac{kN \cdot m}{m} \cdot 1,2 m = 1543,92 kN \cdot m = 154.392,00 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

Si riporta, per completezza, il dominio M-N per la verifica a pressoflessione retta.

L'azione assiale agente è pari a:

$$N_{ed} = -34.859,3 \frac{kg}{m} \cdot 1,3 m = 45.317 kg = 453,17 kN$$

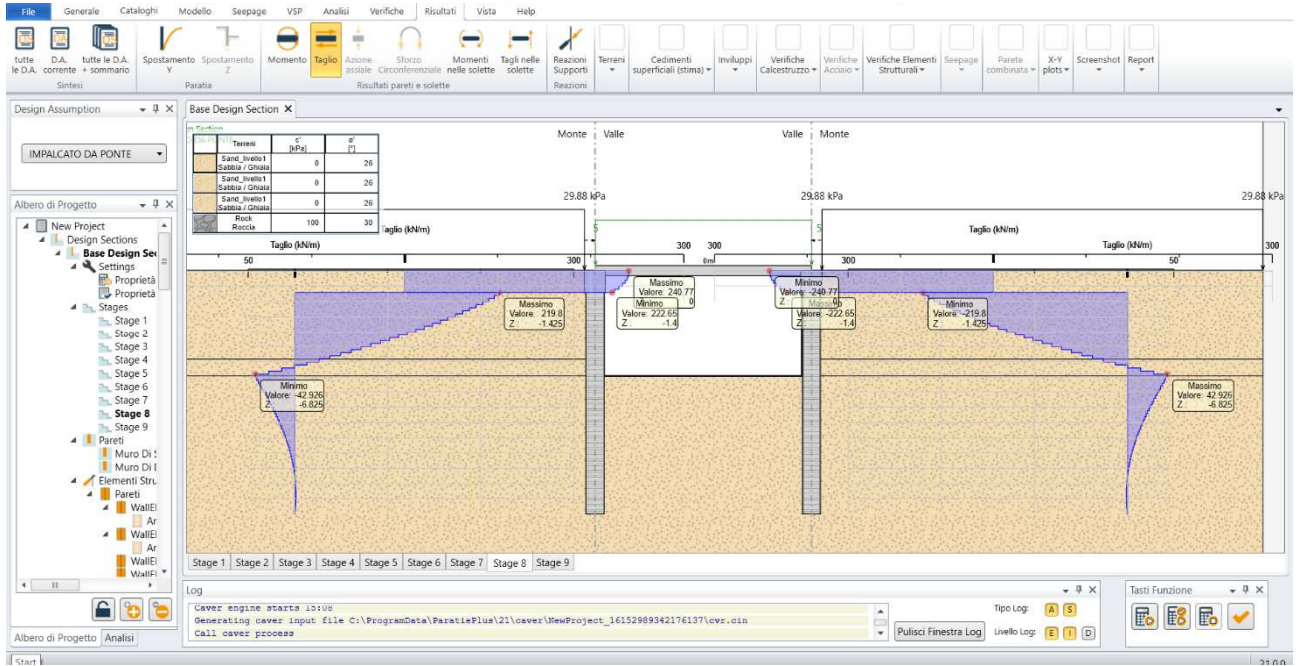


**La verifica è soddisfatta.**

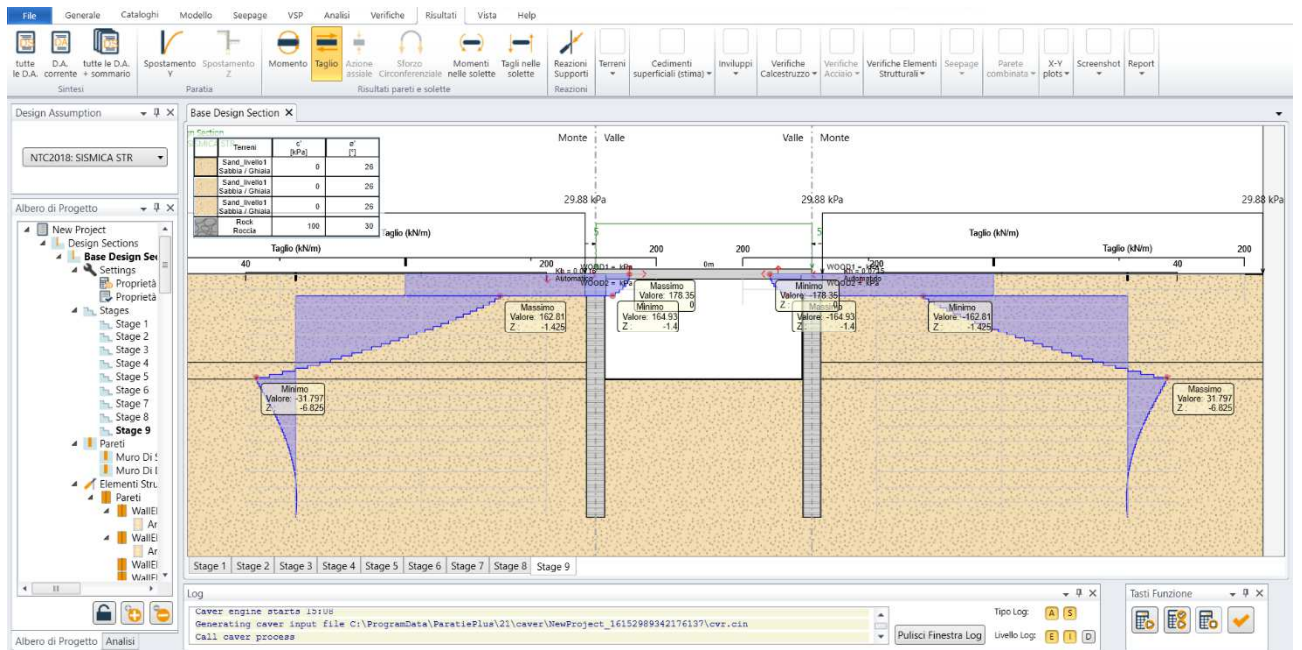
## ❖ Verifica a taglio

Si riporta il diagramma del taglio allo SLU di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione 1: (A1 + M1 + R1).

I valori sono espressi in  $\frac{kN}{m}$ ; essi dovranno essere moltiplicati per 1,3 m, interasse dei pali.



Si riporta in seguito il diagramma del taglio di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione SISMICA STR.



Il taglio agente massimo  $V_{ed}$  è pari a:

$$V_{ed} = 219,8 \frac{kN}{m} \cdot 1,3 m = 285,74 kN = 28.574,0 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è pari a:

$$V_{rd} = 386,44 \frac{kN}{m} \cdot 1,2 m = 463,73 kN = 46.372,8 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è maggiore del taglio agente  $V_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

#### ❖ **Verifica della capacità portante per carichi assiali di compressione**

La valutazione della resistenza del palo per carichi assiali di compressione è svolta in riferimento al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018.

Le verifiche possono essere svolte secondo l'Approccio 2 adottando la combinazione di coefficienti (A1+M1+R3).

Quando le verifiche sono finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non viene preso in conto.

Il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo  $R_{c,k}$  o a trazione  $R_{t,k}$  è valutato con metodo analitico.

Esso deve essere ridotto con i **Fattori di correlazione  $\xi$**  ricavati dalla tabella 6.6.IV.

Nel caso in esame, con 5 verticali indagate, risulta  $\xi_3 = 1,50$  e  $\xi_4 = 1,34$ .

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

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

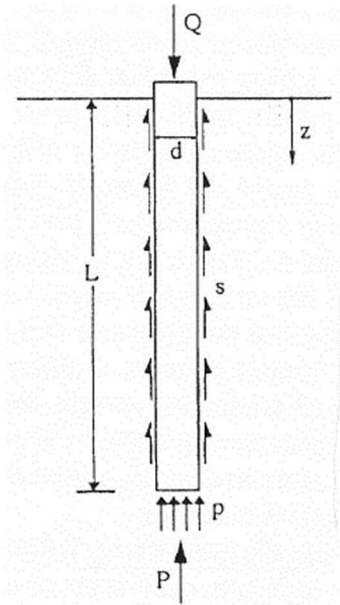
Il carico limite  $Q_{lim}$ , ai fini del calcolo, viene suddiviso in due aliquote:

- Resistenza alla punta P
- Resistenza laterale S.

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

Dove:

- $p$  = la resistenza unitaria alla punta;
- $s$  = resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno;
- $d$  = diametro del palo;
- $L$  = lunghezza del palo.



In dettaglio:

- Resistenza unitaria alla punta

$$p = N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

Dove:

- $\sigma_{vL}$  = tensione litostatica verticale alla profondità L
- $N_q, N_c$  = coefficienti di fondazione
- $c$  = coesione
- Resistenza laterale

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

Dove:

- $a$  = termine di tipo coesivo (=0);
- $\sigma_h$  = tensione normale orizzontale =  $k \cdot \sigma'_{vz}$
- $\mu$  = coefficiente di attrito tra palo e terreno =  $\tan(\varphi)$

Per determinare i valori di  $k$  e  $\mu$  si è fatto riferimento alla seguente tabella (Viggiani 2000).

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\varphi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	$\text{tg}\varphi$
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\varphi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\varphi$

La capacità portante del palo singolo risulta, quindi, essere:

CARATTERISTICHE TERRENO			
$\gamma$	peso di volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
$\gamma_d$	peso di volume terreno di progetto	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
$c$	coesione efficace		0
$c_d$	coesione efficace di progetto		0
$c_u$	coesione non drenata		0
$c_{u,d}$	coesione non drenata di progetto		0
$\phi$	angolo di attrito interno	[°]	26
		rad	0,45
$\phi_d$	angolo di attrito interno di progetto	[°]	26,00
		rad	0,45
$H_i$	spessore strato/i (da valutare di volta in volta)		10,5
PROPRIETA' GEOMETRICHE PALO			
$D$	profondità punta palo	[m]	10,5
$B$	diametro palo	[m]	1,2
$A$	area palo	[m <sup>2</sup> ]	1,13
Capacità portante PALO TRIVELLATO			
$Q_{lim} = P + S$			
$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s dz$			
RESISTENZA ALLA PUNTA P			
$p$	resistenza unitaria alla punta		250123,7
$N_q$	coefficiente fondazione		11,85
$N_c$			22,25
$c$	coesione efficace		0
$\sigma_{vt}$	tensione litostatica verticale	[kg/m <sup>2</sup> ]	18900
$q$	sovraccarico variabile	[kg/m <sup>2</sup> ]	2200
<b>P</b>		[kg]	<b>282.640</b>
RESISTENZA LATERALE S			
Terreni coesivi	$S = A_s a c_u$		
$A_s$	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	39,58
$c_u$	coesione non drenata		0
$a$			1
<b>S</b>		[kg]	<b>0</b>
Terreni non coesivi	$S = \sum 2p H_i \gamma z k \tan(d) = A_s \gamma z k \tan(d)$		
n. strati			1
$H_i$	$D$	[m]	10,5
$A_s$	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	39,58
$\gamma$	peso volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
$z$	$H_i/2$	[m]	5,25
$k$	vedi Tab. 13.2		0,5
$\tan(d)$	vedi Tab. 13.2		0,49
<b>S</b>		[kg]	<b>91.223</b>
<b>ξ3</b>	coefficiente sicurezza		<b>1,5</b>
$Q_{lim}$ CARATTERISTICO			
<b><math>Q_{lim}</math></b>	<b>capacità portante limite palo (valore caratteristico)</b>	<b>[kg]</b>	<b>249.242</b>
$P$	resistenza alla punta	[kg]	188.427
$S$	resistenza laterale	[kg]	60.815
$Q_{lim}$ DI PROGETTO			
<b><math>Q_{lim,d}</math></b>	<b>capacità portante limite palo (valore di progetto)</b>	<b>[kg]</b>	<b>192.458</b>
$P_d$	resistenza alla punta (di progetto)	[kg]	139.575
$S_d$	resistenza laterale (di progetto)	[kg]	52.883

Essa è confrontata con l'azione assiale agente sul palo.

<b>CARICHI STRUTTURA sezione TIPO 1</b>			
Permanenti strutturali			
G1 soletta prefabbricata	kg/m <sup>2</sup>	1590	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
Permanenti non strutturali			
G2 strada	kg/m <sup>2</sup>	0	
Y <sub>G2,s</sub>		1,50	
G2 terreno	kg/m <sup>2</sup>	2034	
Y <sub>G2,t</sub>		1,50	
Variabili Q			
q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	500	
Y <sub>q</sub>		1,50	
Q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	0	
Y <sub>Q1</sub>		1,35	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (sezione strada)</b>			
Luce L	m	13,87	
L <sub>influenza</sub>	m	1,3	
q	kg/m	7731,75	
<b>Azioni interne e reazioni</b>			
SEMPLICE APPOGGIO			
RA	kg	53620	
RB	kg	53620	
<b>Peso proprio palo</b>			
γ	kg/m <sup>3</sup>	2500	
H palo fuori terra	m	5,5	
H palo interrato	m	10,5	
H palo totale	m	16	
B (diametro)	m	1,2	
L <sub>trave</sub>		0,9	
H <sub>trave</sub>		1,4	
P <sub>trave</sub>		4095	
A	m <sup>2</sup>	1,13	
V	m <sup>3</sup>	18,10	
W	kg	45239	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
W <sub>p</sub>	kg	66601	
N <sub>p</sub>	kg	120220	
Q <sub>lim</sub>	kg	192458	
N <sub>p</sub> < Q <sub>lim</sub>		VERO	
Q <sub>lim</sub> /N <sub>p</sub>		1,60	

La capacità portante alla base del singolo palo Q<sub>lim</sub> è maggiore del carico agente: **la verifica è soddisfatta.**

In riferimento ai paragrafi 6.4.3.1 della NTC2018 e ai paragrafi 7.6.2.1 dell'EC7, di cui si riporta uno stralcio, il calcolo della capacità portante di un gruppo di pali può essere valutato assimilando la palificata ad una fondazione superficiale le cui dimensioni in pianta sono pari a quelle del perimetro della palificata (paragrafo 18.3 de “*Fondazioni, progetto e analisi*” di Joseph e. Bowles e paragrafo 8.31 de “*Geotecnica*” di Renato Lancellotta).

(3)P For piles in groups, two failure mechanisms shall be taken into account:

- compressive resistance failure of the piles individually;
- compressive resistance failure of the piles and the soil contained between them acting as a block.

(4) The compressive resistance of the pile group acting as a block may be calculated by treating the block as a single pile of large diameter.

Essendo la lunghezza  $L$  della fondazione molto maggiore della larghezza in pianta  $B$  la fondazione superficiale sarà di tipo nastriforme con  $B$  pari a 1,20 m.

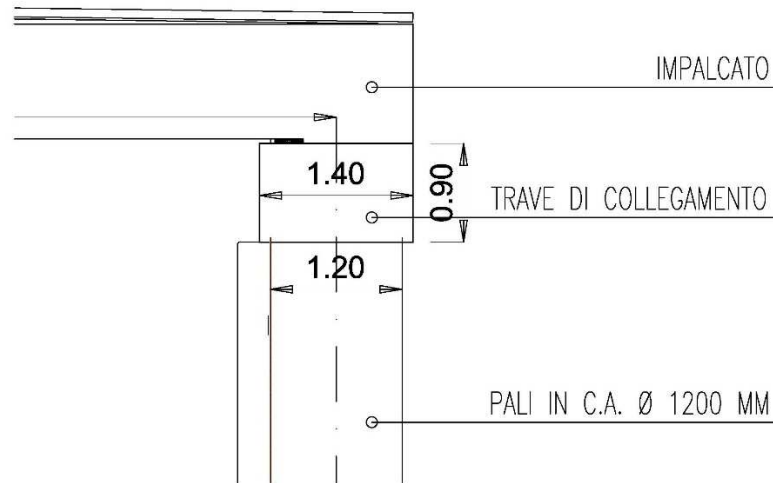
Si riporta in seguito il calcolo della capacità portante agli SLU della palificata.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE B=120 cm - APPROCCIO 2						
<b>CARICHI</b>						
NG <sub>1</sub> (kg)	92.477		HG <sub>1</sub> (kg)	0		
γ <sub>G1</sub>	1,0			1,0		
NG <sub>2</sub> (kg)	0		HG <sub>2</sub> (kg)	0		
γ <sub>G2</sub>	1,0			1,0		
NQ <sub>1</sub> (kg)	0		HQ <sub>1</sub> (kg)	0		
γ <sub>Q1</sub>	1,0			1,0		
NQ <sub>2</sub> (kg)	0		HQ <sub>2</sub> (kg)	0		
γ <sub>Q2</sub>	1,0			1,0		
NE(kg)	0		HE(kg)	0		
γ <sub>E</sub>	1,0			1,0		
NE <sub>d</sub> (kg)	92.477		HE <sub>d</sub> (kg)	0		
MBG <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G1</sub>	1,3					
MBG <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G2</sub>	1,3					
MBQ <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q1</sub>	1,5					
MBQ <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q2</sub>	1,5					
MBE(kg*m)	0					
γ <sub>E</sub>	1,0	eB(m)				
MBE <sub>d</sub> (kg*m)	0	0,000				
q(kg/m2)=	18.900					
<b>DATI GEOMETRICI</b>			<b>DATI TERRENO</b>			
B <sub>o</sub> (m)=	1,20		α(gradienti)=	26,0		
B(m)=	1,20		α(rad)=	0,45		
A <sub>eff</sub> (m <sup>2</sup> )=	1,20		γ <sub>s</sub> '	1,00		
D (m)=	10,50		φ <sub>s</sub> (gradienti)=	26,0		
π=	3,14		φ <sub>s</sub> (rad)=	0,45		
k=	1,46		γ(kg/m3)=	1.800		
η(gradienti)=	0,0	inclinazione fondazione	c(kg/m2)=	0		
η(rad)=	0,00		β(gradienti)=	0,00 < φ		
			β(rad)=	0,00 inclinazione		
			Fs* =	1,00 coefficiente		
<b>COEFFICIENTI N</b>						
	<b>Hansen</b>	<b>Vesic</b>				
N <sub>γ</sub>	7,941	12,539				
N <sub>c</sub>	22,254	22,254				
N <sub>q</sub>	11,854	11,854				
<b>HANSEN</b>						
	<b>forma (s)</b>	<b>profondità (d)</b>	<b>inclinazioni del carico (l)</b>	<b>inclinazione del terreno (g)</b>	<b>inclinazione piano di fondazione (b)</b>	<b>q<sub>ult</sub> (kg/m2)</b>
<b>c</b>	1,000	1,490	1,000	1,000	1,000	0
<b>q</b>	1,000	1,448	1,000	1,000	1,000	324.484
<b>γ</b>	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	8.576
						<b>333.060</b>
N <sub>lim</sub> (kg)=	399.672					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)=	173.771	>	92.477 = E <sub>d</sub> (kg)	VERO		1,88
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	14,48					
<b>VESIC</b>						
	mB=	1,455				
	<b>forma (s)</b>	<b>profondità (d)</b>	<b>inclinazioni del carico (l)</b>	<b>inclinazione del terreno (g)</b>	<b>inclinazione piano di fondazione (b)</b>	<b>q<sub>ult</sub> (kg/m2)</b>
<b>c</b>	1,000	1,583	1,000	1,000	1,000	0
<b>q</b>	1,000	1,448	1,000	1,000	1,000	324.484
<b>γ</b>	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	13.542
						<b>338.026</b>
N <sub>lim</sub> (kg)=	405.631					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)=	176.361	>	92.477 = E <sub>d</sub> (kg)	VERO		1,91
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	14,70					

La verifica è soddisfatta.

### 10.1.3 TRAVI DI COLLEGAMENTO

Le travi di collegamento hanno sezione 140x90 cm e sono poste in sommità ai pali trivellati. Sono realizzate con calcestruzzo C25/30.



Esse presentano la seguente armatura:

- Armatura longitudinale: 24Ø20;
- Armatura trasversale: Ø14/20.

#### ❖ **Verifica a torsione e taglio**

Si riporta in seguito la verifica a torsione-taglio delle travi di collegamento.

La valutazione del momento torcente resistente è svolta in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.6 delle NTC2018 mentre quella del taglio resistente in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.1.

In particolare deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$$

Dove:

- $T_{ed}$  = sollecitazione torcente agente;
- $T_{rcd}$  = sollecitazione torcente resistente lato calcestruzzo;
- $V_{ed}$  = taglio agente;
- $V_{rcd}$  = taglio resistente lato calcestruzzo.

La verifica è soddisfatta.

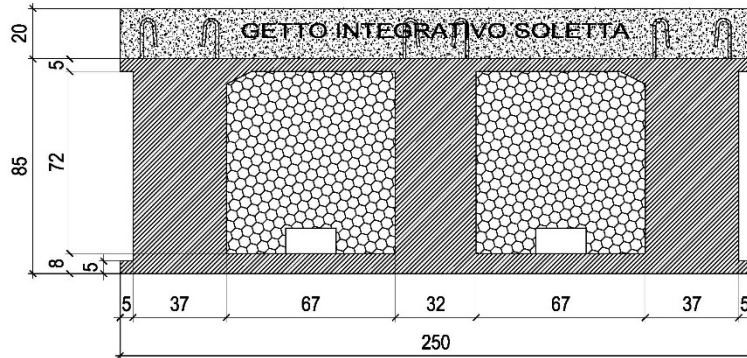
VERIFICA TAGLIO-TORSIONE									
<b>max V</b>					<b>max T</b>				
V <sub>s</sub>	[kg/m]	41.345,00		da straus	V <sub>s</sub>	[kg/m]	32.739,68		da straus
M	[kg*m/m]	52.596,42		da straus	M	[kg*m/m]	59.075,35		da straus
l <sub>inf</sub>	[m]	1,3			l <sub>inf</sub>	[m]	1,3		
V	[kg]	53.748,50			V	[kg]	42.561,58		
T	[kg*m]	68.375,35			T	[kg*m]	76.797,96		
V <sub>ed</sub>	[kg]	26.874,25			V <sub>ed</sub>	[kg]	21.280,79		
T <sub>ed</sub>	[kg*m]	34.187,67			T <sub>ed</sub>	[kg*m]	38.398,98		
d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio	d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio
b <sub>w</sub>	[cm]	140		prendi dalle verifiche a taglio	b <sub>w</sub>	[cm]	140		prendi dalle verifiche a taglio
<b>ctg(θ) = taglio</b>					<b>ctg(θ) = taglio</b>				
ctg(θ)		2,5		prendi dalle verifiche a taglio	ctg(θ)		2,5		prendi dalle verifiche a taglio
V <sub>rcd</sub>	[kg]	222.355,60			V <sub>rcd</sub>	[kg]	222.355,60		
T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	94.338,50			T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	94.338,50		
<b>VERIFICA</b>					<b>VERIFICA</b>				
T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,362			T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,407		
V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,121			V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,096		
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,483</b>		NTC18 [4.1.40]	$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,503</b>		NTC18 [4.1.40]
<b>ctg(θ) = torsione</b>					<b>ctg(θ) = torsione</b>				
ctg(θ)		1,49		prendi dalle verifiche a torsione	ctg(θ)		1,49		prendi dalle verifiche a torsione
V <sub>rcd</sub>	[kg]	298.352,65			V <sub>rcd</sub>	[kg]	298.352,65		
T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	126.581,66			T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	126.581,66		
<b>VERIFICA</b>					<b>VERIFICA</b>				
T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,270			T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,303		
V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,090			V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,071		
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,360</b>		NTC18 [4.1.40]	$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,375</b>		NTC18 [4.1.40]

## 10.2 Verifiche allo SLU: Sezione TIPO 2

### 10.2.1 IMPALCATO

L'impalcato è realizzato tramite travi prefabbricate in c.a.p. a 3 nervature solidarizzate mediante getto in opera avente spessore sp. 20 cm.

La sezione tipologica (geometria e dimensioni) è la seguente:



Le travi prefabbricate sono realizzate con calcestruzzo C45/55 mentre la soletta gettata in opera con calcestruzzo C32/40.

#### ❖ Verifica a flessione

Si riporta in seguito la verifica di resistenza dell'impalcato di cui si riportano l'involuppo del diagramma dei momenti flettenti allo SLU e SLV con le relative verifiche di resistenza a flessione.

I valori dei momenti riportati negli involuppi hanno dimensione  $\left[\frac{\text{kg}\cdot\text{cm}}{\text{m}}\right]$ : dovranno essere moltiplicati per 2,5 m, ovvero per la larghezza della sezione.

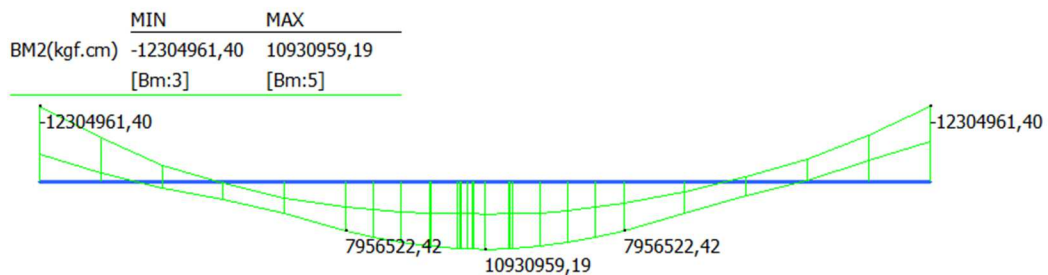


Figura 10.5 - Involuppo diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLU [ $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$ ]

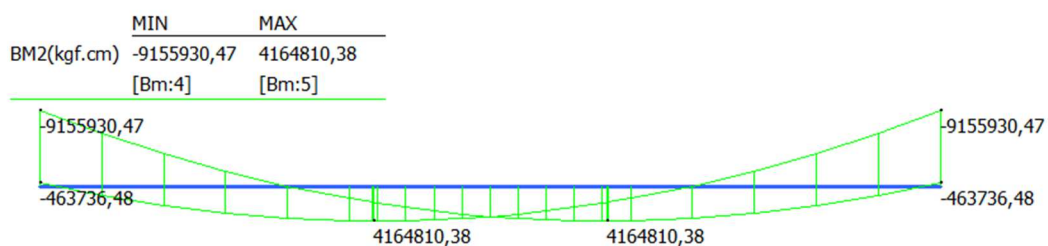


Figura 10.6 - Involuppo diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLV [ $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$ ]

La sezione tipologica dell'impalcato è armata con:

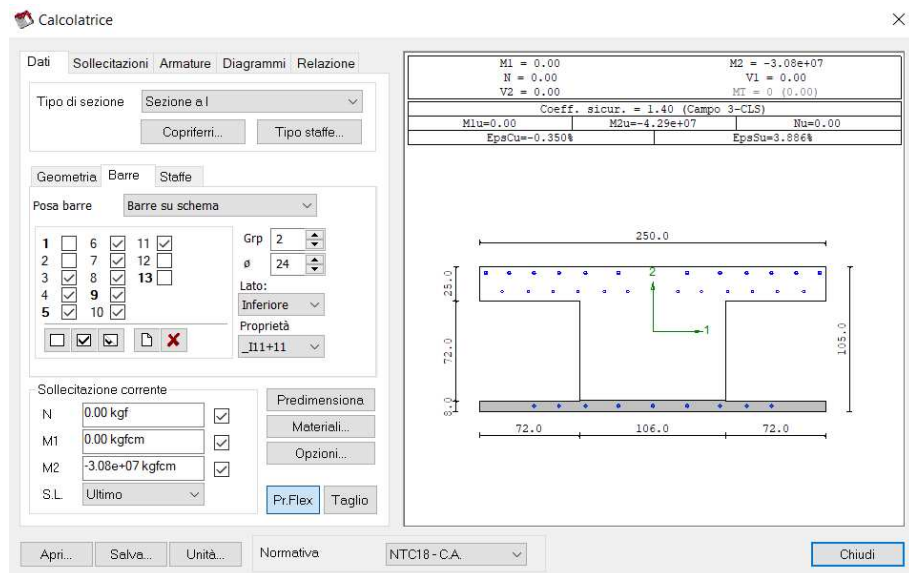
- Incastro
  - o Negativo: 24Ø18 + 12Ø24
  - o Positivo: 9Ø26
- Campata
  - o Negativo: 12Ø12 + 12Ø18
  - o Positivo: 10Ø12 + 8Ø24 + 12Ø26

All'incastro il momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 123.049,61 \frac{kg \cdot m}{m} \cdot 2,5 m = 307.624,03 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 429.000,00 kg \cdot m$$



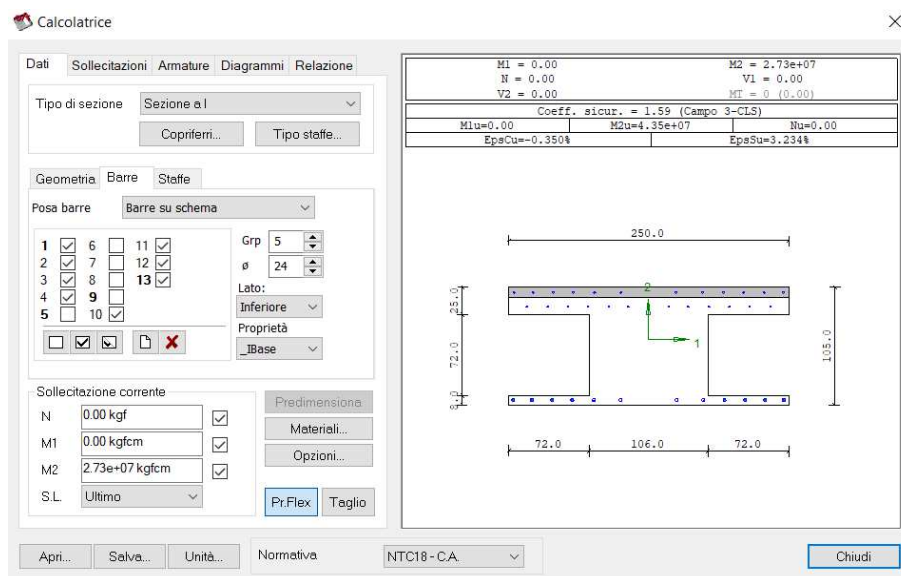
Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

In campata il momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^+ = 109.309,60 \frac{kg \cdot m}{m} \cdot 2,5 m = 273.274,00 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^+ = 453.000,00 kg \cdot m$$

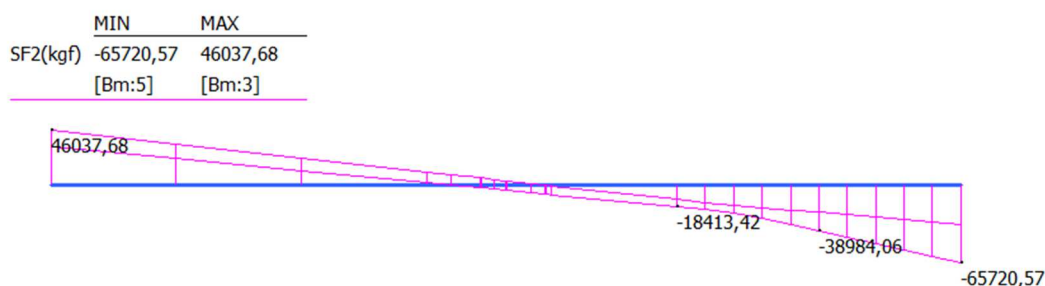


Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

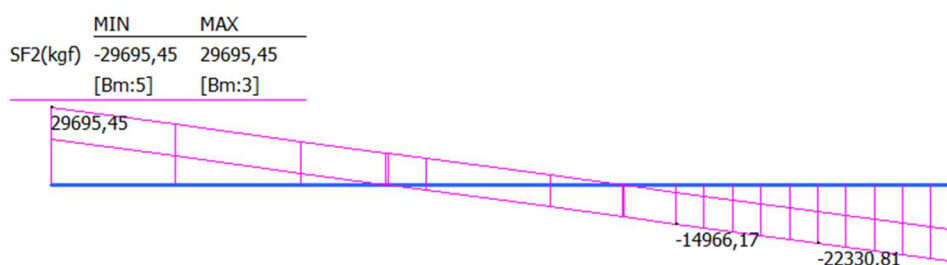
### ❖ Verifica a taglio

Si riporta in seguito la verifica di resistenza dell'impalcato di cui si riportano l'involuppo del diagramma del taglio allo SLU e SLV con le relative verifiche di resistenza a taglio.

I valori riportati negli involuppi hanno dimensione  $\left[\frac{kg}{m}\right]$ : dovranno essere moltiplicati per 2,5 m, ovvero per la larghezza della sezione.



**Figura 10.7 - Inviluppo diagramma di taglio  $V_{ed}$  SLU [kg/m]**



**Figura 10.8 - Inviluppo diagramma di taglio  $V_{ed}$  SLV [kg/m]**

15

La sezione tipologica dell'impalcato è armata con:

- Incastro
  - o Staffe 3x19Ø10/10 a 2 bracci
- Campata
  - o Staffe 3x52Ø10/20 a 2 bracci

Il taglio agente massimo  $V_{ed}$  è pari a:

$$V_{ed} = 65.721 \frac{kg}{m} \cdot 2,5 m = 164.302,50 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è pari a:

$$V_{rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 344.001,00 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è maggiore del taglio agente  $V_{ed}$ : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

Per quanto riguarda la soletta gettata in opera avente spessore 20 cm:

#### ❖ **Verifica a flessione**

Al negativo il momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 1.857,00 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 3.680,00 kg \cdot m$$

Calcolatrice

Dati Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione: Rettangolare

Coprierri... Tipo staffe...

Geometria Barre Staffe

Posa barre: Barre su schema

1 2 3 4 5

Grp 1

Ø 12

Lato: Superiore

Proprietà: RettBase

Sollecitazione corrente

N 0.00 kgf

M1 0.00 kgfcm

M2 -1.86e+05 kgfcm

S.L. Ultimo

Predimensiona

Materiali...

Opzioni...

Pr.Flex Taglio

Apri... Salva... Unità... Normativa NTC18-CA. Chiudi

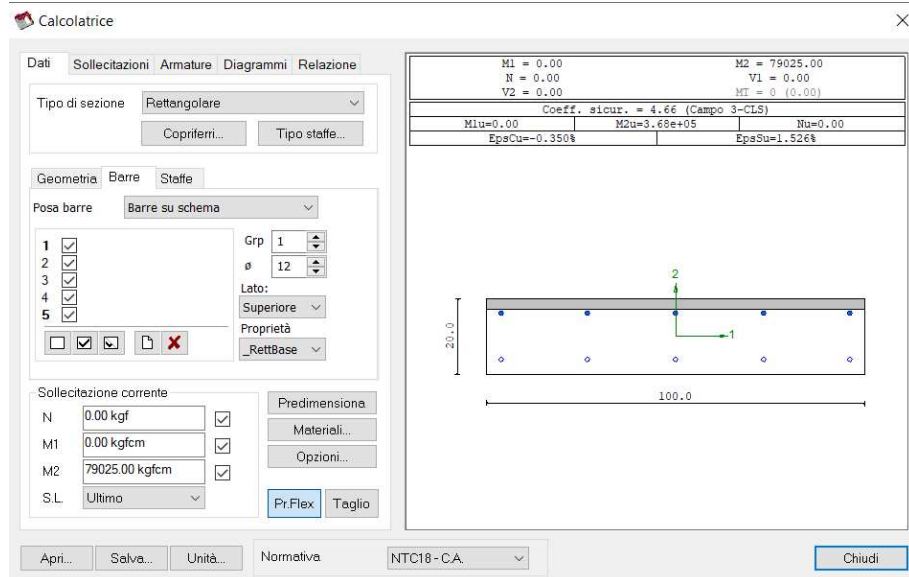
M1 = 0.00	M2 = -1.86e+05	
N = 0.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. secur. = 1.98 (Campo 3-CLS)		
Mu=0.00	Mu=-3.68e+05	Nu=0.00
EpsCu=-0.350%	EpsSu=1.526%	

Al positivo il momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^+ = 790,25 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

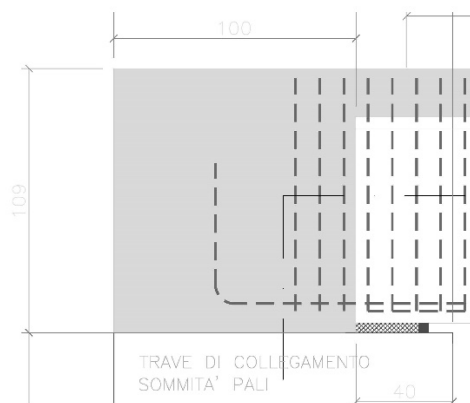
$$M_{rd}^+ = 3.680,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



### 10.2.2 TRAVERSI

All'interno di questo paragrafo verranno analizzati i traversi, elementi di collegamento tra l'impalcato prefabbricato e le spalle della galleria artificiale.

Essi hanno sezione pari a 100x109 cm e sono realizzati con calcestruzzo C32/40.



Essi sono armati con:

- Armatura longitudinale: 28Ø20;
- Armatura trasversale: staffe 2xØ12/20 a 2 bracci (per maggiori dettagli si vedano le tavole di progetto).

### ❖ Verifica a flessione

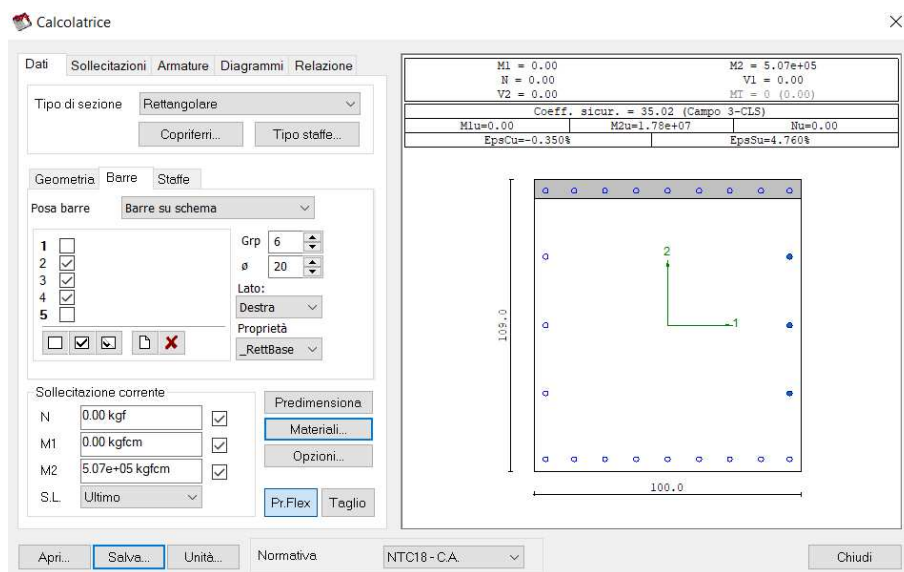
Si riporta in seguito la verifica di resistenza a flessione dei traversi.

Il momento agente massimo  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 5.073,32 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 178.000,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

### ❖ Verifica a taglio

Si riporta in seguito la verifica a taglio dei traversi.

Il taglio agente massimo  $V_{ed}$  è pari a:

$$V_{ed} = 27.831,07 \text{ kg}$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è pari a:

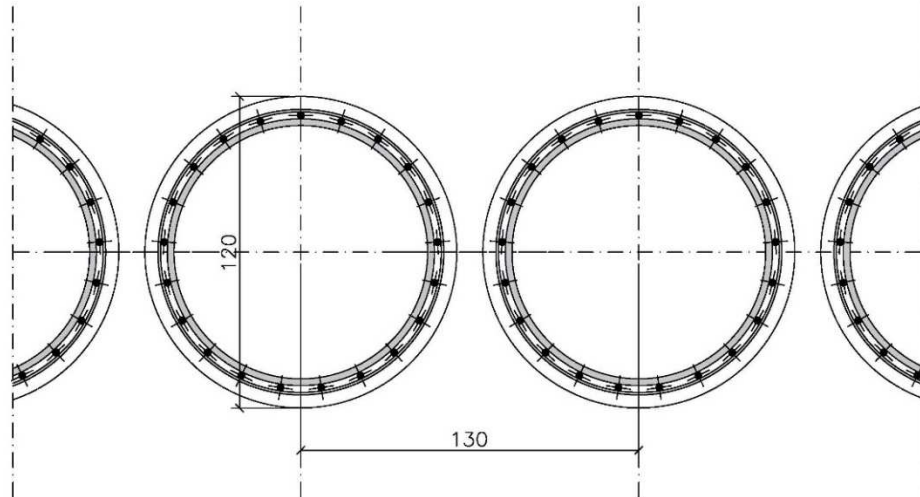
$$V_{rd} = 143.388 \text{ kg}$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è maggiore del taglio agente  $V_{ed}$  : **la verifica è soddisfatta.**

### 10.2.3 SPALLE

Le spalle su cui poggia l'impalcato sono realizzate con pali trivellati Ø1200 mm ad interasse  $i = 1,30$  m e lunghezza 16 m.

Di seguito si riporta la sezione tipologica vista dall'alto.



Essi sono realizzati con calcestruzzo C25/30; sono armati longitudinalmente da 20Ø24 mentre trasversalmente con staffe di diametro Ø12/15.

Il progetto dei pali è stato svolto in riferimento alle combinazioni di coefficienti parziali riportati precedentemente nelle Tabelle 4.2 (Tab. 6.2.I) e 4.3 (Tab. 5.1.V) e con coefficienti  $\gamma_R$  pari a 1 secondo quanto previsto al paragrafo 6.5.3.1.2 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018".

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti riportate in seguito:

- Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)
- Combinazione 2: (A2 + M2 + R1)

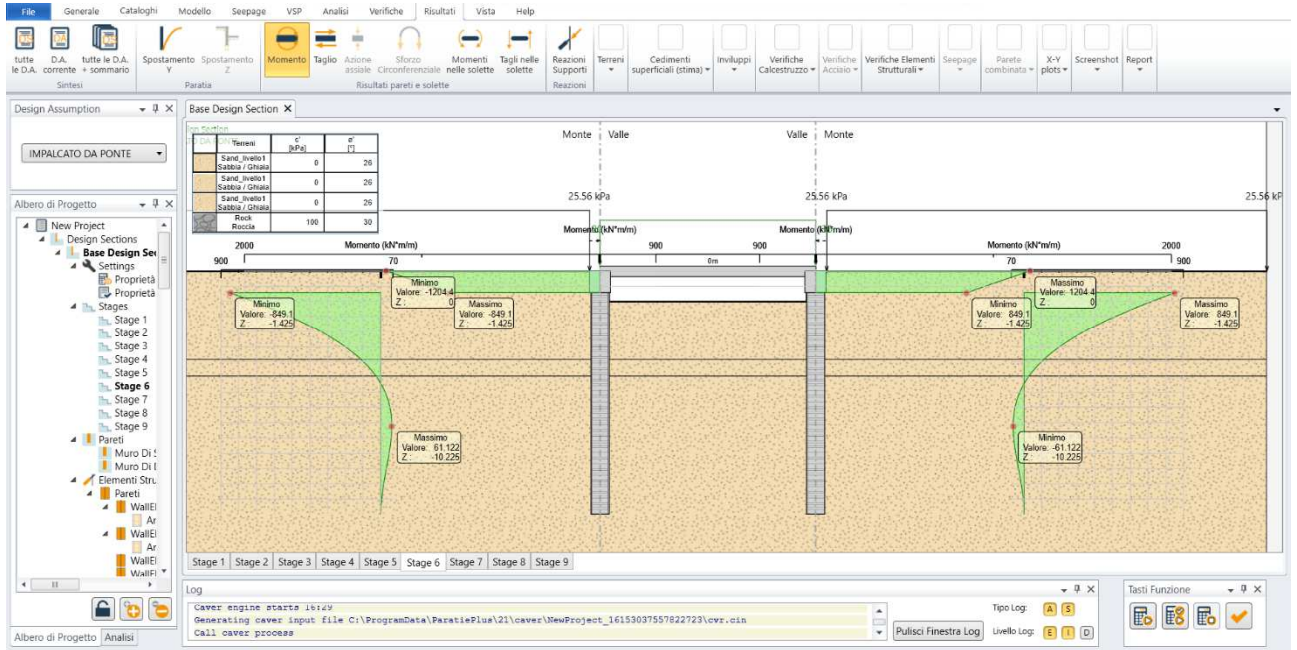
#### ❖ **Verifica a pressoflessione**

Si riporta il diagramma del momento flettente allo SLU di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione 1: (A1 + M1 + R1).

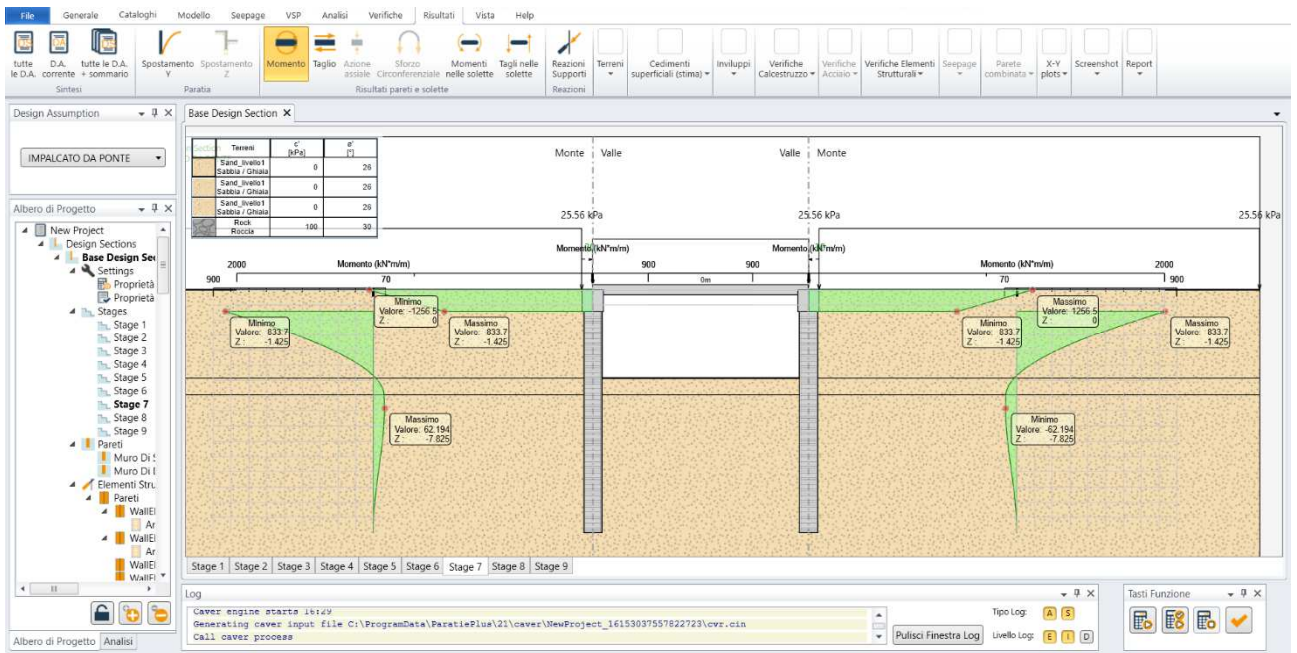
In dettaglio si riportano i valori ottenuti al variare della profondità dello scavo interno alla galleria artificiale.

I valori sono espressi in  $\frac{kN \cdot m}{m}$ ; essi dovranno essere moltiplicati per 1,3 m, interasse dei pali.

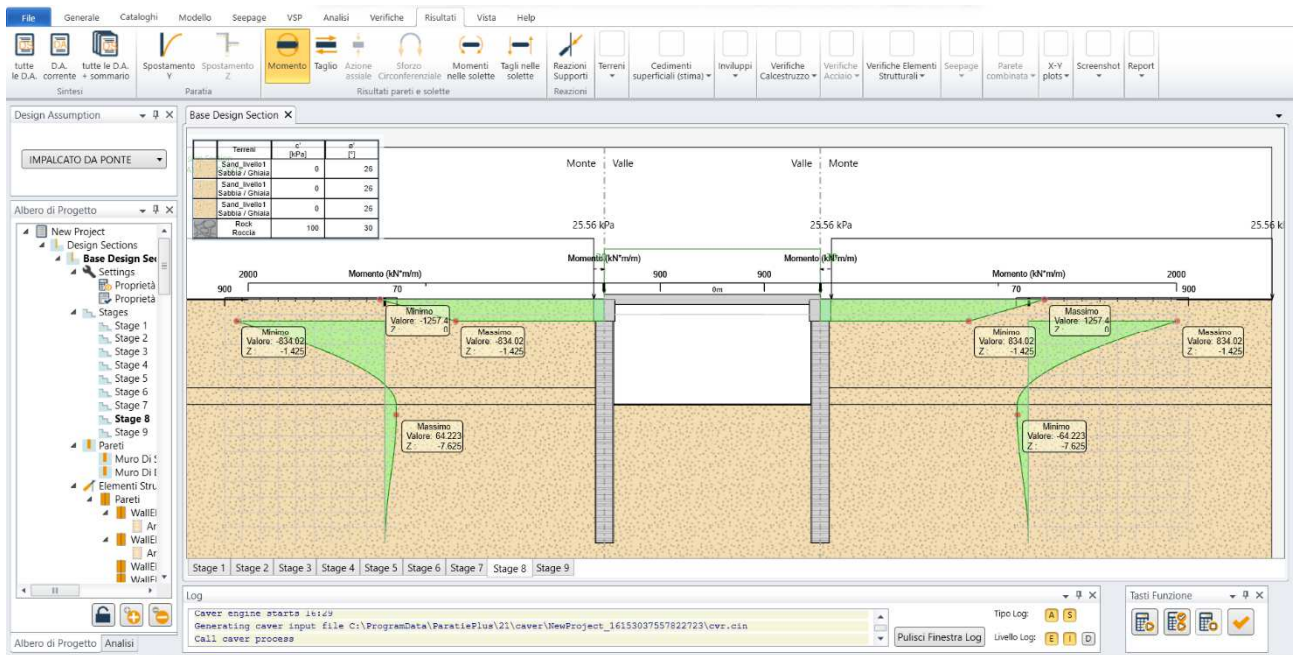
-  $H_{scavo} = 2,0\text{ m}$



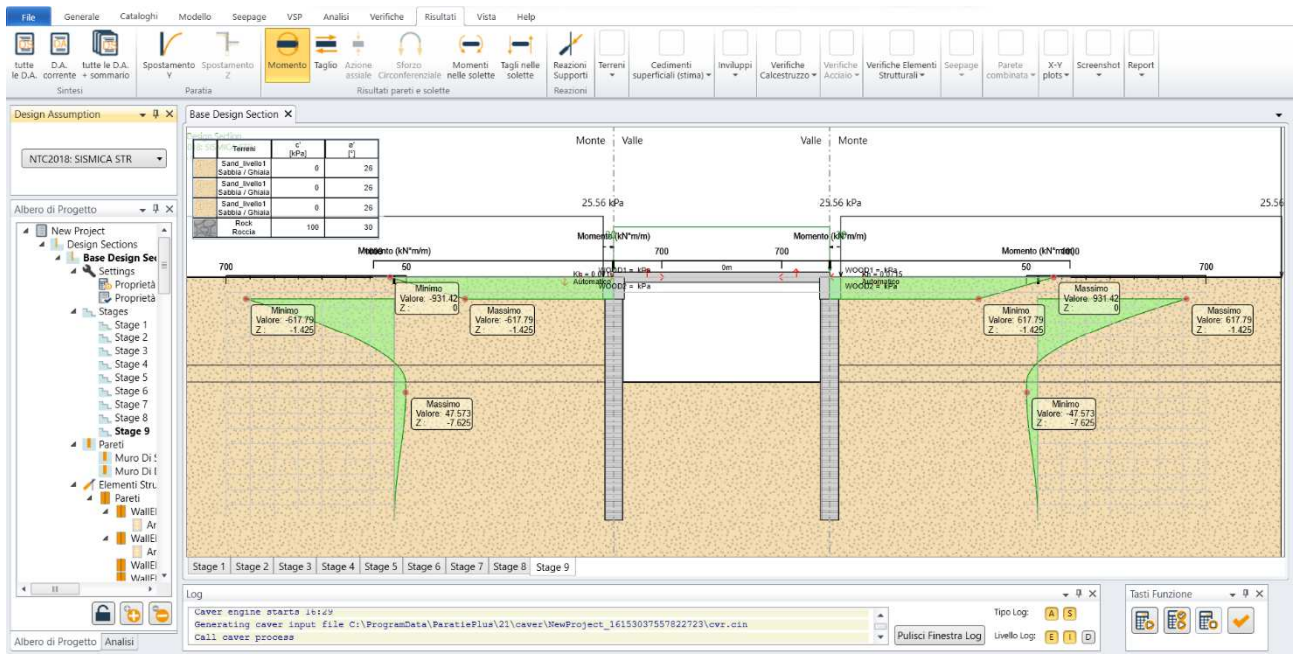
-  $H_{scavo} = 5,85\text{ m}$



Il diagramma finale ( $H_{scavo} = 6,95 \text{ m}$ ) è il seguente:



Si riporta in seguito il diagramma del momento flettente di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione SISMICA STR.



Il momento agente massimo  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 834,02 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \cdot 1,3 \text{ m} = 1.084,23 \text{ kN} \cdot \text{m} = 108.423 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

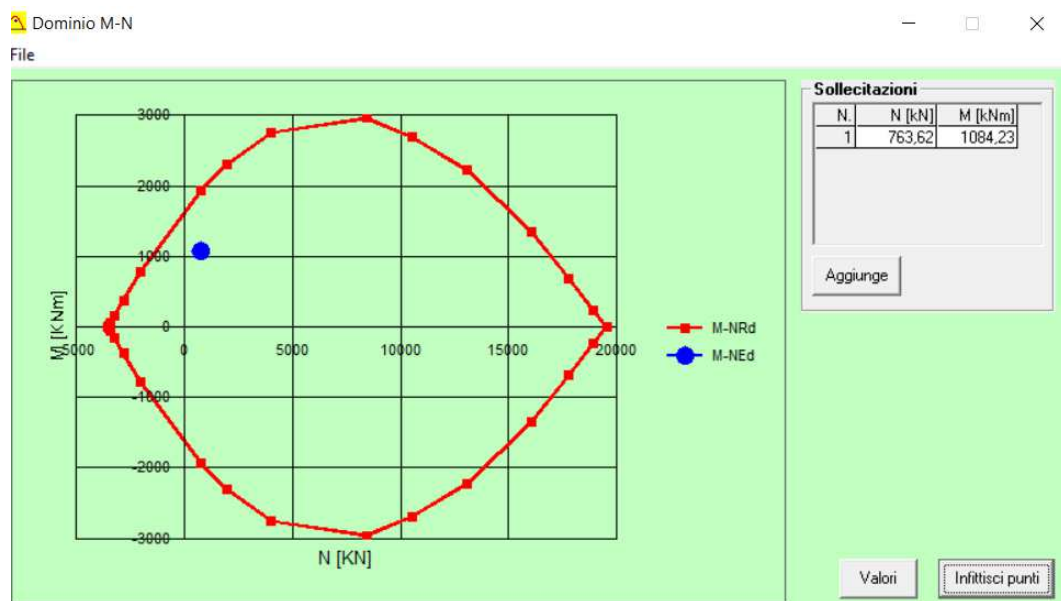
$$M_{rd}^- = 1286,6 \frac{kN \cdot m}{m} \cdot 1,2 m = 1543,92 kN \cdot m = 154.392,00 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

Si riporta, per completezza, il dominio M-N per la verifica a pressoflessione retta.

L'azione assiale agente è pari a:

$$N_{ed} = -58.740,61 \frac{kg}{m} \cdot 1,3 m = -76.362,8 kg = -763,63 kN$$

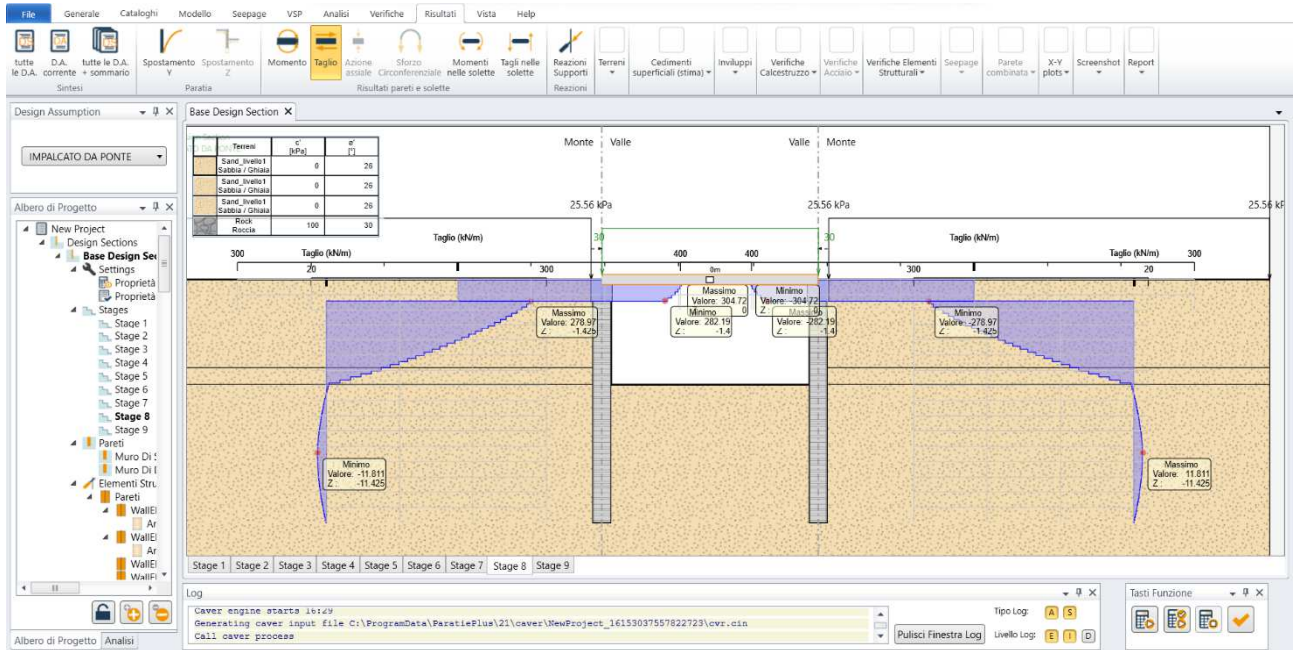


**La verifica è soddisfatta.**

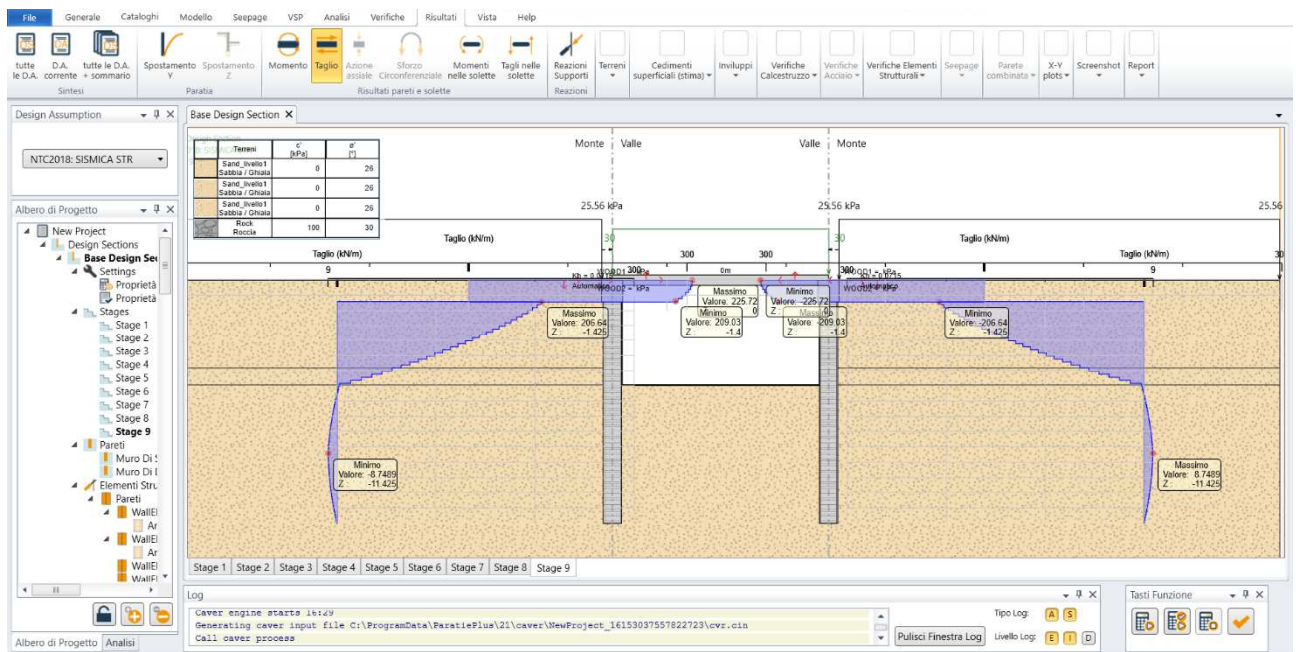
## ❖ Verifica a taglio

Si riporta il diagramma del taglio allo SLU di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione 1: (A1 + M1 + R1).

I valori sono espressi in  $\frac{kN}{m}$ ; essi dovranno essere moltiplicati per 1,3 m, interasse dei pali.



Si riporta in seguito il diagramma del taglio di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione SISMICA STR.



Il taglio agente massimo  $V_{ed}$  è pari a:

$$V_{ed} = 278,97 \frac{kN}{m} \cdot 1,3 m = 285,74 kN = 28.574,0 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è pari a:

$$V_{rd} = 386,44 \frac{kN}{m} \cdot 1,2 m = 463,73 kN = 46.372,8 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è maggiore del taglio agente  $V_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

❖ **Verifica della capacità portante per carichi assiali di compressione**

La capacità portante del palo singolo risulta essere:

CARATTERISTICHE TERRENO			
$\gamma$	peso di volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
$\gamma_d$	peso di volume terreno di progetto	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
c	coesione efficace		0
$c_d$	coesione efficace di progetto		0
cu	coesione non drenata		0
$cu_d$	coesione non drenata di progetto		0
$\phi$	angolo di attrito interno	[°]	26
		rad	0,45
$\phi_d$	angolo di attrito interno di progetto	[°]	26,00
		rad	0,45
$H_i$	spessore strato/i (da valutare di volta in volta)		10,48
PROPRIETA' GEOMETRICHE PALO			
D	profondità punta palo	[m]	10,48
B	diametro palo	[m]	1,2
A	area palo	[m <sup>2</sup> ]	1,13
Capacità portante PALO TRIVELLATO			
$Q_{lim} = P + S$			
$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s dz$			

<b>RESISTENZA ALLA PUNTA P</b>			
p	resistenza unitaria alla punta		249696,9
N <sub>q</sub>	coefficiente fondazione		11,85
N <sub>c</sub>			22,25
c	coesione efficace		0
σ <sub>VL</sub>	tensione litostatica verticale	[kg/m <sup>2</sup> ]	18864
q	sovraccarico variabile	[kg/m <sup>2</sup> ]	2200
<b>P</b>		[kg]	<b>282.158</b>
<b>RESISTENZA LATERALE S</b>			
Terreni coesivi	$S = A_s a c_u$		
A <sub>s</sub>	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	39,51
c <sub>u</sub>	coesione non drenata		0
a			1
<b>S</b>		[kg]	<b>0</b>
Terreni non coesivi	$S = \sum 2p H_i \gamma z k \tan(d) = A_s \gamma z k \tan(d)$		
n. strati			1
H <sub>i</sub>	D	[m]	10,48
A <sub>s</sub>	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	39,51
γ	peso volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
z	H <sub>i</sub> /2	[m]	5,24
k	vedi Tab. 13.2		0,5
tan(d)	vedi Tab. 13.2		0,49
<b>S</b>		[kg]	<b>90.876</b>
<b>ξ3</b>	coefficiente sicurezza		<b>1,5</b>
<b>Q<sub>im</sub> CARATTERISTICO</b>			
<b>Q<sub>im</sub></b>	<b>capacità portante limite palo (valore caratteristico)</b>	<b>[kg]</b>	<b>248.689</b>
P	resistenza alla punta	[kg]	188.105
S	resistenza laterale	[kg]	60.584
<b>Q<sub>im</sub> DI PROGETTO</b>			
<b>Q<sub>im,d</sub></b>	<b>capacità portante limite palo (valore di progetto)</b>	<b>[kg]</b>	<b>192.019</b>
P <sub>d</sub>	resistenza alla punta (di progetto)	[kg]	139.337
S <sub>d</sub>	resistenza laterale (di progetto)	[kg]	52.682

Essa è confrontata con l'azione assiale agente sul palo.

<b>CARICHI STRUTTURA sezione TIPO 2</b>			
Permanenti strutturali			
G1 soletta prefabbricata	kg/m <sup>2</sup>	1590	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
Permanenti non strutturali			
G2 strada	kg/m <sup>2</sup>	560	
Y <sub>G2,s</sub>		1,50	
G2 terreno	kg/m <sup>2</sup>	1170	
Y <sub>G2,t</sub>		1,50	
Variabili traffico			
q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	900	
Y <sub>q</sub>		1,35	
Q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	2100	
Y <sub>Q1</sub>		1,35	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (sezione strada)</b>			
Luce L	m	14,26	
L <sub>influenza</sub>	m	1,3	
q	kg/m	11428,95	
<b>Azioni interne e reazioni</b>			
SEMPLICE APPOGGIO			
RA	kg	81488	
RB	kg	81488	
<b>Peso proprio palo</b>			
γ	kg/m <sup>3</sup>	2500	
H palo fuori terra	m	5,52	
H palo interrato	m	10,48	
H palo totale	m	16	
B (diametro)	m	1,2	
A	m <sup>2</sup>	1,13	
V	m <sup>3</sup>	18,10	
L <sub>trave</sub>		0,9	
H <sub>trave</sub>		1,4	
P <sub>trave</sub>		4095	
W	kg	45239	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
W <sub>p</sub>	kg	66601	
N <sub>p</sub>	kg	148089	
Q <sub>lim</sub>	kg	192018,6	
N <sub>p</sub> < Q <sub>lim</sub>		VERO	
Q <sub>lim</sub> /N <sub>p</sub>		1,30	

La capacità portante alla base del singolo palo Q<sub>lim</sub> è maggiore del carico agente: **la verifica è soddisfatta.**

In riferimento ai paragrafi 6.4.3.1 della NTC2018 e ai paragrafi 7.6.2.1 dell'EC7, di cui si riporta uno stralcio, il calcolo della capacità portante di un gruppo di pali può essere valutato assimilando la palificata ad una fondazione superficiale le cui dimensioni in pianta sono pari a quelle del perimetro della palificata (paragrafo 18.3 de “*Fondazioni, progetto e analisi*” di Joseph e. Bowles e paragrafo 8.31 de “*Geotecnica*” di Renato Lancellotta).

(3)P For piles in groups, two failure mechanisms shall be taken into account:

- compressive resistance failure of the piles individually;
- compressive resistance failure of the piles and the soil contained between them acting as a block.

(4) The compressive resistance of the pile group acting as a block may be calculated by treating the block as a single pile of large diameter.

Essendo la lunghezza  $L$  della fondazione molto maggiore della larghezza in pianta  $B$  la fondazione superficiale sarà di tipo nastriforme con  $B$  pari a 1,20 m.

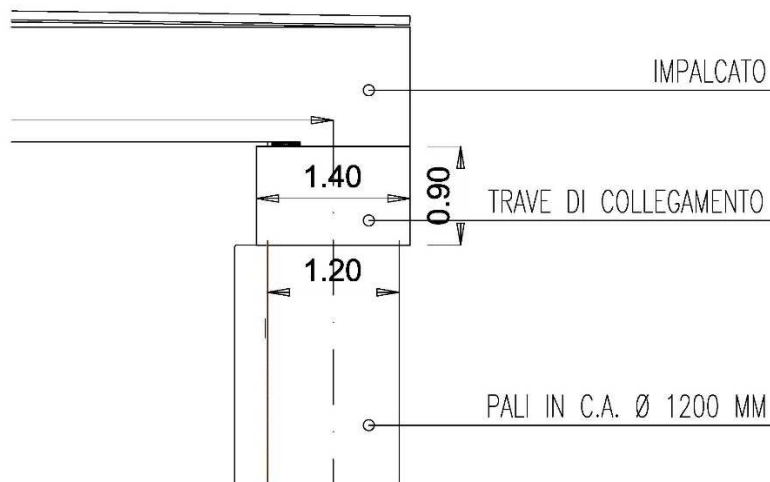
Si riporta in seguito il calcolo della capacità portante agli SLU della palificata.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE B=120 cm - APPROCCIO 2						
<b>CARICHI</b>						
NG <sub>1</sub> (kg)	113.915		HG <sub>1</sub> (kg)	0		
γ <sub>G1</sub>	1,0			1,0		
NG <sub>2</sub> (kg)	0		HG <sub>2</sub> (kg)	0		
γ <sub>G2</sub>	1,0			1,0		
NQ <sub>1</sub> (kg)	0		HQ <sub>1</sub> (kg)	0		
γ <sub>Q1</sub>	1,0			1,0		
NQ <sub>2</sub> (kg)	0		HQ <sub>2</sub> (kg)	0		
γ <sub>Q2</sub>	1,0			1,0		
NE(kg)	0		HE(kg)	0		
γ <sub>E</sub>	1,0			1,0		
NE <sub>d</sub> (kg)	113.915		HE <sub>d</sub> (kg)	0		
MBG <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G1</sub>	1,3					
MBG <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G2</sub>	1,3					
MBQ <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q1</sub>	1,5					
MBQ <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q2</sub>	1,5					
MBE(kg*m)	0					
γ <sub>E</sub>	1,0	eB(m)				
MBE <sub>d</sub> (kg*m)	0	0,000				
q(kg/m2)=	18.864					
<b>DATI GEOMETRICI</b>			<b>DATI TERRENO</b>			
B <sub>o</sub> (m)=	1,20		φ(gradi)=	26,0		
B(m)=	1,20		φ(rad)=	0,45		
A <sub>eff</sub> (m <sup>2</sup> )=	1,20		γ°	1,00		
D (m)=	10,48		φ <sub>o</sub> (gradi)=	26,0		
π=	3,14		φ <sub>o</sub> (rad)=	0,45		
k=	1,46		γ(kg/m3)=	1.800		
η(gradi)=	0,0	inclinazione fondazione	c(kg/m2)=	0		
η(rad)=	0,00		β(gradi)=	0,00	≤φ	
			β(rad)=	0,00	inclinazione	
			F <sub>s</sub> *=	1,00	coefficiente	
<b>COEFFICIENTI N</b>						
	<b>Hansen</b>	<b>Vesic</b>				
N <sub>γ</sub>	7.941	12.539				
N <sub>c</sub>	22.254	22.254				
N <sub>q</sub>	11.854	11.854				
<b>HANSEN</b>						
	forma (s)	profondità (d)	inclinazioni del carico (i)	inclinazione del terreno (g)	inclinazione piano di fondazione (b)	Quit (kg/m2)
c	1,000	1,490	1,000	1,000	1,000	0
q	1,000	1,448	1,000	1,000	1,000	323.851
γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	8.576
						332.428
N <sub>lim</sub> (kg)=	398.913					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)=	173.440	>	113.915 =E <sub>d</sub> (kg)		VERO	1,52
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	14,45					
<b>VESIC</b>						
	mB=	1,455				
	forma (s)	profondità (d)	inclinazioni del carico (i)	inclinazione del terreno (g)	inclinazione piano di fondazione (b)	Quit (kg/m2)
c	1,000	1,583	1,000	1,000	1,000	0
q	1,000	1,448	1,000	1,000	1,000	323.851
γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	13.542
						337.393
N <sub>lim</sub> (kg)=	404.872					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)=	176.031	>	113.915 =E <sub>d</sub> (kg)		VERO	1,55
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	14,67					

La verifica è soddisfatta.

### 10.2.4 TRAVI DI COLLEGAMENTO

Le travi di collegamento hanno sezione 140x90 cm e sono poste in sommità ai pali trivellati. Sono realizzate con calcestruzzo C25/30.



Esse presentano la seguente armatura:

- Armatura longitudinale: 24Ø24;
- Armatura trasversale: Ø14/20.
  
- Verifica a torsione e taglio

Si riporta in seguito la verifica a torsione-taglio delle travi di collegamento.

La valutazione del momento torcente resistente è svolta in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.6 delle NTC2018 mentre quella del taglio resistente in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.1.

In particolare deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$$

Dove:

- $T_{ed}$  = sollecitazione torcente agente;
- $T_{rcd}$  = sollecitazione torcente resistente lato calcestruzzo;
- $V_{ed}$  = taglio agente;
- $V_{rcd}$  = taglio resistente lato calcestruzzo.

La verifica è soddisfatta.

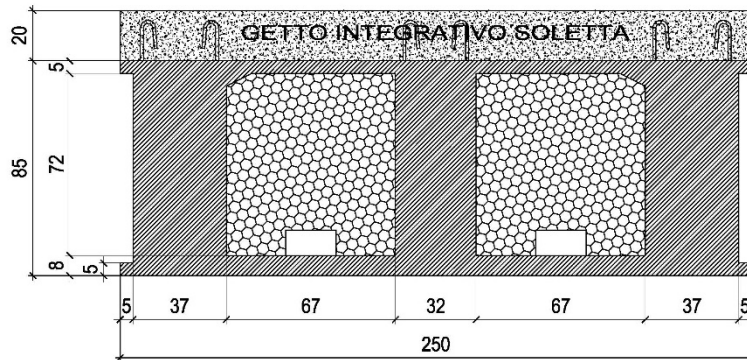
VERIFICA TAGLIO-TORSIONE									
<b>max V</b>					<b>max T</b>				
V <sub>s</sub>	[kg/m]	65.721,00		da straus	V <sub>s</sub>	[kg/m]	55.879,12		da straus
M	[kg*m/m]	74.627,33		da straus	M	[kg*m/m]	84.782,24		da straus
l <sub>inf</sub>	[m]	1,3			l <sub>inf</sub>	[m]	1,3		
V	[kg]	85.437,30			V	[kg]	72.642,86		
T	[kg*m]	97.015,53			T	[kg*m]	110.216,91		
V <sub>ed</sub>	[kg]	42.718,65			V <sub>ed</sub>	[kg]	36.321,43		
T <sub>ed</sub>	[kg*m]	48.507,76			T <sub>ed</sub>	[kg*m]	55.108,46		
d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio	d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio
b <sub>w</sub>	[cm]	140		prendi dalle verifiche a taglio	b <sub>w</sub>	[cm]	140		prendi dalle verifiche a taglio
<b>ctg(θ) = taglio</b>					<b>ctg(θ) = taglio</b>				
ctg(θ)		2,5		prendi dalle verifiche a taglio	ctg(θ)		2,5		prendi dalle verifiche a taglio
V <sub>rcd</sub>	[kg]	222.355,60			V <sub>rcd</sub>	[kg]	222.355,60		
T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	94.338,50			T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	94.338,50		
<b>VERIFICA</b>					<b>VERIFICA</b>				
T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,514			T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,584		
V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,192			V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,163		
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,706</b>		NTC18 [4.1.40]	$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,748</b>		NTC18 [4.1.40]
<b>ctg(θ) = torsione</b>					<b>ctg(θ) = torsione</b>				
ctg(θ)		1,49		prendi dalle verifiche a torsione	ctg(θ)		1,49		prendi dalle verifiche a torsione
V <sub>rcd</sub>	[kg]	298.352,65			V <sub>rcd</sub>	[kg]	298.352,65		
T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	126.581,66			T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	126.581,66		
<b>VERIFICA</b>					<b>VERIFICA</b>				
T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,383			T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,435		
V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,143			V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,122		
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,526</b>		NTC18 [4.1.40]	$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,557</b>		NTC18 [4.1.40]

## 10.3 Verifiche allo SLU: Sezione TIPO 3

### 10.3.1 IMPALCATO

L'impalcato è realizzato tramite travi prefabbricate in c.a.p. a 3 nervature solidarizzate mediante getto in opera avente spessore sp. 20 cm.

La sezione tipologica (geometria e dimensioni) è la seguente:



Le travi prefabbricate sono realizzate con calcestruzzo C45/55 mentre la soletta gettata in opera con calcestruzzo C32/40.

#### ❖ Verifica a flessione

Si riporta in seguito la verifica di resistenza dell'impalcato di cui si riportano l'involuppo del diagramma dei momenti flettenti allo SLU e SLV con le relative verifiche di resistenza a flessione.

I valori dei momenti riportati negli involuppi hanno dimensione  $\left[\frac{\text{kg}\cdot\text{cm}}{\text{m}}\right]$ : dovranno essere moltiplicati per 2,5 m, ovvero per la larghezza della sezione.

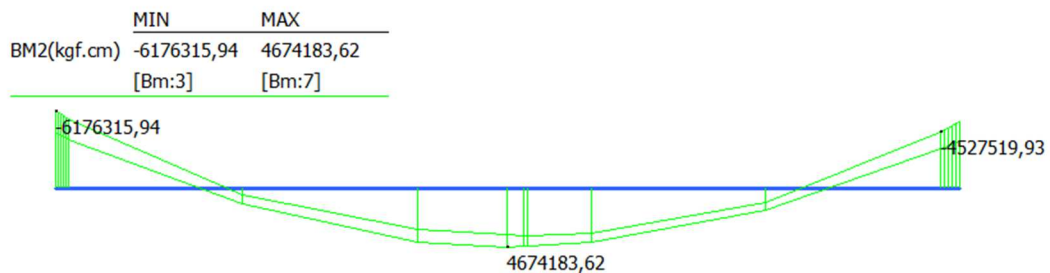


Figura 10.9 - Involuppo diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLU [ $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$ ]

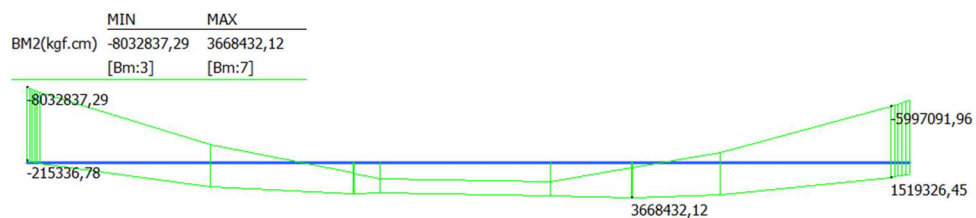


Figura 10.10 - Involuppo diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLV [ $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$ ]

La sezione tipologica dell'impalcato è armata con:

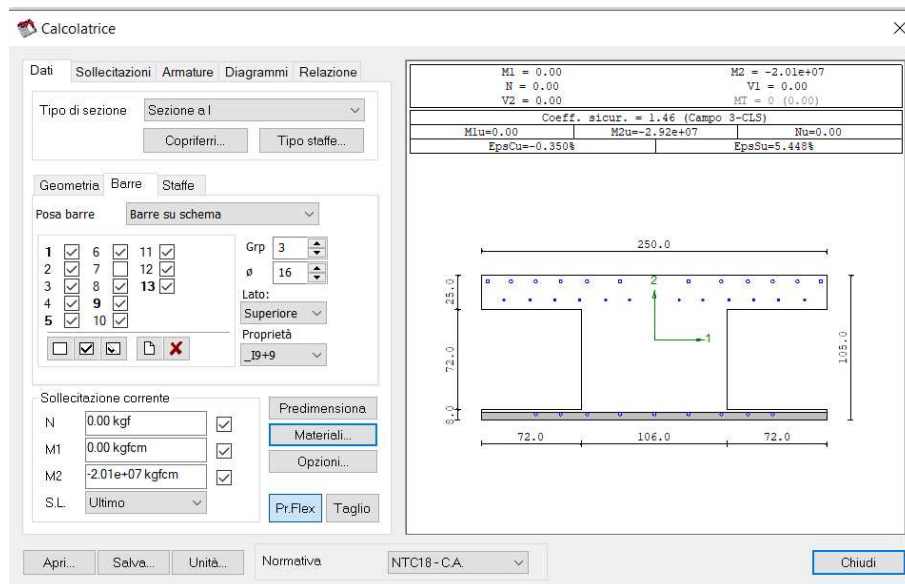
- Incastro
  - o Negativo: 12Ø16 + 12Ø24
  - o Positivo: 9Ø24
- Campata
  - o Negativo: 12Ø12 + 12Ø12
  - o Positivo: 10Ø10 + 8Ø16 + 12Ø20

All'incastro il momento agente al negativo  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 80.328,37 \frac{kg \cdot m}{m} \cdot 2,5 m = 200.820,93 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 292.000,00 kg \cdot m$$

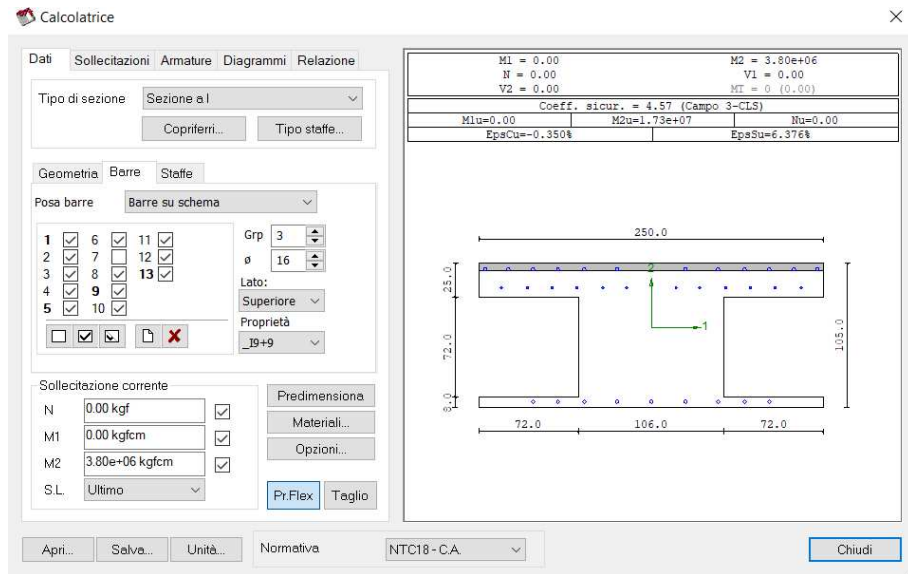


All'incastro il momento agente al positivo  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^+ = 15.193,26 \frac{kg \cdot m}{m} \cdot 2,5 m = 37.983,15 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^+ = 173.000,00 kg \cdot m$$



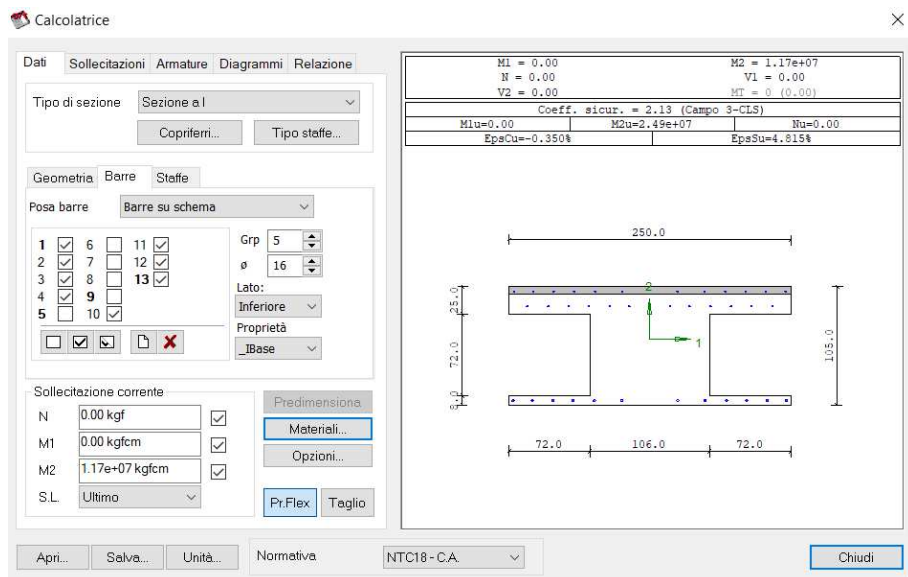
Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

In campata il momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^+ = 46.742,00 \frac{kg \cdot m}{m} \cdot 2,5 m = 116.855,00 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^+ = 249.000,00 kg \cdot m$$



Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

### ❖ Verifica a taglio

Si riporta in seguito la verifica di resistenza dell'impalcato di cui si riportano l'involuppo del diagramma del taglio allo SLU e SLV con le relative verifiche di resistenza a taglio.

I valori riportati negli involuppi hanno dimensione  $\left[\frac{kg}{m}\right]$ : dovranno essere moltiplicati per 2,5 m, ovvero per la larghezza della sezione.

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-29550,74	30529,33
	[Bm:6]	[Bm:3]

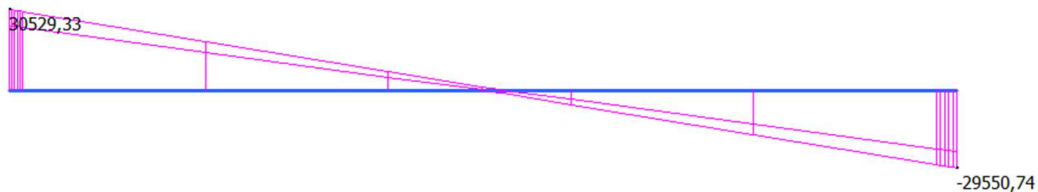


Figura 10.11 - Inviluppo diagramma di taglio V<sub>ed</sub> SLU [kg/m]

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-23111,90	25136,80
	[Bm:6]	[Bm:3]

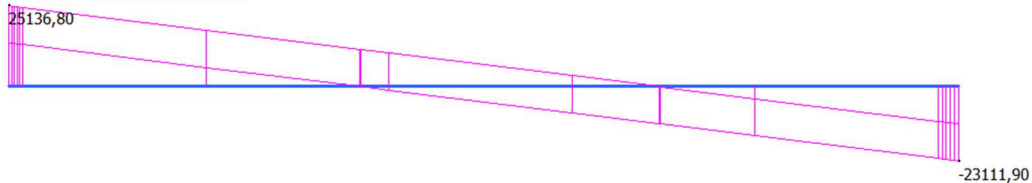


Figura 10.12 - Inviluppo diagramma di taglio V<sub>ed</sub> SLV [kg/m]

La sezione tipologica dell'impalcato è armata con:

- Incastro
  - o Staffe 3x19Ø10/10 a 2 bracci
- Campata
  - o Staffe 3x50Ø10/20 a 2 bracci

Il taglio agente massimo V<sub>ed</sub> è pari a:

$$V_{ed} = 30.529,33 \frac{kg}{m} \cdot 2,5 m = 76.323,33 kg$$

Il taglio resistente V<sub>rd</sub> è pari a:

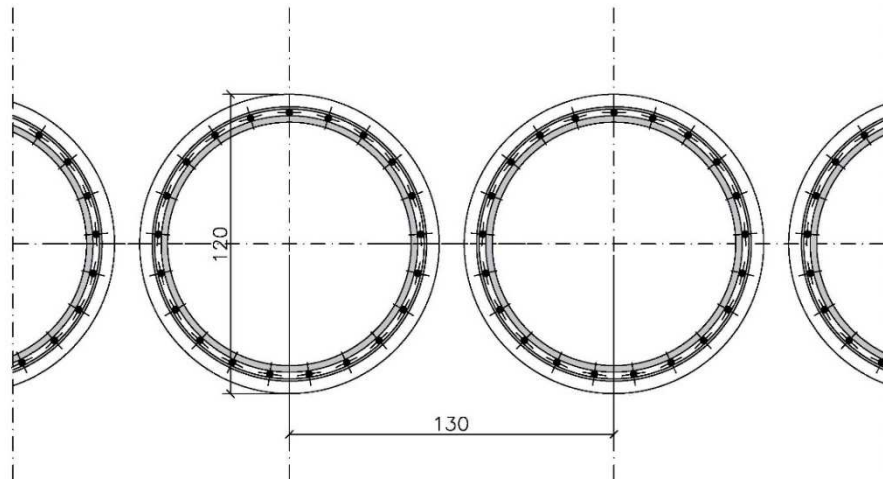
$$V_{rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 344.001,00 kg$$

Il taglio resistente V<sub>rd</sub> è maggiore del taglio agente V<sub>ed</sub> : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

### 10.3.2 SPALLE

Come anticipato precedentemente un lato dell'impalcato poggia su pali trivellati Ø1200 mm ad interasse  $i = 1,30$  m e lunghezza 18 m.

Di seguito si riporta la sezione tipologica vista dall'alto.



Essi sono realizzati con calcestruzzo C25/30; sono armati longitudinalmente da  $20\text{Ø}24$  mentre trasversalmente con staffe di diametro Ø12/15.

Il progetto dei pali è stato svolto in riferimento alle combinazioni di coefficienti parziali riportati precedentemente nelle Tabelle 4.2 (Tab. 6.2.I) e 4.3 (Tab. 5.1.V) e con coefficienti  $\gamma_R$  pari a 1 secondo quanto previsto al paragrafo 6.5.3.1.2 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018":

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti riportate in seguito:

- Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)
- Combinazione 2: (A2 + M2 + R1)

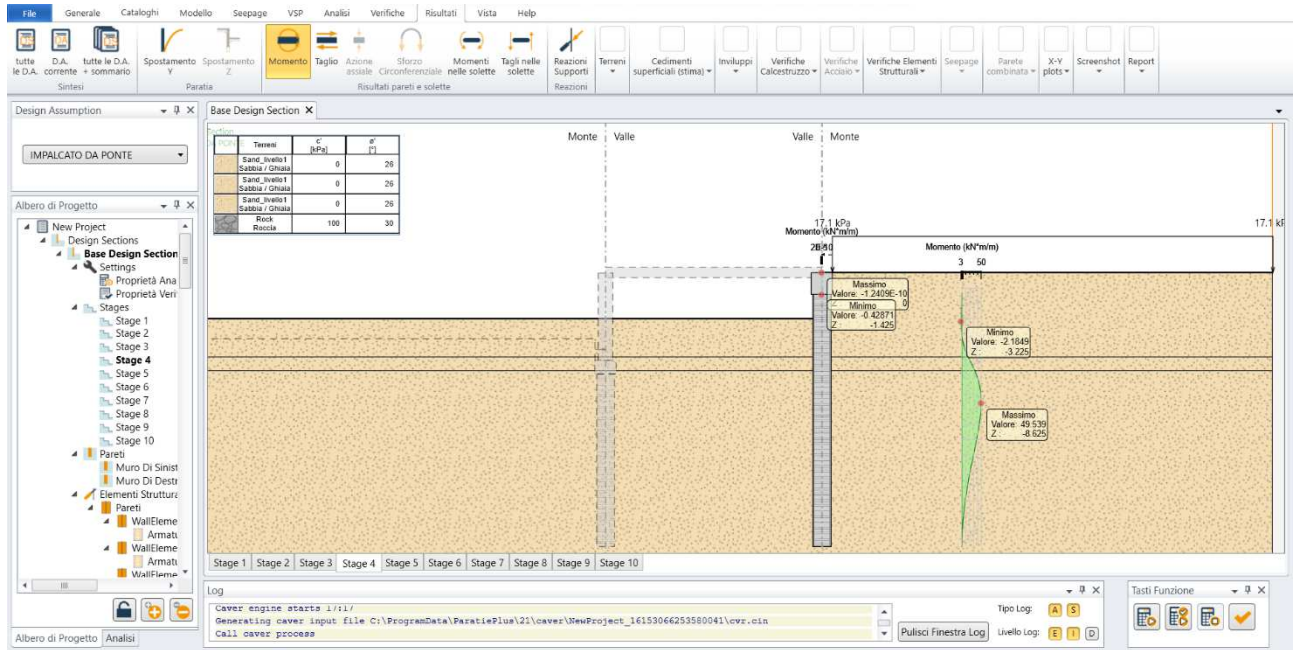
#### ❖ **Verifica a pressoflessione**

Si riporta il diagramma del momento flettente allo SLU di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione 1: (A1 + M1 + R1).

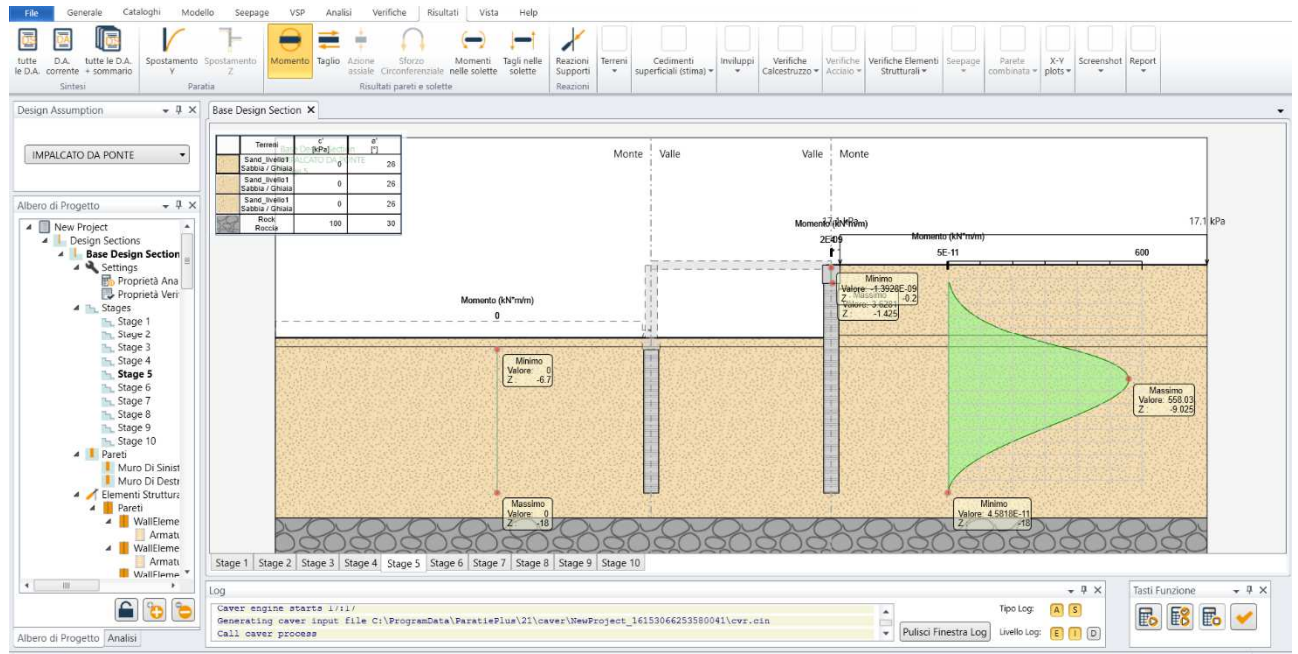
In dettaglio si riportano i valori ottenuti al variare della profondità dello scavo interno alla galleria artificiale.

I valori sono espressi in  $\frac{kN \cdot m}{m}$ ; essi dovranno essere moltiplicati per 1,3 m, interasse dei pali.

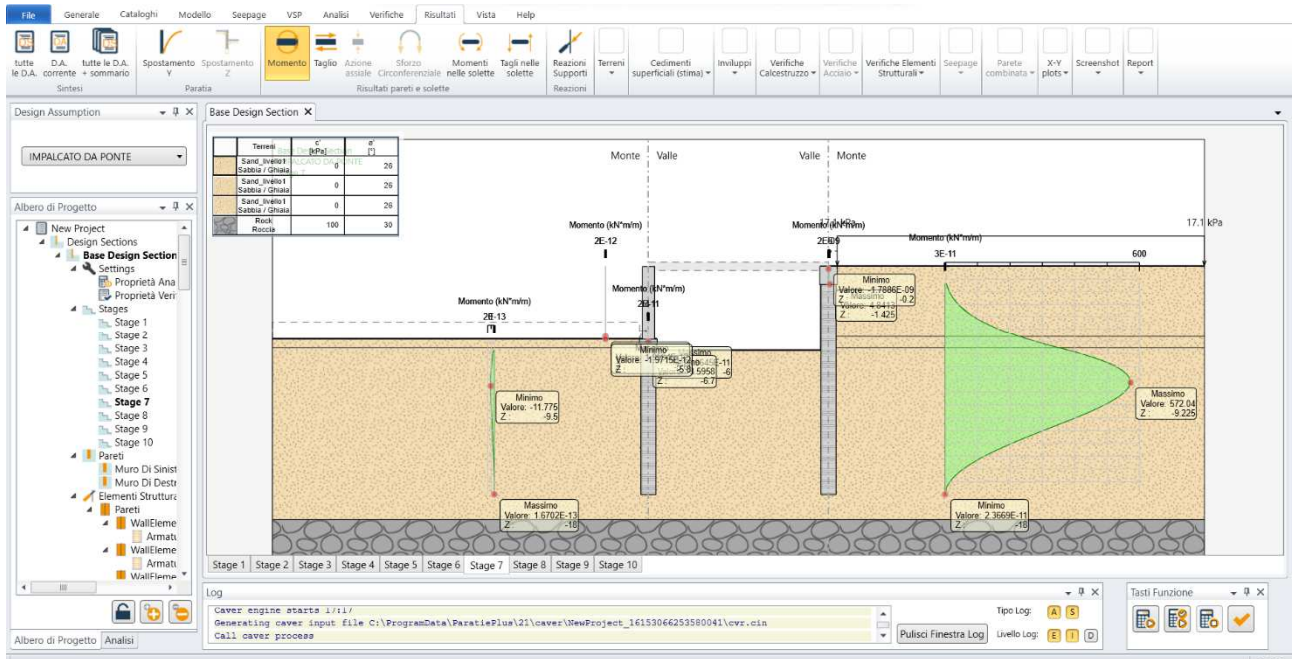
-  $H_{scavo} = 3,0\text{ m}$



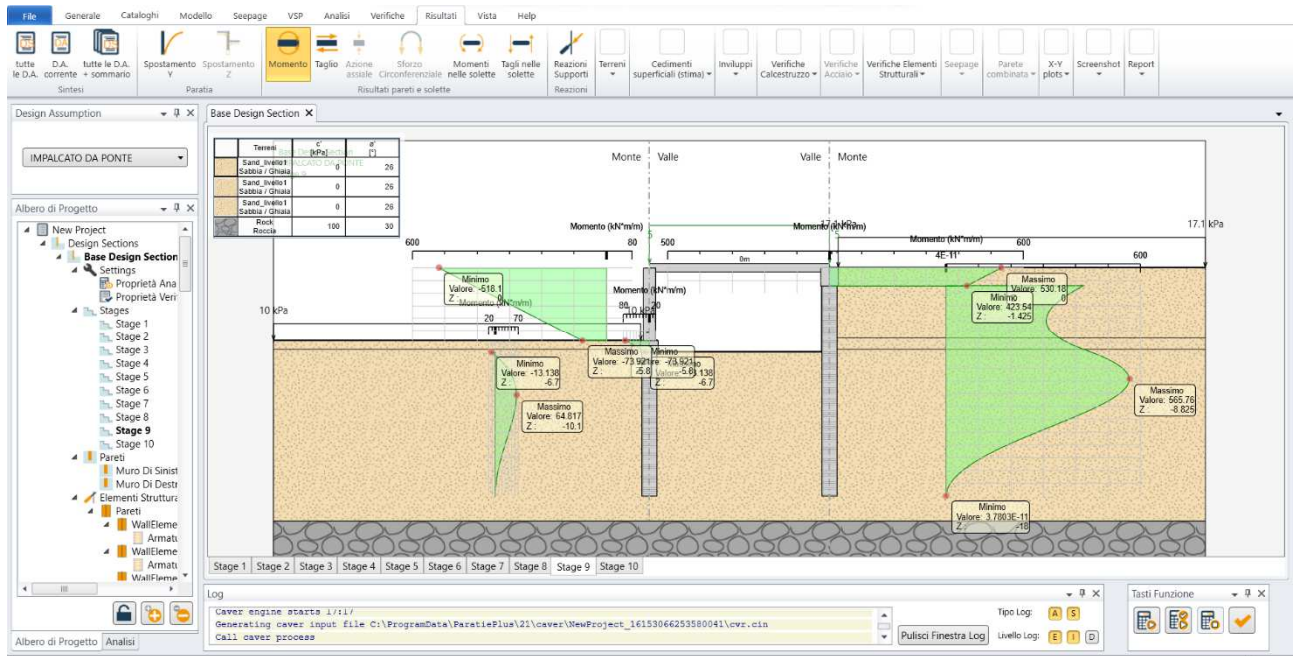
-  $H_{scavo} = 5,80\text{ m}$



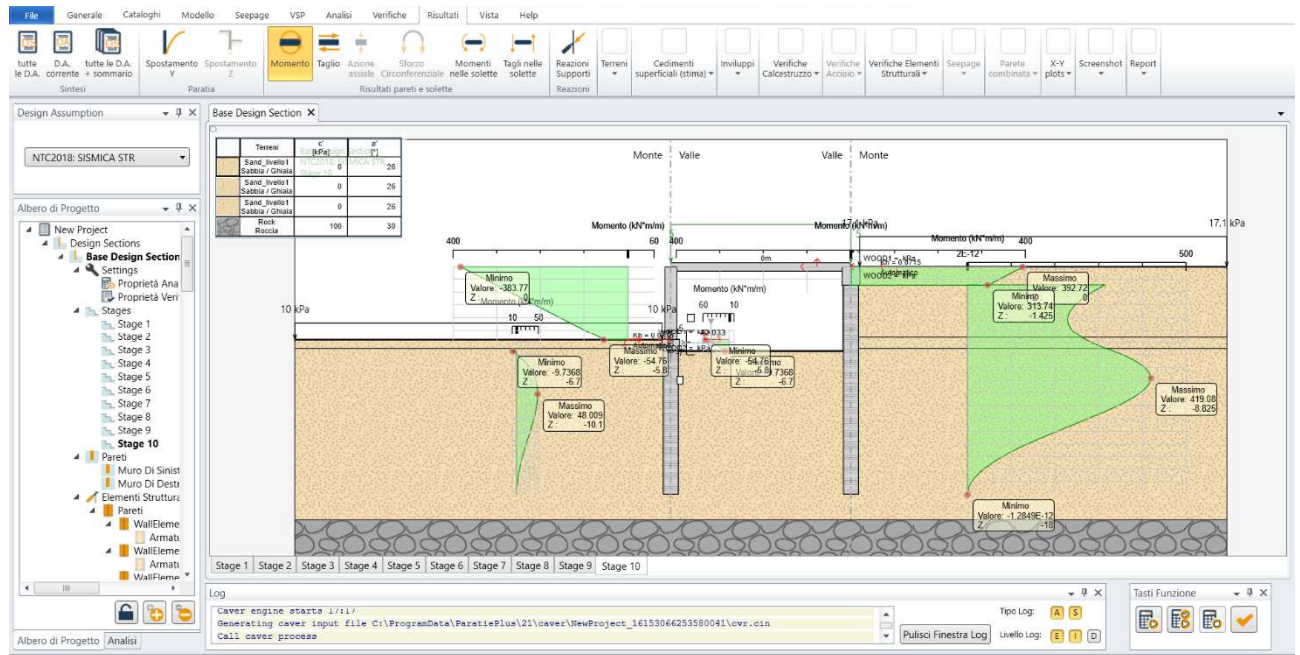
-  $H_{scavo} = 6,7 \text{ m}$



Il diagramma finale è il seguente:



Si riporta in seguito il diagramma del momento flettente di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione SISMICA STR.



Il momento agente massimo  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 565,76 \frac{kN \cdot m}{m} \cdot 1,3 m = 735,50 kN \cdot m = 73.548,80 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

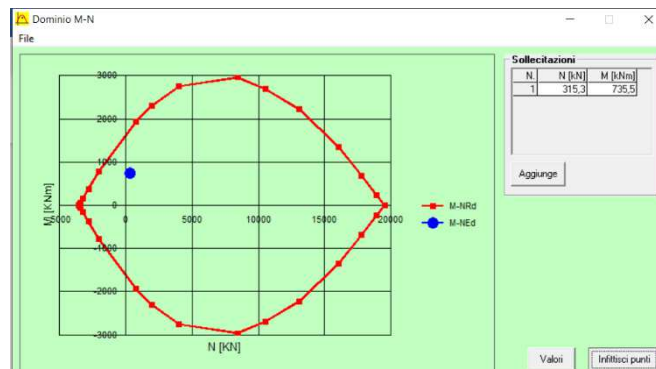
$$M_{rd}^- = 1286,6 \frac{kN \cdot m}{m} \cdot 1,2 m = 1543,92 kN \cdot m = 154.392,00 kg \cdot m$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$ : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

Si riporta, per completezza, il dominio M-N per la verifica a pressoflessione retta.

L'azione assiale agente è pari a:

$$N_{ed} = -24.253,23 \frac{kg}{m} \cdot 1,3 m = -31.529,2 kg = -315,30 kN$$

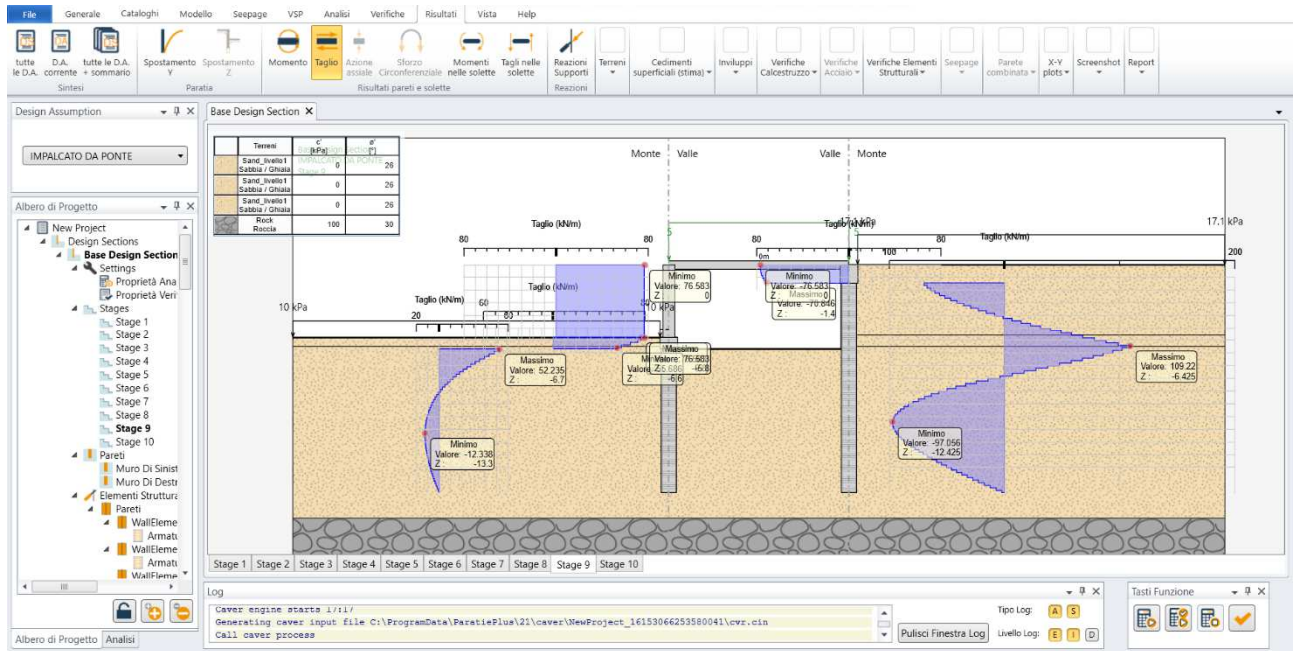


**La verifica è soddisfatta.**

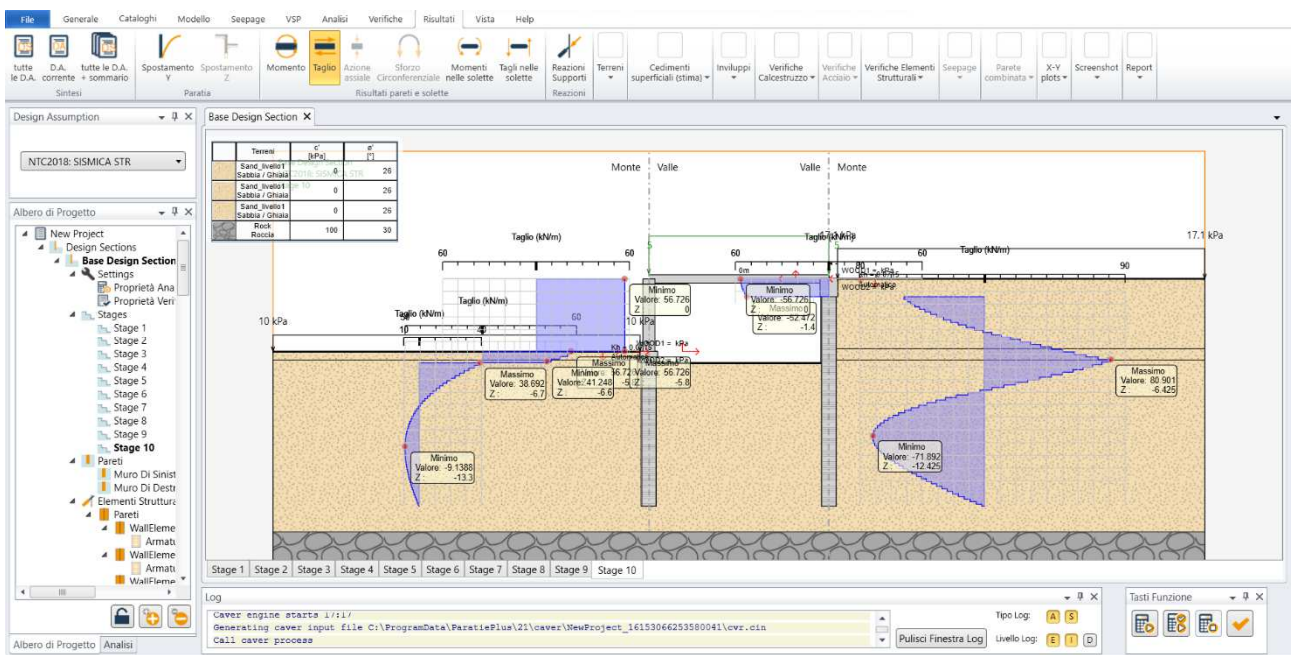
## ❖ Verifica a taglio

Si riporta il diagramma del taglio allo SLU di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione 1: (A1 + M1 + R1).

I valori sono espressi in  $\frac{kN}{m}$ ; essi dovranno essere moltiplicati per 1,3 m, interasse dei pali.



Si riporta in seguito il diagramma del taglio di una porzione di paratia di sviluppo 1,0 m, valutato in riferimento alla Combinazione SISMICA STR.



Il taglio agente massimo  $V_{ed}$  è pari a:

$$V_{ed} = 109,22 \frac{kN}{m} \cdot 1,3 m = 142,00 kN = 14.200,0 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è pari a:

$$V_{rd} = 386,44 \frac{kN}{m} \cdot 1,2 m = 463,73 kN = 46.372,8 kg$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è maggiore del taglio agente  $V_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

❖ **Verifica della capacità portante per carichi assiali di compressione**

- H palo = 13 m

La capacità portante del palo risulta essere:

CARATTERISTICHE TERRENO			
$\gamma$	peso di volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
$\gamma_d$	peso di volume terreno di progetto	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
c	coesione efficace		0
$c_d$	coesione efficace di progetto		0
cu	coesione non drenata		0
$cu_d$	coesione non drenata di progetto		0
$\phi$	angolo di attrito interno	[°]	26
		rad	0,45
$\phi_d$	angolo di attrito interno di progetto	[°]	26,00
		rad	0,45
$H_i$	spessore strato/i (da valutare di volta in volta)		13
PROPRIETA' GEOMETRICHE PALO			
D	profondità punta palo	[m]	13
B	diametro palo	[m]	1,2
A	area palo	[m <sup>2</sup> ]	1,13
Capacità portante PALO TRIVELLATO			
$Q_{lim} = P + S$			
$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s dz$			

<b>RESISTENZA ALLA PUNTA P</b>			
p	resistenza unitaria alla punta		303467,6
N <sub>q</sub>	coefficiente fondazione		11,85
N <sub>c</sub>			22,25
c	coesione efficace		0
σ <sub>VL</sub>	tensione litostatica verticale	[kg/m <sup>2</sup> ]	23400
q	sovraccarico variabile	[kg/m <sup>2</sup> ]	2200
<b>P</b>		[kg]	<b>342.918</b>
<b>RESISTENZA LATERALE S</b>			
Terreni coesivi	$S = A_s a c_u$		
A <sub>s</sub>	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	49,01
c <sub>u</sub>	coesione non drenata		0
a			1
<b>S</b>		[kg]	<b>0</b>
Terreni non coesivi	$S = \sum 2p H_i \gamma z k \tan(d) = A_s \gamma z k \tan(d)$		
n. strati			1
H <sub>i</sub>	D	[m]	13
A <sub>s</sub>	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	49,01
γ	peso volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
z	H <sub>i</sub> /2	[m]	6,5
k	vedi Tab. 13.2		0,5
tan(d)	vedi Tab. 13.2		0,49
<b>S</b>		[kg]	<b>139.834</b>
<b>ξ3</b>	coefficiente sicurezza		<b>1,5</b>
<b>Q<sub>lim</sub> CARATTERISTICO</b>			
<b>Q<sub>lim</sub></b>	<b>capacità portante limite palo (valore caratteristico)</b>	<b>[kg]</b>	<b>321.835</b>
P	resistenza alla punta	[kg]	228.612
S	resistenza laterale	[kg]	93.223
<b>Q<sub>lim</sub> DI PROGETTO</b>			
<b>Q<sub>lim,d</sub></b>	<b>capacità portante limite palo (valore di progetto)</b>	<b>[kg]</b>	<b>250.405</b>
P <sub>d</sub>	resistenza alla punta (di progetto)	[kg]	169.342
S <sub>d</sub>	resistenza laterale (di progetto)	[kg]	81.063

Essa è confrontata con l'azione assiale agente sul palo.

CARICHI STRUTTURA sezione TIPO 3 H = 13 m			
Permanenti strutturali			
G1 soletta prefabbricata	kg/m <sup>2</sup>	1590	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
Permanenti non strutturali			
G2 strada	kg/m <sup>2</sup>	0	
Y <sub>G2,s</sub>		1,50	
G2 terreno	kg/m <sup>2</sup>	960	
Y <sub>G2,t</sub>		1,50	
Variabili Q			
q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	500	
Y <sub>q</sub>		1,50	
Q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	0	
Y <sub>Q1</sub>		1,35	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (sezione strada)			
Luce L	m	13,57	
L <sub>influenza</sub>	m	1,3	
q	kg/m	5637,45	
Azioni interne e reazioni			
SEMPLICE APPOGGIO			
RA	kg	38250	
RB	kg	38250	
Peso proprio palo			
γ	kg/m <sup>3</sup>	2500	
H palo fuori terra	m	0	
H palo interrato	m	13	
H palo totale	m	13	
B (diametro)	m	1,2	
L <sub>trave</sub>		1,4	
H <sub>trave</sub>		0,9	
P <sub>trave</sub>		4095	
L <sub>muro</sub>		1,2	
H <sub>muro</sub>		5,5	
P <sub>muro</sub>		21450	
A	m <sup>2</sup>	1,13	
V	m <sup>3</sup>	14,70	
W	kg	36757	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
W <sub>p</sub>	kg	84107	
N <sub>p</sub>	kg	122357	
Q <sub>lim</sub>	kg	250405,5	
N <sub>p</sub> < Q <sub>lim</sub>		VERO	
Q <sub>lim</sub> /N <sub>p</sub>		2,05	

La capacità portante alla base del palo  $Q_{lim}$  è maggiore del carico agente: **la verifica è soddisfatta.**

In riferimento ai paragrafi 6.4.3.1 della NTC2018 e ai paragrafi 7.6.2.1 dell'EC7, di cui si riporta uno stralcio, il calcolo della capacità portante di un gruppo di pali può essere valutato assimilando la palificata ad una fondazione superficiale le cui dimensioni in pianta sono pari a quelle del perimetro della palificata (paragrafo 18.3 de "*Fondazioni, progetto e analisi*" di Joseph e. Bowles e paragrafo 8.31 de "*Geotecnica*" di Renato Lancellotta).

(3)P For piles in groups, two failure mechanisms shall be taken into account:

- compressive resistance failure of the piles individually;
- compressive resistance failure of the piles and the soil contained between them acting as a block.

(4) The compressive resistance of the pile group acting as a block may be calculated by treating the block as a single pile of large diameter.

Essendo la lunghezza  $L$  della fondazione molto maggiore della larghezza in pianta  $B$  la fondazione superficiale sarà di tipo nastriforme con  $B$  pari a 1,20 m.

Si riporta in seguito il calcolo della capacità portante agli SLU della palificata.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE B=120 cm - APPROCCIO 2						
<b>CARICHI</b>						
NG <sub>1</sub> (kg)	94.121		HG <sub>1</sub> (kg)		0	
γ <sub>G1</sub>	1,0				1,0	
NG <sub>2</sub> (kg)	0		HG <sub>2</sub> (kg)		0	
γ <sub>G2</sub>	1,0				1,0	
NQ <sub>1</sub> (kg)	0		HQ <sub>1</sub> (kg)		0	
γ <sub>Q1</sub>	1,0				1,0	
NQ <sub>2</sub> (kg)	0		HQ <sub>2</sub> (kg)		0	
γ <sub>Q2</sub>	1,0				1,0	
NE(kg)	0		HE(kg)		0	
γ <sub>E</sub>	1,0				1,0	
NE <sub>d</sub> (kg)	94.121		HE <sub>d</sub> (kg)		0	
MBG <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G1</sub>	1,3					
MBG <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G2</sub>	1,3					
MBQ <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q1</sub>	1,5					
MBQ <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q2</sub>	1,5					
MBE(kg*m)	0					
γ <sub>E</sub>	1,0	eB(m)				
MBE <sub>d</sub> (kg*m)	0	0,000				
q(kg/m2)=	23.400					
<b>DATI GEOMETRICI</b>			<b>DATI TERRENO</b>			
B <sub>o</sub> (m)=	1,20		φ(gradi)=		26,0	
B(m)=	1,20		φ(rad)=		0,45	
A <sub>eff</sub> (m <sup>2</sup> )=	1,20		γ <sub>e</sub>		1,00	
D (m)=	13,00		φ <sub>d</sub> (gradi)=		26,0	
π=	3,14		φ <sub>d</sub> (rad)=		0,45	
k=	1,48		γ(kg/m3)=		1.800	
η(gradi)=	0,0	inclinazione fondazione	c(kg/m2)=		0	
η(rad)=	0,00		β(gradi)=		0,00 < φ	
			β(rad)=		0,00	inclinazione
			F <sub>s</sub> *=		1,00	coefficiente
<b>COEFFICIENTI N</b>						
	<b>Hansen</b>	<b>Vesic</b>				
N <sub>γ</sub>	7.941	12.539				
N <sub>c</sub>	22.254	22.254				
N <sub>q</sub>	11.854	11.854				
<b>HANSEN</b>						
	forma (s)	profondità (d)	inclinazioni del carico (i)	inclinazione del terreno (g)	inclinazione piano di fondazione (b)	Q <sub>ult</sub> (kg/m2)
c	1,000	1,497	1,000	1,000	1,000	0
q	1,000	1,455	1,000	1,000	1,000	403.598
γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	8.576
						<b>412.174</b>
N <sub>lim</sub> (kg)=	494.609					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)	215.048	>	94.121 =E <sub>d</sub> (kg)		VERO	2.28
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	17,92					
<b>VESIC</b>						
	mB=	1,455				
	forma (s)	profondità (d)	inclinazioni del carico (i)	inclinazione del terreno (g)	inclinazione piano di fondazione (b)	Q <sub>ult</sub> (kg/m2)
c	1,000	1,591	1,000	1,000	1,000	0
q	1,000	1,455	1,000	1,000	1,000	403.598
γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	13.542
						<b>417.140</b>
N <sub>lim</sub> (kg)=	500.568					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)	217.638	>	94.121 =E <sub>d</sub> (kg)		VERO	2.31
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	18,14					

La verifica è soddisfatta.

- H palo = 18 m

La capacità portante del palo risulta essere:

CARATTERISTICHE TERRENO			
$\gamma$	peso di volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
$\gamma_d$	peso di volume terreno di progetto	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
c	coesione efficace		0
$c_d$	coesione efficace di progetto		0
cu	coesione non drenata		0
$cu_d$	coesione non drenata di progetto		0
$\phi$	angolo di attrito interno	[°]	26
		rad	0,45
$\phi_d$	angolo di attrito interno di progetto	[°]	26,00
		rad	0,45
$H_i$	spessore strato/i (da valutare di volta in volta)		12,41
PROPRIETA' GEOMETRICHE PALO			
D	profondità punta palo	[m]	12,41
B	diametro palo	[m]	1,2
A	area palo	[m <sup>2</sup> ]	1,13
Capacità portante PALO TRIVELLATO			
$Q_{lim} = P + S$			
$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s dz$			
RESISTENZA ALLA PUNTA P			
p	resistenza unitaria alla punta		290878,4
$N_q$	coefficiente fondazione		11,85
$N_c$			22,25
c	coesione efficace		0
$\sigma_{vt}$	tensione litostatica verticale	[kg/m <sup>2</sup> ]	22338
q	sovraccarico variabile	[kg/m <sup>2</sup> ]	2200
P		[kg]	<b>328.693</b>
RESISTENZA LATERALE S			
Terreni coesivi	$S = A_s a cu$		
$A_s$	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	46,78
cu	coesione non drenata		0
a			1
S		[kg]	<b>0</b>
Terreni non coesivi	$S = \sum 2p H_i \gamma z k \tan(d) = A_s \gamma z k \tan(d)$		
n. strati			1
$H_i$	D	[m]	12,41
$A_s$	area laterale	[m <sup>2</sup> ]	46,78
$\gamma$	peso volume terreno	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800
z	$H_i/2$	[m]	6,205
k	vedi Tab. 13.2		0,5
tan(d)	vedi Tab. 13.2		0,49
S		[kg]	<b>127.429</b>
$\xi_3$	coefficiente sicurezza		<b>1,5</b>
$Q_{lim}$ CARATTERISTICO			
$Q_{lim}$	capacità portante limite palo (valore caratteristico)	[kg]	<b>304.081</b>
P	resistenza alla punta	[kg]	219.128
S	resistenza laterale	[kg]	84.953
$Q_{lim}$ DI PROGETTO			
$Q_{lim,d}$	capacità portante limite palo (valore di progetto)	[kg]	<b>236.189</b>
$P_d$	resistenza alla punta (di progetto)	[kg]	162.317
$S_d$	resistenza laterale (di progetto)	[kg]	73.872

Essa è confrontata con l'azione assiale agente sul palo.

<b>CARICHI STRUTTURA sezione TIPO 3 H = 18 m</b>			
Permanenti strutturali			
G1 soletta prefabbricata	kg/m <sup>2</sup>	1590	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
Permanenti non strutturali			
G2 strada	kg/m <sup>2</sup>	0	
Y <sub>G2,s</sub>		1,50	
G2 terreno	kg/m <sup>2</sup>	960	
Y <sub>G2,t</sub>		1,50	
Variabili Q			
q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	500	
Y <sub>q</sub>		0,00	
Q <sub>1</sub>	kg/m <sup>2</sup>	0	
Y <sub>Q1</sub>		0,00	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (sezione strada)</b>			
Luce L	m	13,57	
L <sub>influenza</sub>	m	1,3	
q	kg/m	4662,45	
<b>Azioni interne e reazioni</b>			
SEMPLICE APPOGGIO			
RA	kg	31635	
RB	kg	31635	
<b>Peso proprio palo</b>			
γ	kg/m <sup>3</sup>	2500	
H palo fuori terra	m	5,59	
H palo interrato	m	12,41	
H palo totale	m	18	
B (diametro)	m	1,2	
L <sub>trave</sub>		1,4	
H <sub>trave</sub>		0,9	
P <sub>trave</sub>		4095	
L <sub>muro</sub>		0	
H <sub>muro</sub>		0	
P <sub>muro</sub>		0	
A	m <sup>2</sup>	1,13	
V	m <sup>3</sup>	20,36	
W	kg	50894	
Y <sub>G1</sub>		1,35	
W <sub>p</sub>	kg	74235	
N <sub>p</sub>	kg	105870	
Q <sub>lim</sub>	kg	236.189	
N <sub>p</sub> < Q <sub>lim</sub>		VERO	
Q <sub>lim</sub> /N <sub>p</sub>		2,23	

La capacità portante alla base del palo Q<sub>lim</sub> è maggiore del carico agente: **la verifica è soddisfatta.**

In riferimento ai paragrafi 6.4.3.1 della NTC2018 e ai paragrafi 7.6.2.1 dell'EC7, di cui si riporta uno stralcio, il calcolo della capacità portante di un gruppo di pali può essere valutato assimilando la palificata ad una fondazione superficiale le cui dimensioni in pianta sono pari a quelle del perimetro della palificata (paragrafo 18.3 de "*Fondazioni, progetto e analisi*" di Joseph e. Bowles e paragrafo 8.31 de "*Geotecnica*" di Renato Lancellotta).

(3)P For piles in groups, two failure mechanisms shall be taken into account:

- compressive resistance failure of the piles individually;
- compressive resistance failure of the piles and the soil contained between them acting as a block.

(4) The compressive resistance of the pile group acting as a block may be calculated by treating the block as a single pile of large diameter.

Essendo la lunghezza  $L$  della fondazione molto maggiore della larghezza in pianta  $B$  la fondazione superficiale sarà di tipo nastriforme con  $B$  pari a 1,20 m.

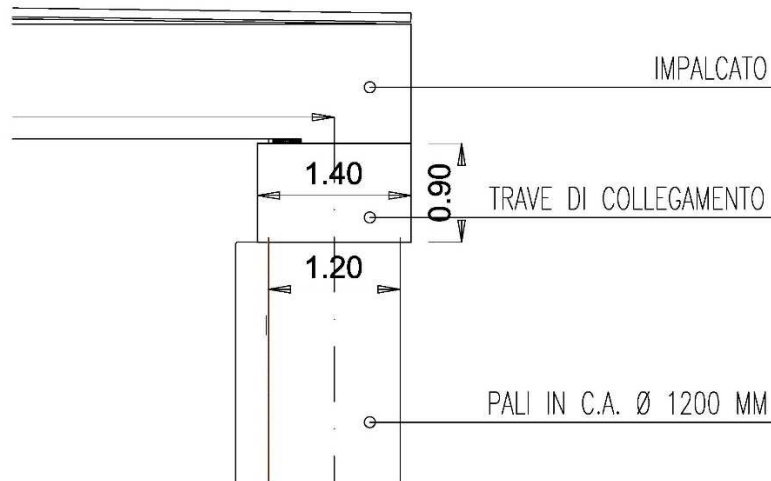
Si riporta in seguito il calcolo della capacità portante agli SLU della palificata.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE B=120 cm - APPROCCIO 2						
<b>CARICHI</b>						
NG <sub>1</sub> (kg)	81.438		HG <sub>1</sub> (kg)		0	
γ <sub>G1</sub>	1,0				1,0	
NG <sub>2</sub> (kg)	0		HG <sub>2</sub> (kg)		0	
γ <sub>G2</sub>	1,0				1,0	
NQ <sub>1</sub> (kg)	0		HQ <sub>1</sub> (kg)		0	
γ <sub>Q1</sub>	1,0				1,0	
NQ <sub>2</sub> (kg)	0		HQ <sub>2</sub> (kg)		0	
γ <sub>Q2</sub>	1,0				1,0	
NE(kg)	0		HE(kg)		0	
γ <sub>E</sub>	1,0				1,0	
NE <sub>d</sub> (kg)	81.438		HE <sub>d</sub> (kg)		0	
MBG <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G1</sub>	1,3					
MBG <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>G2</sub>	1,3					
MBQ <sub>1</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q1</sub>	1,5					
MBQ <sub>2</sub> (kg*m)	0					
γ <sub>Q2</sub>	1,5					
MBE(kg*m)	0					
γ <sub>E</sub>	1,0	eB(m)				
MBE <sub>d</sub> (kg*m)	0	0,000				
q(kg/m2)=	22.338					
<b>DATI GEOMETRICI</b>			<b>DATI TERRENO</b>			
B <sub>o</sub> (m)=	1,20		φ(grad)=		26,0	
B(m)=	1,20		φ(rad)=		0,45	
A <sub>eff</sub> (m <sup>2</sup> )=	1,20		γ <sub>e</sub>		1,00	
D (m)=	12,41		φ <sub>o</sub> (grad)=		26,0	
π=	3,14		φ <sub>o</sub> (rad)=		0,45	
k=	1,47		γ(kg/m3)=		1.800	
η <sub>1</sub> (radi)=	0,0	inclinazione fondazione	c(kg/m2)=		0	
η <sub>1</sub> (rad)=	0,00		β(grad)=		0,00 <φ	
			β(rad)=		0,00 inclinazione	
			F <sub>s</sub> *=		1,00 coefficiente	
<b>COEFFICIENTI N</b>						
	<b>Hansen</b>	<b>Vesic</b>				
N <sub>v</sub>	7.941	12.539				
N <sub>c</sub>	22.254	22.254				
N <sub>q</sub>	11.854	11.854				
<b>HANSEN</b>						
	forma (s)	profondità (d)	inclinazioni del carico (i)	inclinazione del terreno (g)	inclinazione piano di fondazione (b)	q <sub>ult</sub> (kg/m2)
c	1,000	1,495	1,000	1,000	1,000	0
q	1,000	1,454	1,000	1,000	1,000	384.927
γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	8.576
						393.503
N <sub>lim</sub> (kg)=	472.203					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)=	205.306	>	81.438 =E <sub>d</sub> (kg)		VERO	2.52
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	17,11					
<b>VESIC</b>						
	mB=	1,455				
	forma (s)	profondità (d)	inclinazioni del carico (i)	inclinazione del terreno (g)	inclinazione piano di fondazione (b)	q <sub>ult</sub> (kg/m2)
c	1,000	1,590	1,000	1,000	1,000	0
q	1,000	1,454	1,000	1,000	1,000	384.927
γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	13.542
						398.469
N <sub>lim</sub> (kg)=	478.162					
γ <sub>R</sub>	2,3					
R <sub>d</sub> (kg)=	207.897	>	81.438 =E <sub>d</sub> (kg)		VERO	2.55
σ <sub>limite</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	17,32					

La verifica è soddisfatta.

### 10.3.3 TRAVI DI COLLEGAMENTO

Le travi di collegamento hanno sezione 140x90 cm e sono poste in sommità ai pali trivellati. Sono realizzate con calcestruzzo C25/30.



Esse presentano la seguente armatura:

- Armatura longitudinale: 24Ø20;
- Armatura trasversale: Ø14/20.

#### ❖ **Verifica a torsione e taglio**

Si riporta in seguito la verifica a torsione-taglio delle travi di collegamento.

La valutazione del momento torcente resistente è svolta in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.6 delle NTC2018 mentre quella del taglio resistente in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.1.

In particolare deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$$

Dove:

- $T_{ed}$  = sollecitazione torcente agente;
- $T_{rcd}$  = sollecitazione torcente resistente lato calcestruzzo;
- $V_{ed}$  = taglio agente;
- $V_{rcd}$  = taglio resistente lato calcestruzzo.

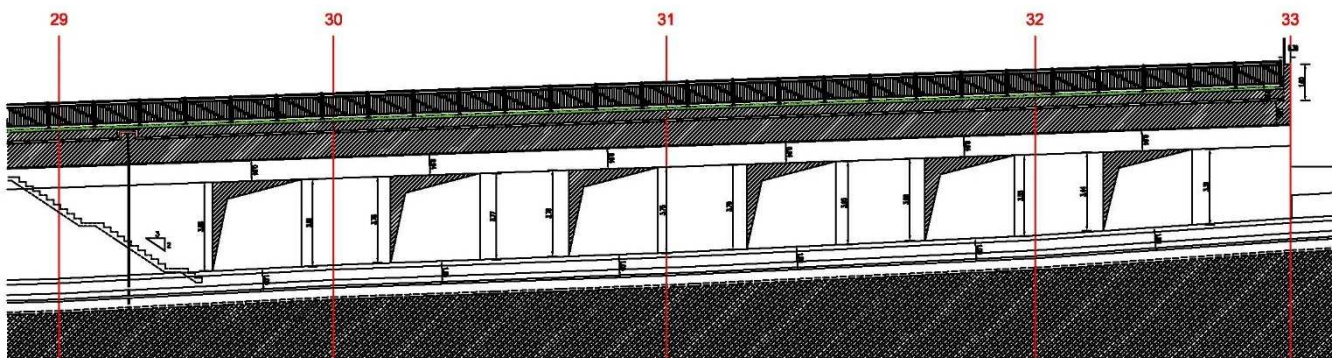
La verifica è soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO-TORSIONE									
<b>max V</b>					<b>max T</b>				
V <sub>s</sub>	[kg/m]	29.550,00		da straus	V <sub>s</sub>	[kg/m]	23.112,00		da straus
M	[kg*m/m]	46.970,00		da straus	M	[kg*m/m]	53.198,41		da straus
l <sub>inf</sub>	[m]	1,3			l <sub>inf</sub>	[m]	1,3		
V	[kg]	38.415,00			V	[kg]	30.045,60		
T	[kg*m]	61.061,00			T	[kg*m]	69.157,93		
V <sub>ed</sub>	[kg]	19.207,50			V <sub>ed</sub>	[kg]	15.022,80		
T <sub>ed</sub>	[kg*m]	30.530,50			T <sub>ed</sub>	[kg*m]	34.578,97		
d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio	d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio
b <sub>w</sub>	[cm]	140		prendi dalle verifiche a taglio	b <sub>w</sub>	[cm]	140		prendi dalle verifiche a taglio
<b>ctg(θ) = taglio</b>					<b>ctg(θ) = taglio</b>				
ctg(θ)		2,5		prendi dalle verifiche a taglio	ctg(θ)		2,5		prendi dalle verifiche a taglio
V <sub>rcd</sub>	[kg]	222.355,60			V <sub>rcd</sub>	[kg]	222.355,60		
T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	94.338,50			T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	94.338,50		
<b>VERIFICA</b>					<b>VERIFICA</b>				
T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,324			T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,367		
V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,086			V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,068		
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,410</b>		NTC18 [4.1.40]	$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,434</b>		NTC18 [4.1.40]
<b>ctg(θ) = torsione</b>					<b>ctg(θ) = torsione</b>				
ctg(θ)		1,49		prendi dalle verifiche a torsione	ctg(θ)		1,49		prendi dalle verifiche a torsione
V <sub>rcd</sub>	[kg]	298.352,65			V <sub>rcd</sub>	[kg]	298.352,65		
T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	126.581,66			T <sub>rcd</sub>	[kg*m]	126.581,66		
<b>VERIFICA</b>					<b>VERIFICA</b>				
T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,241			T <sub>ed</sub> /T <sub>rcd</sub>	[-]	0,273		
V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,064			V <sub>ed</sub> /V <sub>rcd</sub>	[-]	0,050		
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,306</b>		NTC18 [4.1.40]	$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	<b>0,324</b>		NTC18 [4.1.40]

### 10.3.4 PARETE FINESTRATA

In questo paragrafo si procede alla verifica della parte di galleria artificiale finestrata.

L'impalcato, infatti, come già detto, poggia da un lato su pali trivellati e dall'altro su una parete finestrata poggiante a sua volta sui pali trivellati.



La parete può essere così descritta:

- Architrave 120x90 cm;
- Parete 390x386x120 cm;
- Parapetto 100x120 cm.

I vari elementi sono così armati:

- Architrave
  - o Armatura longitudinale: 30Ø24;
  - o Armatura trasversale: 5Ø14 al metro;
- Parete
  - o Armatura longitudinale: 68Ø26 + 19Ø16;
  - o Armatura trasversale: Ø16/15 + Ø10/15 + Ø8/15 (in dettaglio si vedano le tavole progettuali);
- Parapetto
  - o Armatura longitudinale: 10Ø16 + 14Ø24;
  - o Armatura trasversale: 5Ø14 al metro;

#### ❖ **Verifica a flessione**

Si riporta in seguito la verifica di resistenza dei vari elementi di cui si riporta l'andamento del momento flettente allo SLU e SLV con le relative verifiche di resistenza a flessione.

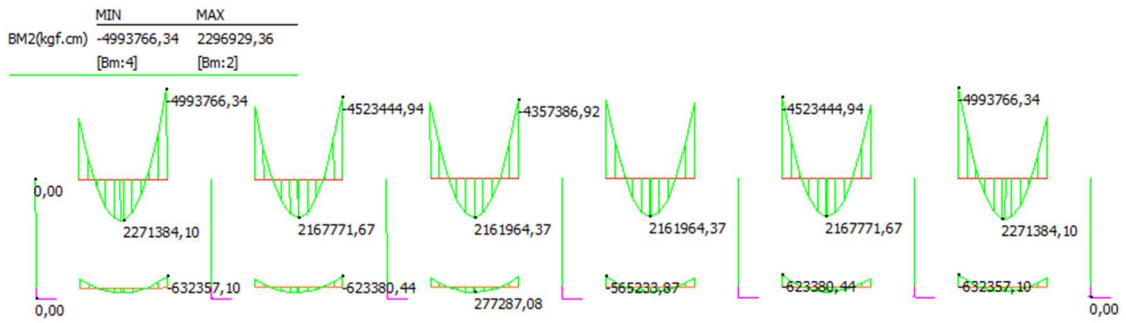


Figura 10.13 - Andamento diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLU [ $kg \cdot cm$ ]

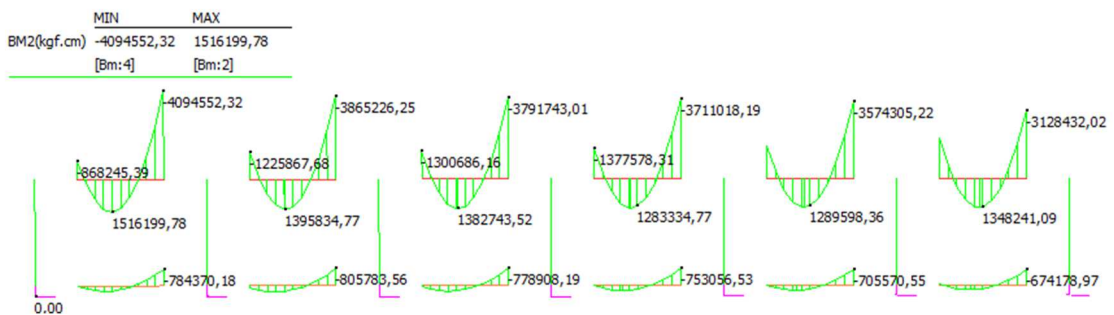


Figura 10.14 - Andamento diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLV [ $kg \cdot cm$ ]

In dettaglio:

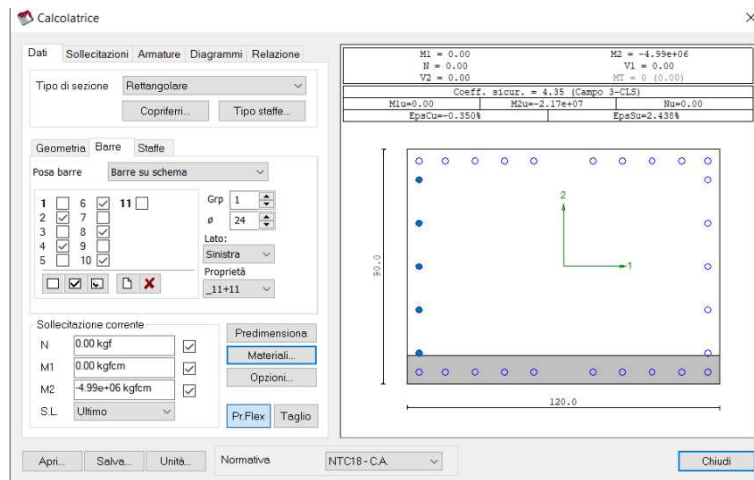
- Architrave

Il valore maggiore di momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 49.938,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 217.000,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$ : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

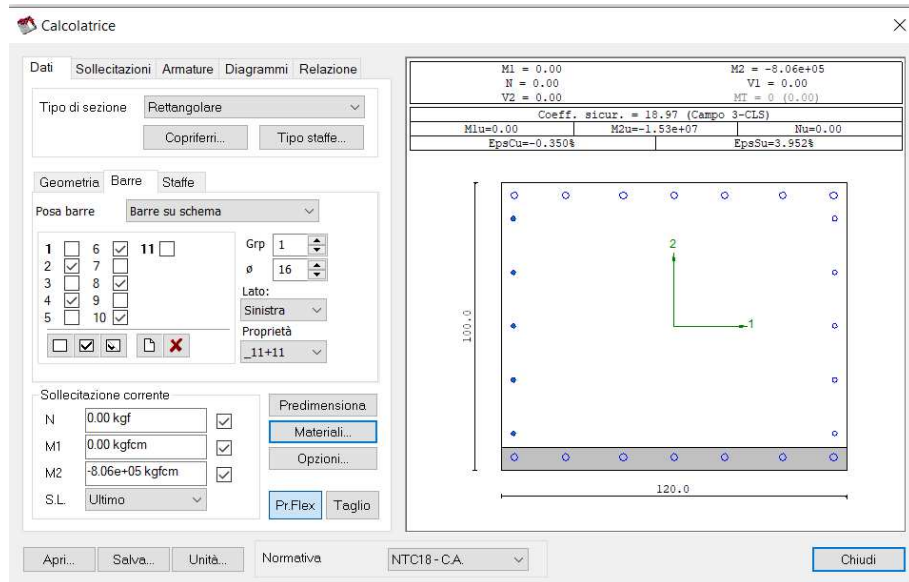
- Parapetto

Il valore maggiore di momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 8.057,84 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 153.000,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

Per quanto riguarda la parte, invece, si hanno i momenti seguenti.

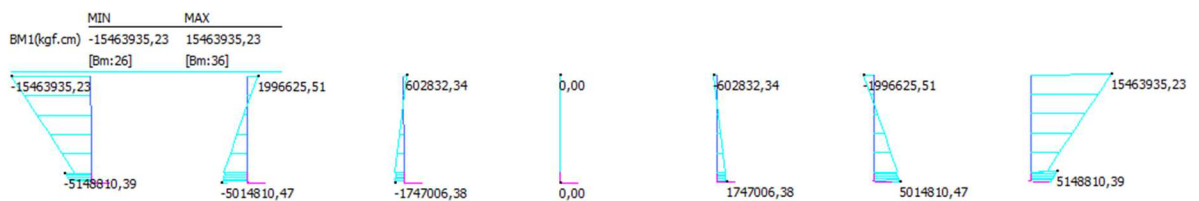


Figura 10.15 - Andamento diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLU [kg\*cm]



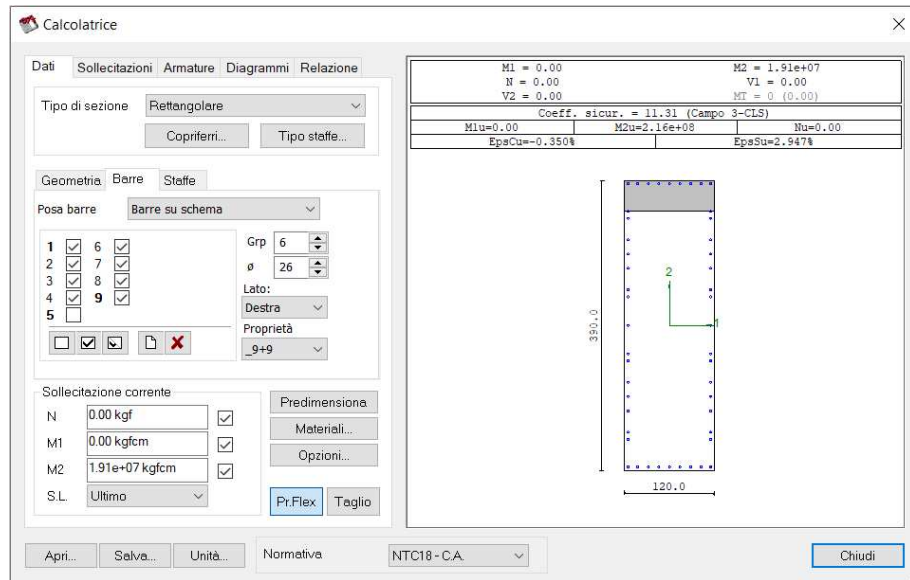
Figura 10.16 - Andamento diagramma dei momenti  $M_{ed}$  SLV [kg\*cm]

Il valore maggiore di momento agente  $M_{ed}$  è pari a:

$$M_{ed}^- = 191.168,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Il momento resistente  $M_{rd}$  è pari a:

$$M_{rd}^- = 2.100.000,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Il momento resistente  $M_{rd}$  è maggiore del momento agente  $M_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

### ❖ Verifica a taglio

Si riporta in seguito la verifica a taglio dei vari elementi di cui si riporta l'andamento allo SLU e SLV e le relative verifiche.



Figura 10.17 - Andamento diagramma di taglio  $V_{ed}$  SLU [kg/m]



Figura 10.18 - Andamento diagramma di taglio  $V_{ed}$  SLV [kg/m]

Il taglio agente massimo  $V_{ed}$  è pari a:

$$V_{ed} = 70.350,13 \text{ kg}$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è pari a:

$$V_{rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 172.804,00 \text{ kg}$$

Il taglio resistente  $V_{rd}$  è maggiore del taglio agente  $V_{ed}$  : **la verifica di resistenza è soddisfatta.**

### ❖ Verifica a torsione e taglio

Si riporta in seguito la verifica a torsione-taglio dell'architrave.

La valutazione del momento torcente resistente è svolta in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.6 delle NTC2018 mentre quella del taglio resistente in riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.1.

In particolare deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$$

Dove:

- $T_{ed}$  = sollecitazione torcente agente;
- $T_{rcd}$  = sollecitazione torcente resistente lato calcestruzzo;
- $V_{ed}$  = taglio agente;
- $V_{rcd}$  = taglio resistente lato calcestruzzo.

VERIFICA TAGLIO-TORSIONE									
max V					max T				
$V_s$	[kg/m]	30.529,33		da straus	$V_s$	[kg/m]	25.136,00		da straus
M	[kg*m/m]	45.023,39		da straus	M	[kg*m/m]	50.003,23		da straus
$l_{inf}$	[m]	3,9			$l_{inf}$	[m]	3,9		
V	[kg]	119.064,39			V	[kg]	98.030,40		
T	[kg*m]	175.591,22			T	[kg*m]	195.012,60		
$M_f$	[kg*m]	38.695,93			$M_f$	[kg*m]	31.859,88		
$V_{ed}$	[kg]	59.532,19			$V_{ed}$	[kg]	49.015,20		
$T_{ed}$	[kg*m]	87.795,61			$T_{ed}$	[kg*m]	97.506,30		
d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio	d	[cm]	85		prendi dalle verifiche a taglio
$b_w$	[cm]	120		prendi dalle verifiche a taglio	$b_w$	[cm]	120		prendi dalle verifiche a taglio
ctg( $\theta$ ) = torsione					ctg( $\theta$ ) = torsione				
ctg( $\theta$ )		1,62		prendi dalle verifiche a torsione	ctg( $\theta$ )		1,62		prendi dalle verifiche a torsione
$V_{rcd}$	[kg]	296.350,49			$V_{rcd}$	[kg]	296.350,49		
$T_{rcd}$	[kg*m]	118.388,32			$T_{rcd}$	[kg*m]	118.388,32		
VERIFICA					VERIFICA				
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}}$	[-]	0,742			$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}}$	[-]	0,824		
$\frac{V_{ed}}{V_{rcd}}$	[-]	0,201			$\frac{V_{ed}}{V_{rcd}}$	[-]	0,165		
$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	0,942		NTC18 [4.1.40]	$\frac{T_{ed}}{T_{rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{rcd}} \leq 1$	[-]	0,989		NTC18 [4.1.40]

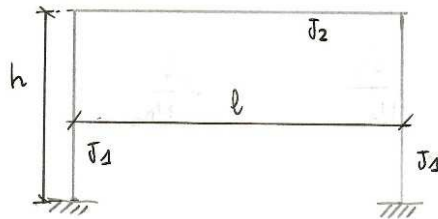
**La verifica è soddisfatta.**

# 11. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI (PARAGRAFO 10.2.2 DM 17.01.2018)

Si allega il calcolo delle azioni interne svolte sul portale del solaio tipo 1.

Il valore delle azioni, determinato con i metodi classici della scienza delle costruzioni, risulta analogo a quanto determinato con analisi numeriche.

ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI - paragrafo 10.2.2 NTC18  
CONDIZIONE STATICA ①



$$h = 5,83 \text{ m}$$

$$l = 13,90 \text{ m}$$

$$J_1 = 0,078433 \text{ m}^4$$

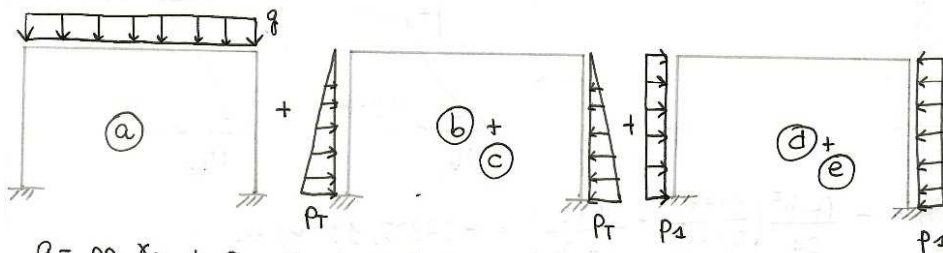
$$J_2 = 0,073720 \text{ m}^4$$

CARICHI SULLA STRUTTURA

$g$  = carico distribuito agente sull'impalcato

$P_t$  = spinta laterale del terreno

$p_1$  = sovraccarico terreno



$$g_1 = p_p \cdot \gamma_{G1} + p_{rem} \cdot \gamma_{G2} + q \cdot \gamma_q =$$

$$= 1590 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} \cdot 1,35 + 2094 \cdot 1,5 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} + 500 \cdot \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 =$$

$$= 2146,5 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} + 3141 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} + 750 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} = 6037,5 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2}$$

$$L_{inf} = 1 \text{ m} \Rightarrow g = g_1 \cdot L_{inf} = 6037,5 \frac{\text{kp}}{\text{m}}$$

$$P_t = k_0 \cdot \gamma_s \cdot h \cdot \delta = k_0 \cdot 1,35 \cdot 5,83 \cdot 1800 \frac{\text{kp}}{\text{m}^3} = 0,562 \cdot 1,35 \cdot 5,83 \cdot$$

$$p_1 = \delta \cdot 1,66 \text{ m} \cdot 1,35 \cdot 0,562 =$$

$$= 2267 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} = 2267 \cdot L_{inf} = 2267 \frac{\text{kp}}{\text{m}}$$

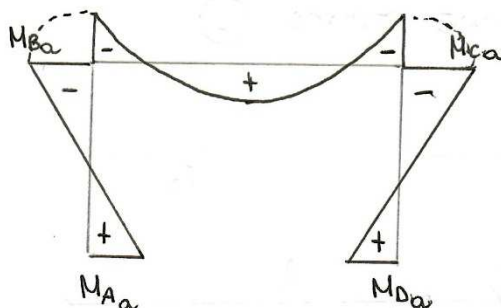
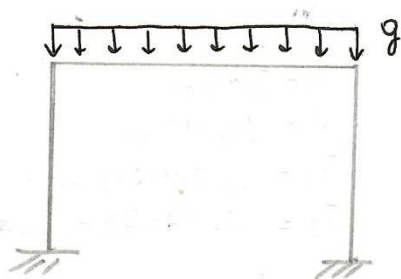
$$1800 \frac{\text{kp}}{\text{m}^3} =$$

$$= 7962 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} \cdot L_{inf} =$$

$$= 7962 \frac{\text{kp}}{\text{m}}$$

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l} = 0,372$$

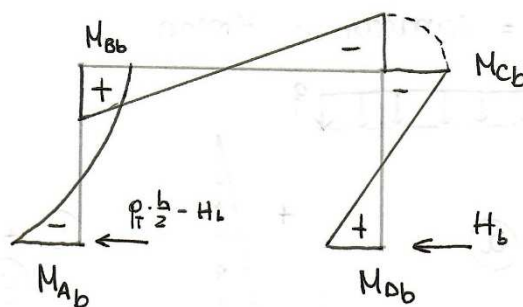
(a)



$$M_{Aa} = M_{Da} = \frac{q\ell^2}{12(k+2)} = 40981,78 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ba} = M_{Ca} = -\frac{q\ell^2}{6(k+2)} = -81963,56 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

(b)



$$M_{Ab} = -\frac{P_t \cdot h^2}{24} \left( \frac{8+3k}{5(2+k)} + \frac{9k+2}{1+6k} \right) = -27325,11 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

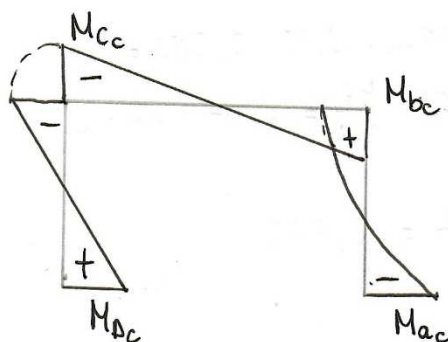
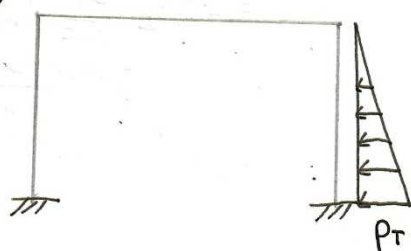
$$M_{Db} = -\frac{P_t \cdot h^2}{24} \left( \frac{8+3k}{5(2+k)} - \frac{9k+2}{1+6k} \right) = 9991,15 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Bb} = M_{Ab} - H_b \cdot h + \frac{P_t \cdot h^2}{6} = 3188,14 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cb} = M_{Db} - H_b \cdot h = -4600,87 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$H_b = \frac{P_t \cdot h}{40} \cdot \frac{3k+4}{k+2} = 2502,92 \text{ kp}$$

(c)



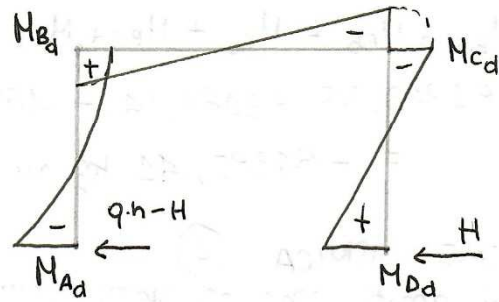
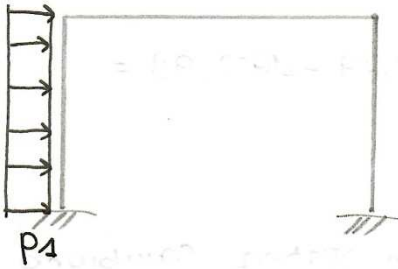
$$M_{Ac} = M_{Ab} = -27325,11 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Dc} = M_{DB} = 9991,15 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Bc} = M_{Bb} = 3186,14 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cc} = M_{Cb} = -4600,87 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

(d)



$$M_{Ad} = -\frac{P_1 \cdot h^2}{4} \left( \frac{3+k}{6(2+k)} + \frac{1+4k}{1+6k} \right) = -19392,91 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

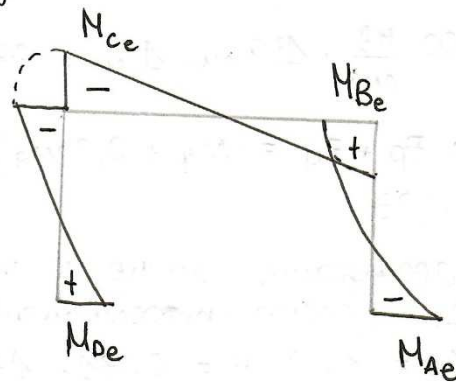
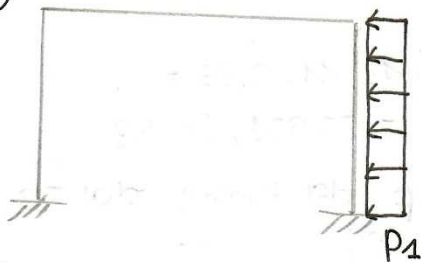
$$M_{Dd} = \frac{P_1 h^2}{4} \left( \frac{1+4k}{1+6k} - \frac{3+k}{6(2+k)} \right) = 10264,81 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Bd} = M_{Ad} - H_d \cdot h + \frac{P_1 h^2}{2} = 3930,79 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{cd} = M_{Dd} - H_d \cdot h = -4937,91 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$H_d = \frac{P_1 h}{8} \cdot \frac{2k+3}{k+2} = 2607,67 \text{ kp}$$

(e)



$$M_{Ae} = M_{Ad} = -19392,91 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{De} = M_{Dd} = 10264,81 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Be} = M_{Bd} = 3930,79 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ce} = M_{cd} = -4937,91 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

UNENDO i CONTRIBUTI delle varie Azioni

$$M_A = M_{Aa} + M_{Ab} + M_{Ac} + M_{Ad} + M_{Ae} = 40981,78 - 27325,11 + 9991,15 + (-19392,91) + 10264,81 = 14519,72 \text{ kp.m} = M_D$$

$$M_B = M_{Ba} + M_{Bb} + M_{Bc} + M_{Bd} + M_{Be} = -84963,56 + 3186,14 - 4600,87 + 3930,79 - 4937,91 = -84385,41 \text{ kp.m} = M_C$$

CONDIZIONE SISMICA (2)

I carichi agenti sono gli stessi della condizione statica, cambiano i coefficienti da normativa e si aggiunge il contributo sismico F.

$$F = F_p + F_q = m_p \cdot a_g + m_q \cdot a_g \cdot \psi_{2,1} \quad \psi_{2,1} = 0,3$$

$m_p$  = dovuto ai permanenti strutturali e non strutturali

$$\begin{aligned} &= M_{mp} + M_{pali} + M_{terreno} = \\ &= \left( 1590 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} \cdot 13,9 \text{ m} + 2 \cdot 2174 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} \cdot 5,83 \text{ m} + 2094 \cdot 13,90 \text{ m} \right) \cdot 1 = \\ &= \left( 22101 \frac{\text{kp}}{\text{m}} + 2 \cdot 12674,42 \frac{\text{kp}}{\text{m}} + 29106,6 \frac{\text{kp}}{\text{m}} \right) \cdot 1 \text{ m} = \\ &= 76556,44 \text{ kp} \end{aligned}$$

$$M_q = 500 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} \cdot 13,9 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 6950 \text{ kp}$$

$$F = F_p + F_q = (M_p + 0,3 M_q) \cdot a_g = 78641,44 \cdot 0,33 = 25951,68 \text{ kp}$$

da  $a_g = 0,33$

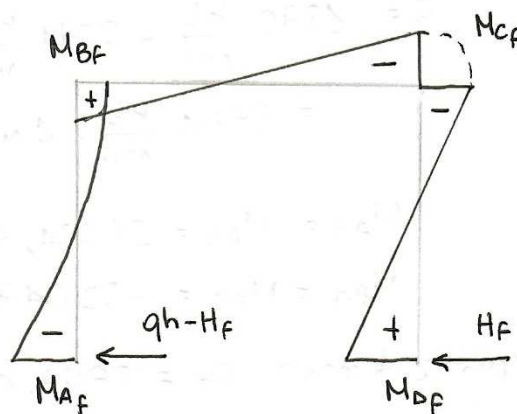
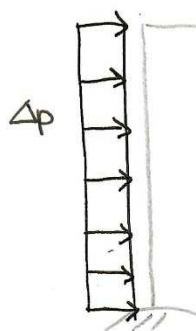
A questo aggiungiamo anche il contributo  $\Delta p$  del terreno dovuto al sisma. (carico uniformemente distribuito)

$$\begin{aligned} \Delta p &= k_h \cdot \gamma \cdot H = 0,131 \cdot 1800 \frac{\text{kp}}{\text{m}^3} \cdot 5,83 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = \\ &= 1374,714 \text{ kp/m} \end{aligned}$$



I contributi dati da questi due carichi sono i seguenti:

$\Delta p$



$$M_{Af} = -11759,90 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

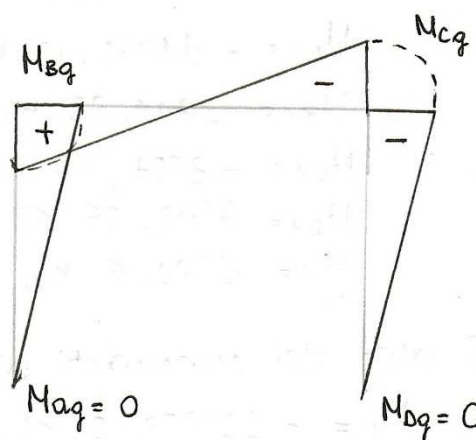
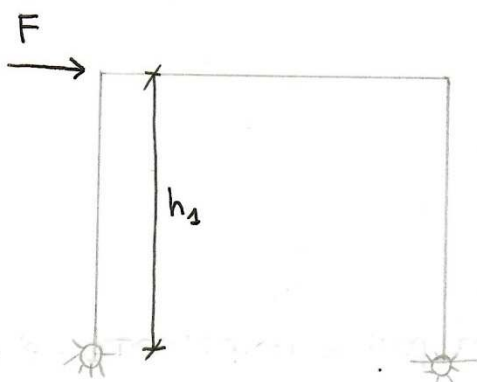
$$M_{Bf} = 2383,69 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cf} = -2994,31 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{Df} = 6224,61 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$H_f = 1581,29 \text{ kg}$$

F



$$h_s = h - 3,61 \text{ m} =$$

$$= 5,83 - 3,61 =$$

$$= 2,22 \text{ m}$$

$$M_{Bg} = F \cdot \frac{h}{2} = 28806,36 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cg} = -F \cdot \frac{h}{2} = -28806,36 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Questi contributi vanno sommati a quanto dato dai carichi permanenti agenti.

- permanenti strutturali e non strutturali

$$q = 1590 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} + 2094 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} + 0,3 \cdot 500 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} =$$

$$= 3834 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 3834 \frac{\text{kp}}{\text{m}}$$

$$M_{Aa} = M_{Da} = 26024,71 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ba} = M_{Ca} = -52049,41 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

- spinta terreno  $P_T = 5897,63 \frac{\text{kp}}{\text{m}}$

$$M_{Ab} = -20240,31 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$H_b = 1853,97 \text{ kp}$$

$$M_{Bb} = 2360,04 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cb} = -3407,96 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Db} = 7400,67 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

- sovraccarico terreno  $h = 1,66 \text{ m}$

$$P_1 = 1679,26 \frac{\text{kp}}{\text{m}}$$

$$M_{Ad} = -14365,12 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Bd} = 2911,75 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cd} = -3657,67 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_{Dd} = 7603,56 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$H_d = 1931,6 \text{ kp}$$

I valori dei momenti all'incastro tra pali e impalcato e':

$$M_B = -22653,2 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -85643,92 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

## 12. GALLERIA ARTIFICIALE: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Si riportano le verifiche allo stato limite di fessurazione e di deformazione per i vari elementi che compongono la galleria artificiale.

In riferimento alla tabella 4.1.IV (NTC18), riportata successivamente, per condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili, lo stato limite di apertura delle fessure è verificato qualora siano soddisfatti i seguenti limiti:

- c.c frequente:  $\leq w_3$
- c.c quasi permanente:  $\leq w_2$

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Per le verifiche allo stato limite di deformazione, come riportato al paragrafo 5.1.4.5 delle NTC18, l'assetto della struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

### 12.1 Verifiche allo stato limite di fessurazione: Sezione TIPO 1

#### 12.1.1 IMPALCATO

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III.

La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

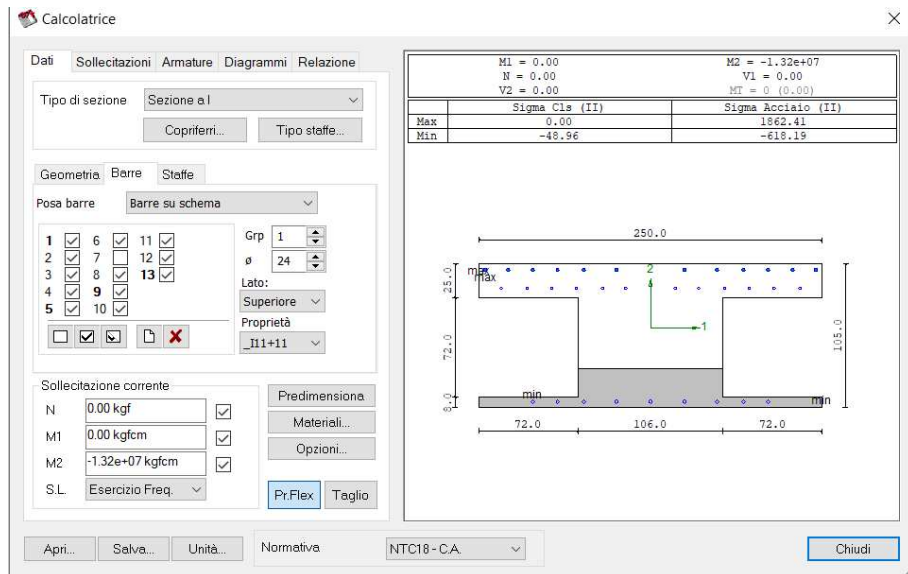
In particolare i limiti di apertura sono:

- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4$  mm
- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3$  mm

All'incastro il diametro  $\emptyset$  massimo delle barre è 24 mm mentre la spaziatura massima è circa 200 mm.

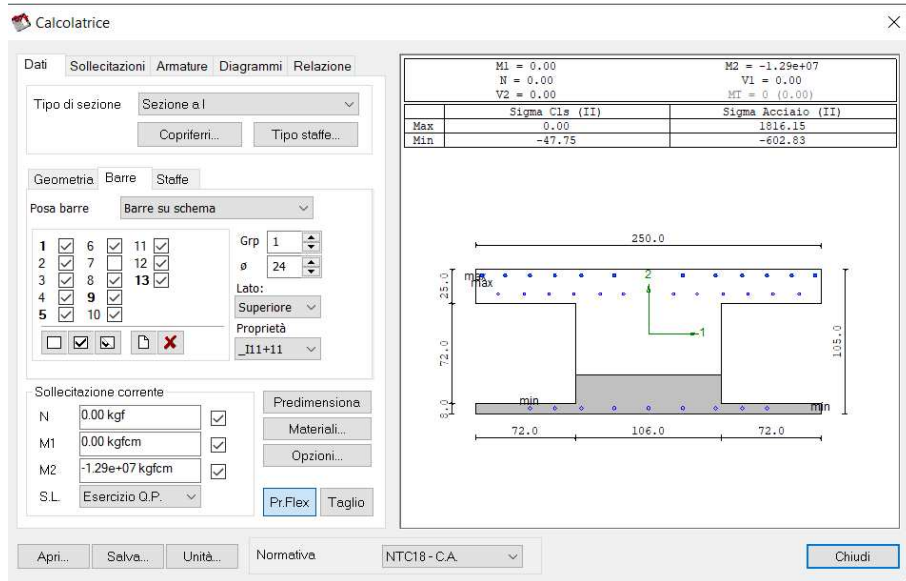
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1862,41 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : la verifica è soddisfatta.

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

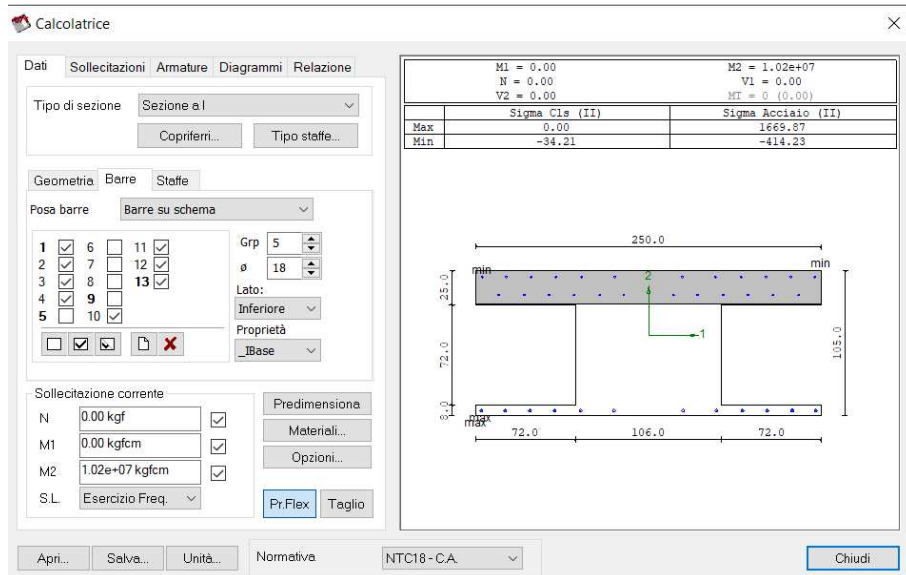


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1816,15 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

In campata il diametro  $\emptyset$  massimo delle barre è 20 mm mentre la spaziatura massima è circa 80 mm.

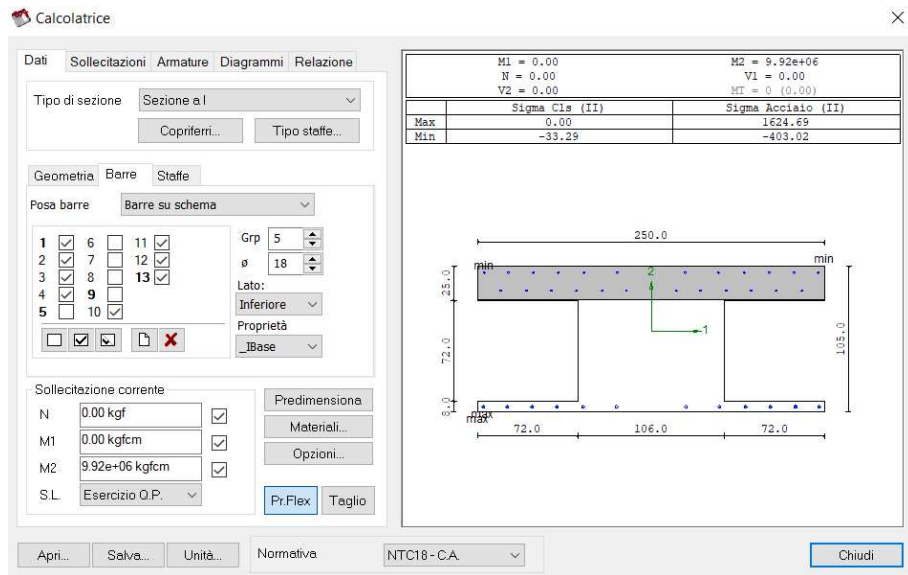
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi, essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2400 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1669,87 \frac{kg}{cm^2} \leq 2400 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

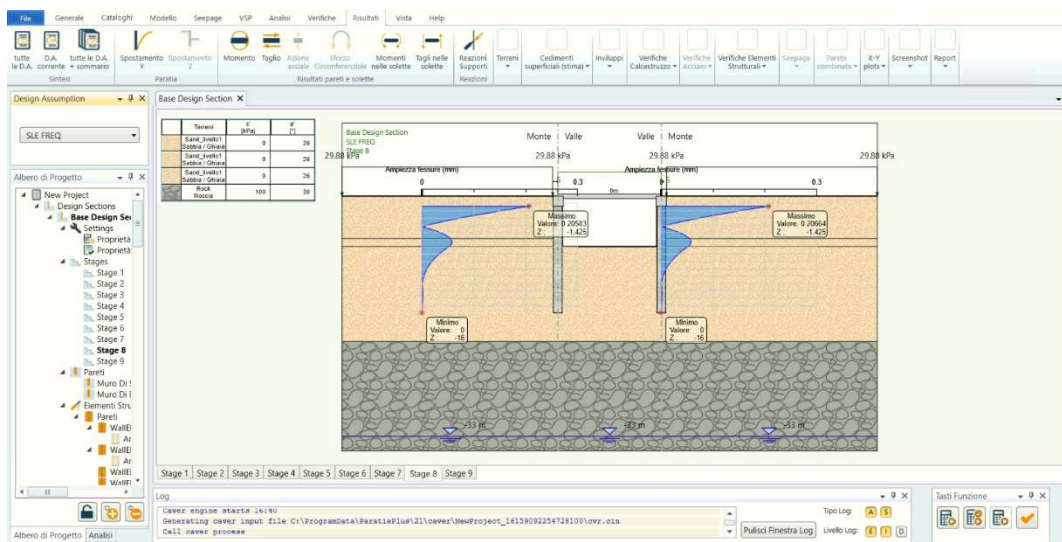


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1624,69 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : la verifica è soddisfatta.

## 12.1.2 SPALLE

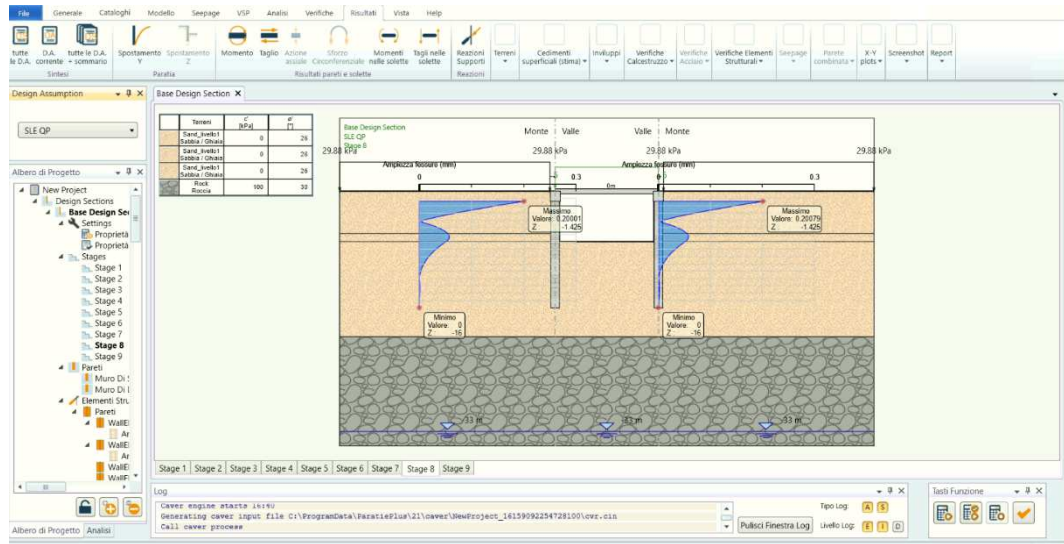
I limiti di apertura sono:

- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$



Il valore  $\Delta_{sm,freq} = 0,21 \text{ mm}$ . Esso è inferiore a 0,4 mm, limite data da normativa: la verifica è soddisfatta.

- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$



Il valore  $\Delta_{sm,qp} = 0,20 \text{ mm}$ . Esso è inferiore a 0,3 mm, limite dato da normativa: **la verifica è soddisfatta.**

## 12.2 Verifiche allo stato limite di esercizio: valutazione dei cedimenti della palificata Sezione TIPO 1

Si riporta la valutazione dei cedimenti relativi alla palificata in esame.

In riferimento ai paragrafi 6.4.3.1 della NTC2018 e al paragrafo 7.6.2.1 dell'EC7, il calcolo dei cedimenti di un gruppo di pali può essere valutato assimilando la palificata ad una fondazione superficiale le cui dimensioni in pianta sono pari a quelle del perimetro della palificata.

La presenza di una struttura soprastante molto rigida permette ai carichi di distribuirsi in maniera uniforme sulla palificata: di conseguenza i cedimenti differenziali si considerano nulli.

Per la valutazione dei cedimenti in terreni stratificati si fa riferimento a Poulos e Davis (1974) e Timoshenko e Goodies (1951): non essendo in presenza di terreno vergine il valore del cedimento è stato calcolato considerando l'incremento di pressione conseguente alla costruzione dell'opera.

Il valore ottenuto è riportato nell'immagine seguente.

Stima dei cedimenti in terreni stratificati: Poulos e Davis (1974), Timoshenko e Goodies (1951)														
Dati di ingresso						Dati di uscita								
Carico	Larghezza	Profondità	D prof.	phi	E	Ascissa	alfa	Poisson	Profondita'	Dz	Dx	Dy	Cedimento	Ced.tot
[Kg/cm²]	[m]	[m]	[m]	[°]	[Kg/cm²]	[m]	[Rad]	-	[m]	[Kg/cm²]	[Kg/cm²]	[Kg/cm²]	[mm]	[cm]
2.10	1.20	19.00	0.10	26	240	0.60	3.14	0.36	19.00	2.10	2.10	1.51	0.33	<b>0.88</b>
2.10	1.20	19.10	0.10	26	240	0.60	2.81	0.36	19.10	2.10	1.66	1.35	0.42	
2.10	1.20	19.20	0.10	26	240	0.60	2.50	0.36	19.20	2.07	1.27	1.20	0.49	
2.10	1.20	19.30	0.10	26	240	0.60	2.21	0.36	19.30	2.02	0.95	1.06	0.54	
2.10	1.20	19.40	0.10	26	240	0.60	1.97	0.36	19.40	1.93	0.70	0.95	0.56	
2.10	1.20	19.50	0.10	26	240	0.60	1.75	0.36	19.50	1.83	0.51	0.84	0.56	
2.10	1.20	19.60	0.10	26	240	0.60	1.57	0.36	19.60	1.72	0.38	0.76	0.55	
2.10	1.20	19.70	0.10	26	240	0.60	1.42	0.36	19.70	1.61	0.29	0.68	0.53	
2.10	1.20	19.80	0.10	26	240	0.60	1.29	0.36	19.80	1.50	0.22	0.62	0.50	
2.10	1.20	19.90	0.10	26	240	0.60	1.18	0.36	19.90	1.40	0.17	0.57	0.47	
2.10	1.20	20.00	0.10	26	240	0.60	1.08	0.36	20.00	1.31	0.13	0.52	0.45	
2.10	1.20	20.10	0.10	26	240	0.60	1.00	0.36	20.10	1.23	0.11	0.48	0.42	
2.10	1.20	20.20	0.10	26	240	0.60	0.93	0.36	20.20	1.16	0.09	0.45	0.40	
2.10	1.20	20.30	0.10	26	240	0.60	0.86	0.36	20.30	1.09	0.07	0.42	0.38	
2.10	1.20	20.40	0.10	26	240	0.60	0.81	0.36	20.40	1.03	0.06	0.39	0.36	
2.10	1.20	20.50	0.10	26	240	0.60	0.76	0.36	20.50	0.97	0.05	0.37	0.34	
2.10	1.20	20.60	0.10	26	240	0.60	0.72	0.36	20.60	0.92	0.04	0.34	0.33	
2.10	1.20	20.70	0.10	26	240	0.60	0.68	0.36	20.70	0.87	0.03	0.33	0.31	
2.10	1.20	20.80	0.10	26	240	0.60	0.64	0.36	20.80	0.83	0.03	0.31	0.30	
2.10	1.20	20.90	0.10	26	240	0.60	0.61	0.36	20.90	0.79	0.03	0.29	0.28	

Esso è accettabile e pari a 0,88 cm: la verifica è soddisfatta.

## 12.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione: Sezione TIPO 2

### 12.3.1 IMPALCATO

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III.

La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

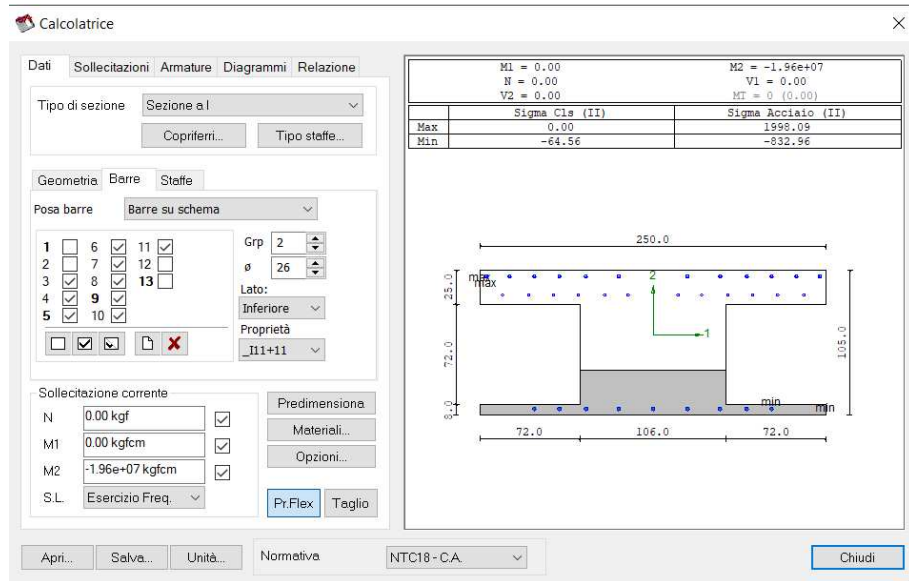
In particolare i limiti di apertura sono:

- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4$  mm
- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3$  mm

All'incastro il diametro  $\phi$  massimo delle barre è 24 mm mentre la spaziatura massima è circa 200 mm.

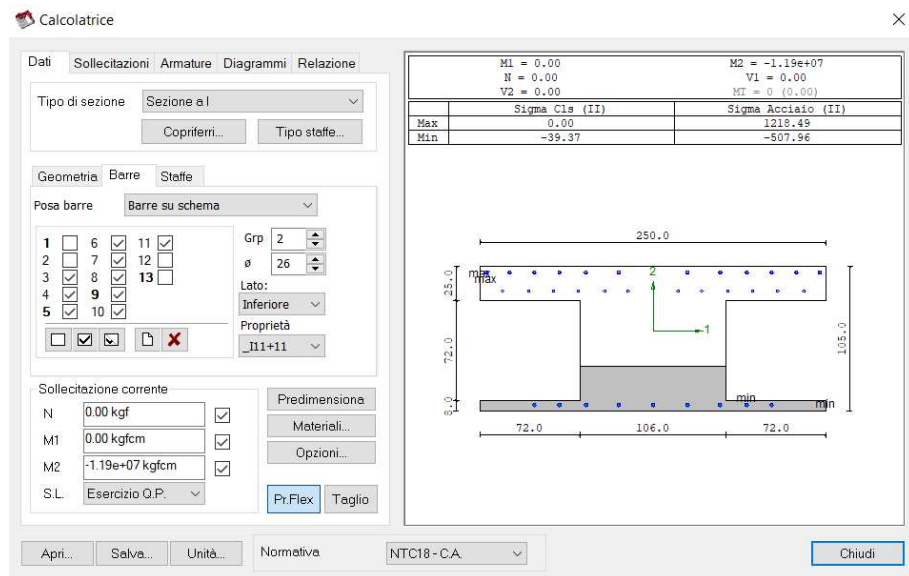
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1998,00 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

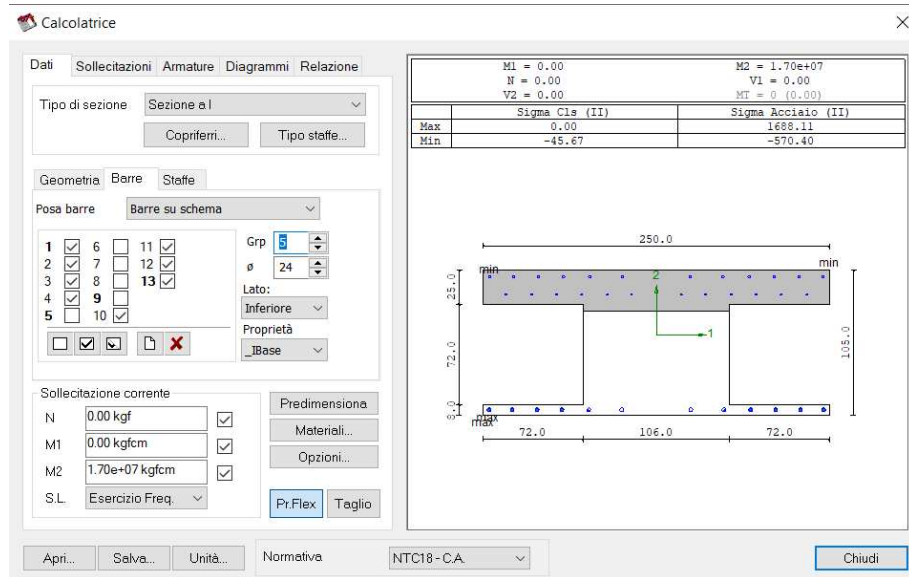


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1218,49 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

In campata il diametro  $\varnothing$  massimo delle barre è 26 mm mentre la spaziatura massima è circa 80 mm.

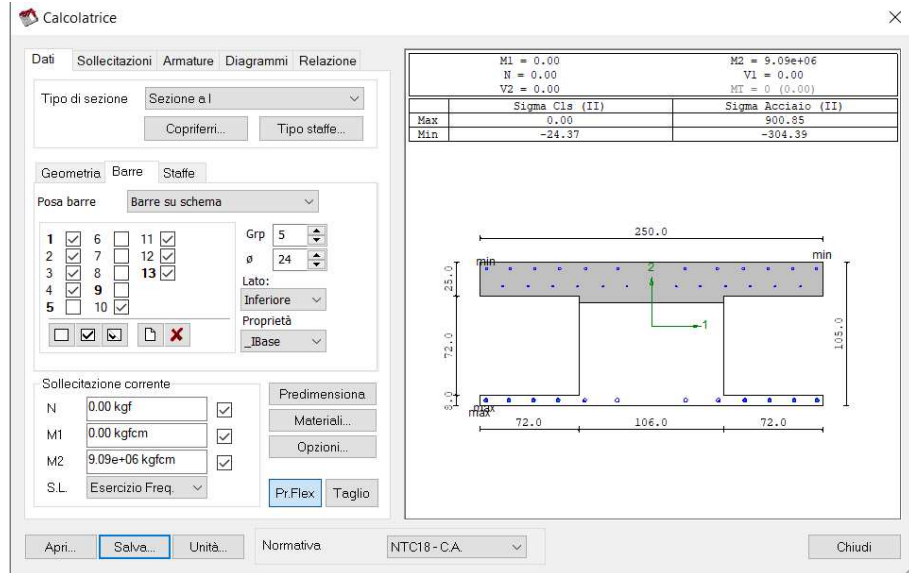
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi, essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1688,11 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : la verifica è soddisfatta.

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 1600 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 900,85 \frac{kg}{cm^2} \leq 1600 \frac{kg}{cm^2}$  : la verifica è soddisfatta.

### 12.3.2 TRAVERSI

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III.

La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

In particolare i limiti di apertura sono:

- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4$  mm
- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3$  mm

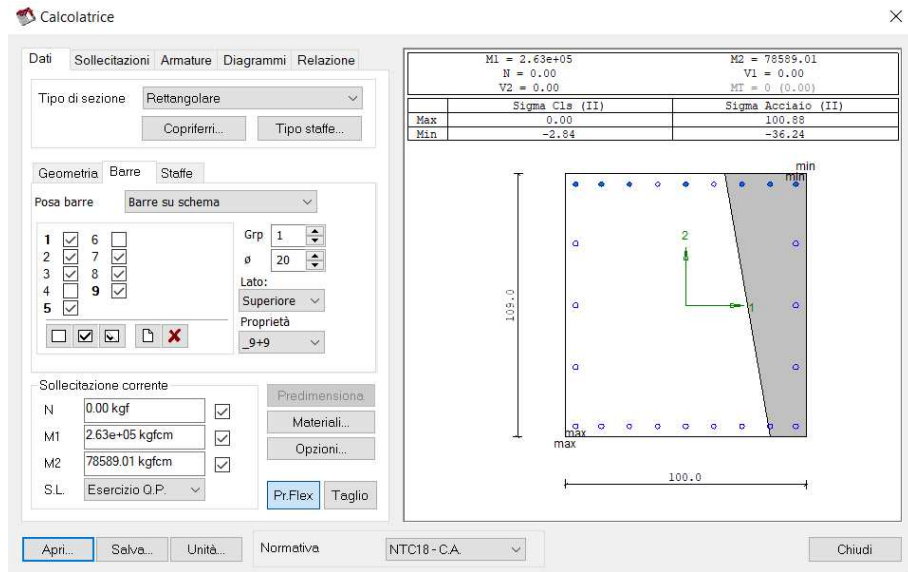
All'interno dei traversi il diametro massimo  $\phi_{max}$  è pari a 20 mm.  
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2400 \frac{kg}{cm^2}$

The screenshot shows a software interface for structural analysis. The left panel displays input data for a rectangular section with a width of 100.0 and a height of 109.0. The reinforcement consists of 9 bars (3 top, 6 bottom) with a diameter of 20 mm. The load data includes N = 0.00 kgf, M1 = 3.58e+05 kgfcm, M2 = 87823.72 kgfcm, and S.L. = Esercizio Freq. The right panel shows a stress distribution diagram with a maximum stress of 134.40 MPa and a minimum stress of -46.85 MPa. The diagram also shows a linear stress distribution across the width of the section.

La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 134,40 \frac{kg}{cm^2} \leq 2400 \frac{kg}{cm^2}$  : la verifica è soddisfatta.

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

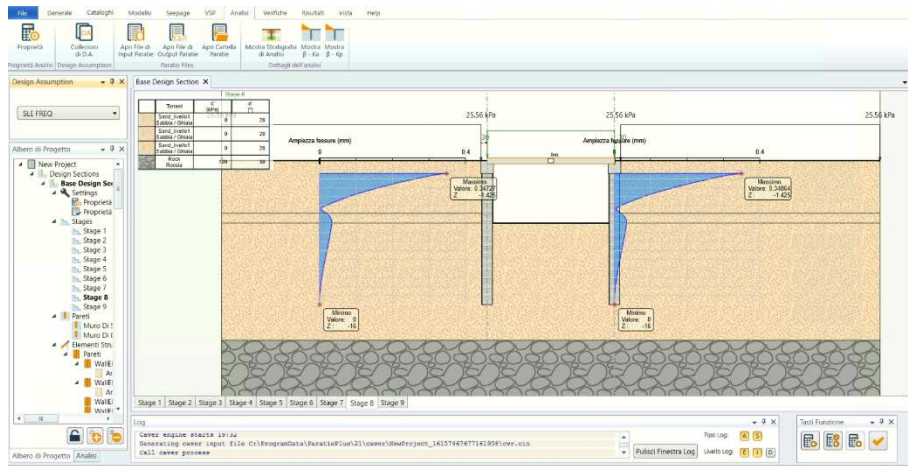


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 100,88 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

### 12.3.3 SPALLE

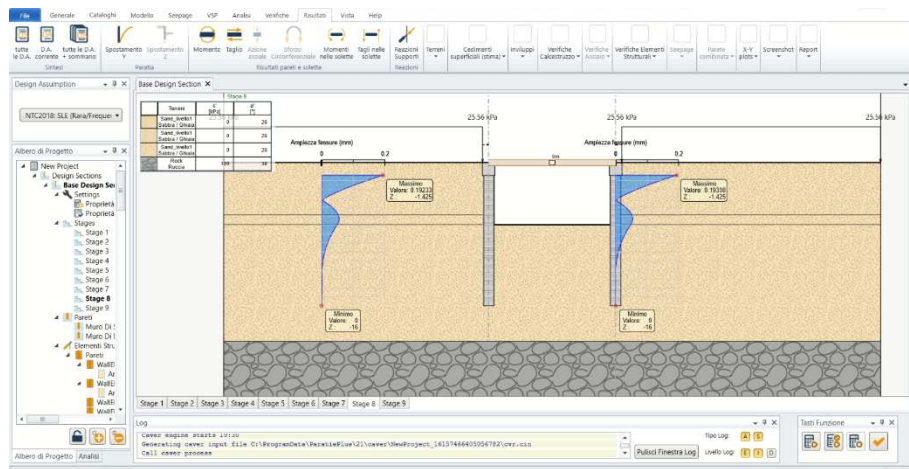
I limiti di apertura sono:

- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$



Il valore  $\Delta_{sm,freq} = 0,35 \text{ mm}$ . Esso è inferiore a 0,4 mm, limite data da normativa: **la verifica è soddisfatta.**

- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$



Il valore  $\Delta_{sm,qp} = 0,19 \text{ mm}$ . Esso è inferiore a 0,3 mm, limite data da normativa: **la verifica è soddisfatta.**

## 12.4 Verifiche allo stato limite di esercizio: valutazione dei cedimenti della palificata Sezione TIPO 2

Si riporta la valutazione dei cedimenti relativi alla palificata in esame.

In riferimento ai paragrafi 6.4.3.1 della NTC2018 e al paragrafo 7.6.2.1 dell'EC7, il calcolo dei cedimenti di un gruppo di pali può essere valutato assimilando la palificata ad una fondazione superficiale le cui dimensioni in pianta sono pari a quelle del perimetro della palificata.

La presenza di una struttura soprastante molto rigida permette ai carichi di distribuirsi in maniera uniforme sulla palificata: di conseguenza i cedimenti differenziali si considerano nulli.

Per la valutazione dei cedimenti in terreni stratificati si fa riferimento a Poulos e Davis (1974) e Timoshenko e Goodies (1951): non essendo in presenza di terreno vergine il valore del cedimento è stato calcolato considerando l'incremento di pressione conseguente alla costruzione dell'opera.

Il valore ottenuto è riportato nell'immagine seguente.

Stima dei cedimenti in terreni stratificati: Poulos e Davis (1974), Timoshenko e Goodies (1951)														
Dati di ingresso						Dati di uscita								
Carico	Larghezza	Profondita'	D prof.	phi	E	Ascissa	alfa	Poisson	Profondita'	Dz	Dx	Dy	Cedimento	Ced.tot
[Kg/cmq]	[m]	[m]	[m]	[°]	[Kg/cmq]	[m]	[Rad]	-	[m]	[Kg/cmq]	[Kg/cmq]	[Kg/cmq]	[mm]	[cm]
3.50	1.20	19.00	0.10	26	240	0.60	3.14	0.36	19.00	3.50	3.50	2.52	0.56	<b>1.47</b>
3.50	1.20	19.10	0.10	26	240	0.60	2.81	0.36	19.10	3.50	2.77	2.25	0.70	
3.50	1.20	19.20	0.10	26	240	0.60	2.50	0.36	19.20	3.45	2.12	2.00	0.82	
3.50	1.20	19.30	0.10	26	240	0.60	2.21	0.36	19.30	3.36	1.58	1.77	0.90	
3.50	1.20	19.40	0.10	26	240	0.60	1.97	0.36	19.40	3.22	1.16	1.58	0.93	
3.50	1.20	19.50	0.10	26	240	0.60	1.75	0.36	19.50	3.05	0.86	1.40	0.93	
3.50	1.20	19.60	0.10	26	240	0.60	1.57	0.36	19.60	2.87	0.64	1.26	0.91	
3.50	1.20	19.70	0.10	26	240	0.60	1.42	0.36	19.70	2.68	0.48	1.14	0.88	
3.50	1.20	19.80	0.10	26	240	0.60	1.29	0.36	19.80	2.50	0.36	1.03	0.83	
3.50	1.20	19.90	0.10	26	240	0.60	1.18	0.36	19.90	2.34	0.28	0.94	0.79	
3.50	1.20	20.00	0.10	26	240	0.60	1.08	0.36	20.00	2.19	0.22	0.87	0.75	
3.50	1.20	20.10	0.10	26	240	0.60	1.00	0.36	20.10	2.05	0.18	0.80	0.71	
3.50	1.20	20.20	0.10	26	240	0.60	0.93	0.36	20.20	1.93	0.14	0.74	0.67	
3.50	1.20	20.30	0.10	26	240	0.60	0.86	0.36	20.30	1.81	0.12	0.69	0.63	
3.50	1.20	20.40	0.10	26	240	0.60	0.81	0.36	20.40	1.71	0.10	0.65	0.60	
3.50	1.20	20.50	0.10	26	240	0.60	0.76	0.36	20.50	1.62	0.08	0.61	0.57	
3.50	1.20	20.60	0.10	26	240	0.60	0.72	0.36	20.60	1.53	0.07	0.57	0.54	
3.50	1.20	20.70	0.10	26	240	0.60	0.68	0.36	20.70	1.46	0.06	0.54	0.52	
3.50	1.20	20.80	0.10	26	240	0.60	0.64	0.36	20.80	1.39	0.05	0.52	0.49	
3.50	1.20	20.90	0.10	26	240	0.60	0.61	0.36	20.90	1.32	0.04	0.49	0.47	

Esso è accettabile e pari a 1,47 cm: **la verifica è soddisfatta.**

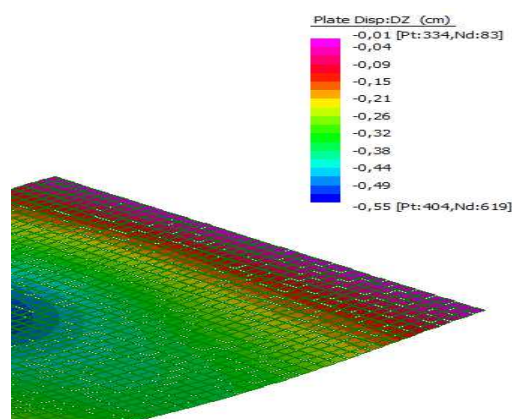
## 12.5 Verifiche allo stato limite di deformazione: Sezione TIPO 2

Le verifiche allo stato limite di deformazione verranno eseguite sulla soletta gettata in opera avente spessore sp. 20 cm.

Come riportato al capitolo 4 delle NTC2018, il limite per i solai è  $\frac{1}{250} \cdot l$ , dove  $l$  è la luce massima del solaio.

In dettaglio:

- $l = 14,26 \text{ m}$ ;
- $\delta_{max} = \frac{1}{250} \cdot l = \frac{1}{250} \cdot 1426 \text{ cm} = 5,70 \text{ cm}$ .



Il valore massimo di deformazione è pari a  $\delta_e = 0,55 \text{ cm}$ .

Esso è minore del limite definito precedentemente:  $\delta_e = 0,55 \text{ cm} < \delta_{max} = 5,70 \text{ cm}$ .

**La verifica è soddisfatta.**

## 12.6 Verifiche allo stato limite di fessurazione: Sezione TIPO 3

### 12.6.1 IMPALCATO

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III.

La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

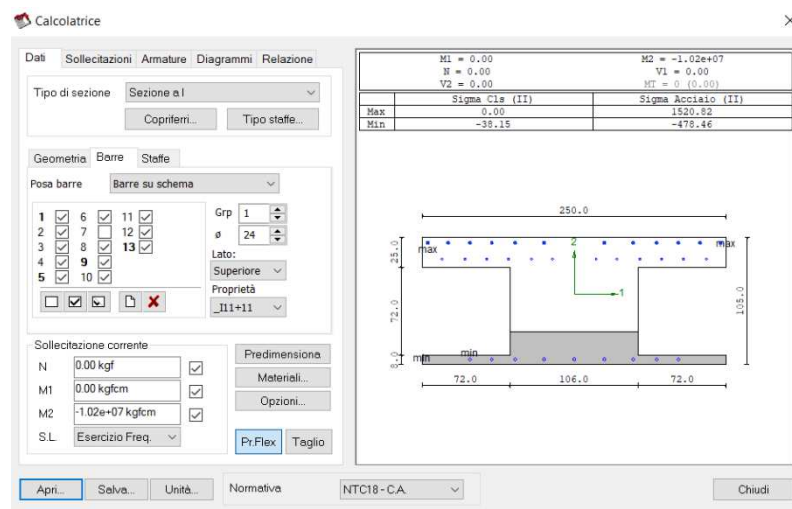
In particolare i limiti di apertura sono:

- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4$  mm
- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3$  mm

All'incastro il diametro  $\emptyset$  massimo delle barre è 24 mm mentre la spaziatura massima è circa 200 mm.

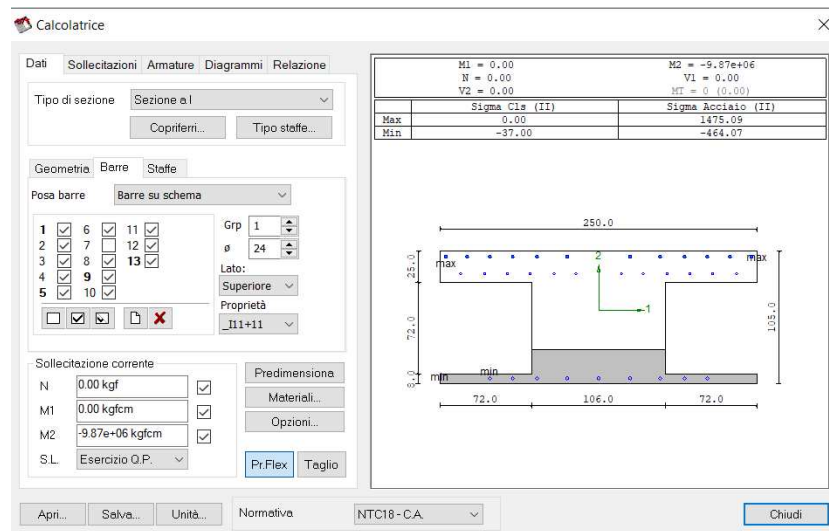
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1521,00 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$ : la verifica è soddisfatta.

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

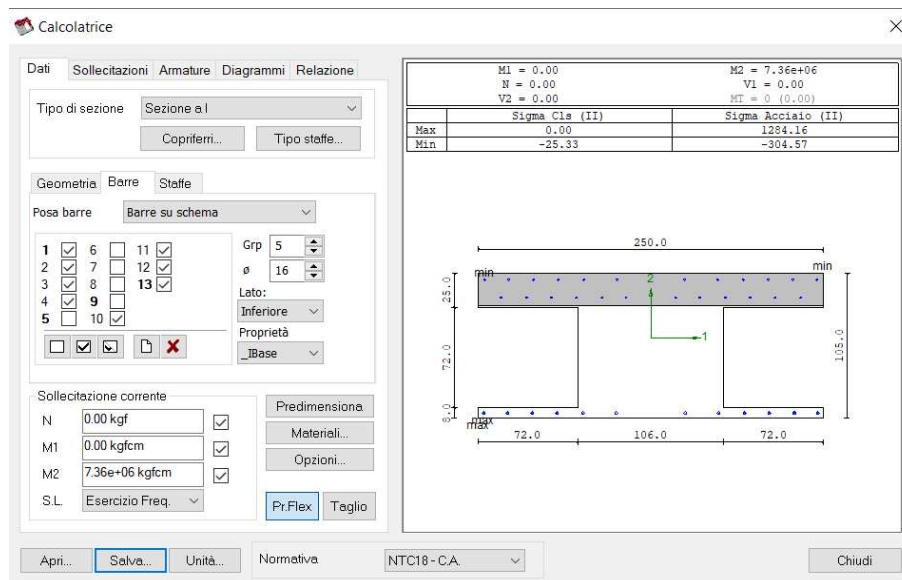


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1475,05 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

In campata il diametro  $\varnothing$  massimo delle barre è 20 mm mentre la spaziatura massima è circa 80 mm.

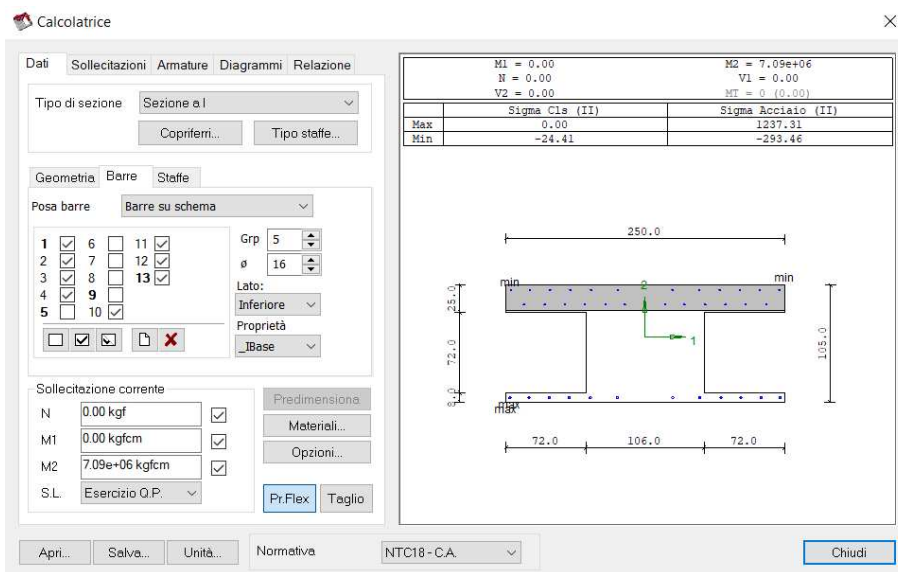
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi, essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2400 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1284,16 \frac{kg}{cm^2} \leq 2400 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

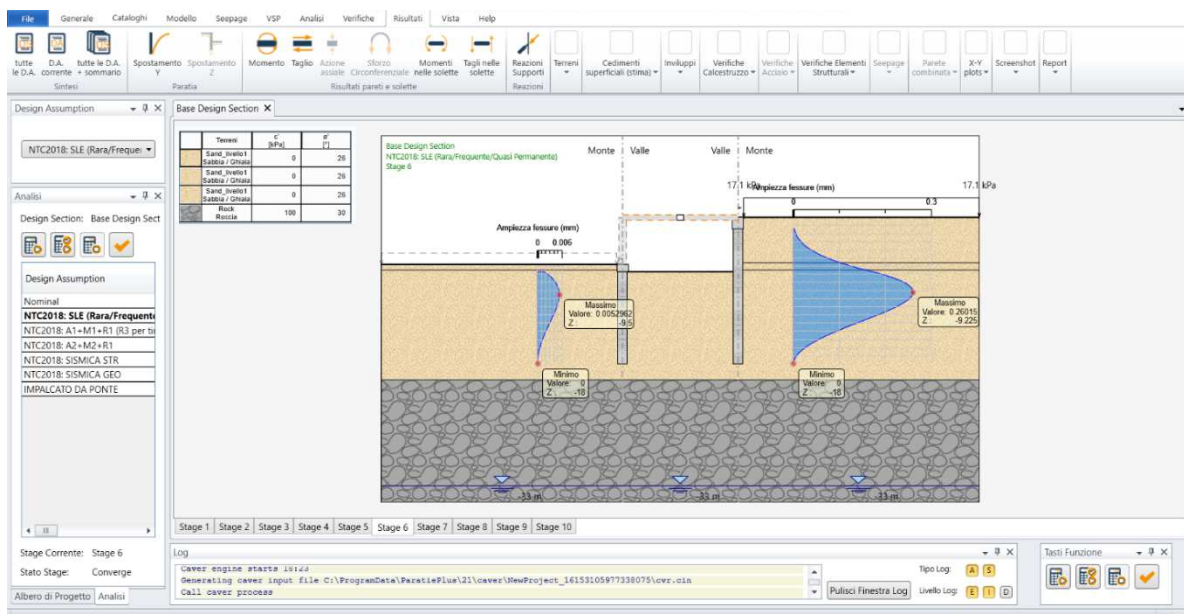


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 1237,31 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

### 12.6.2 SPALLE

I limiti di apertura sono:

- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$
- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$



Il valore massimo  $\Delta_{sm} = 0,26 \text{ mm}$ . Esso è inferiore ad entrambi i limiti dati da normativa: **la verifica è soddisfatta.**

### 12.6.3 PARETE FINESTRATA

i limiti di apertura sono:

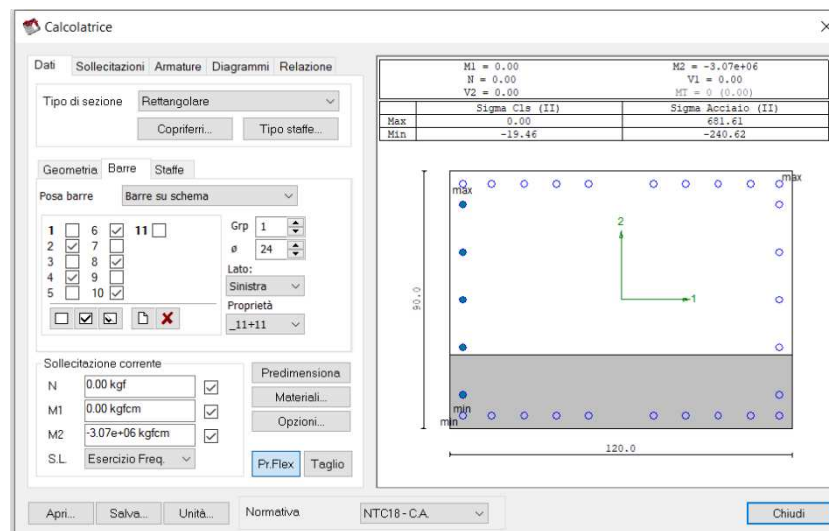
- c.c frequente:  $\leq w_3 = 0,4$  mm
- c.c quasi permanente:  $\leq w_2 = 0,3$  mm

- Architrave

Il diametro  $\varnothing$  massimo delle barre è 24 mm mentre la spaziatura massima è circa 117 mm.

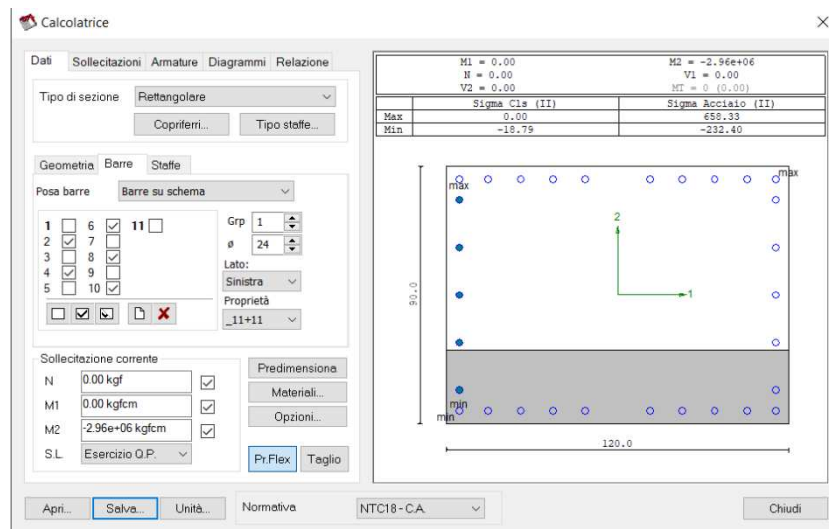
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi, essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 681,61 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$ : **la verifica è soddisfatta.**

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

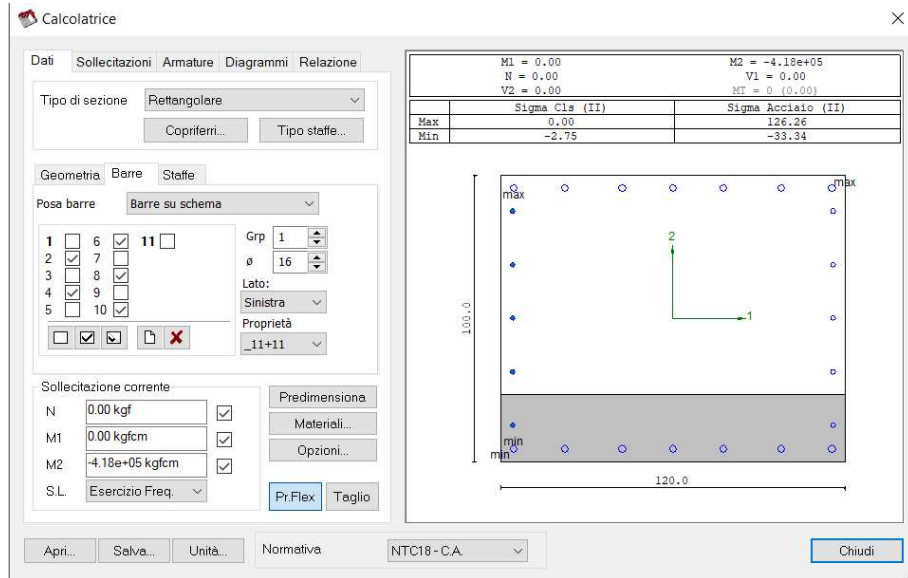


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 658,33 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$ : **la verifica è soddisfatta.**

- Parapetto

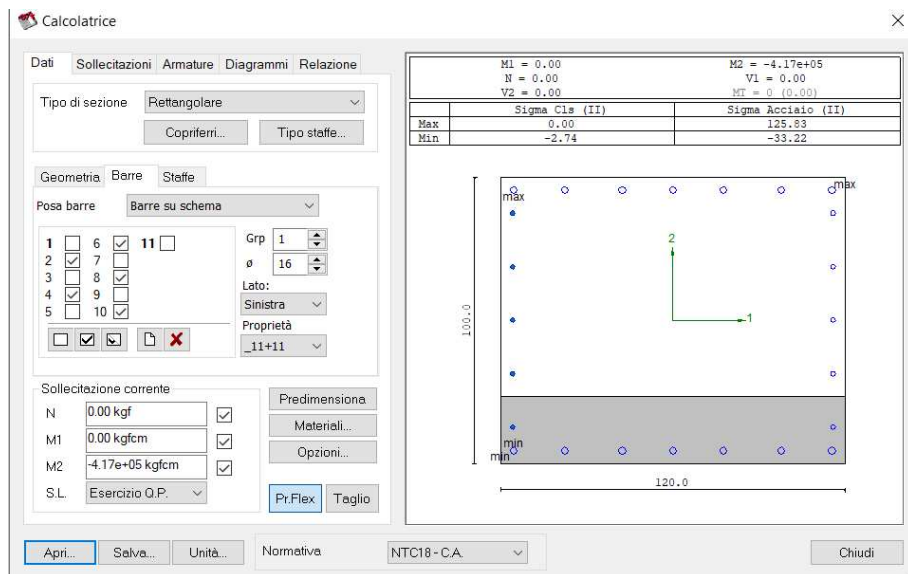
Il diametro  $\varnothing$  massimo delle barre è 24 mm mentre la spaziatura massima è circa 175 mm.  
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi, essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 126,26 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : la verifica è soddisfatta.

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$

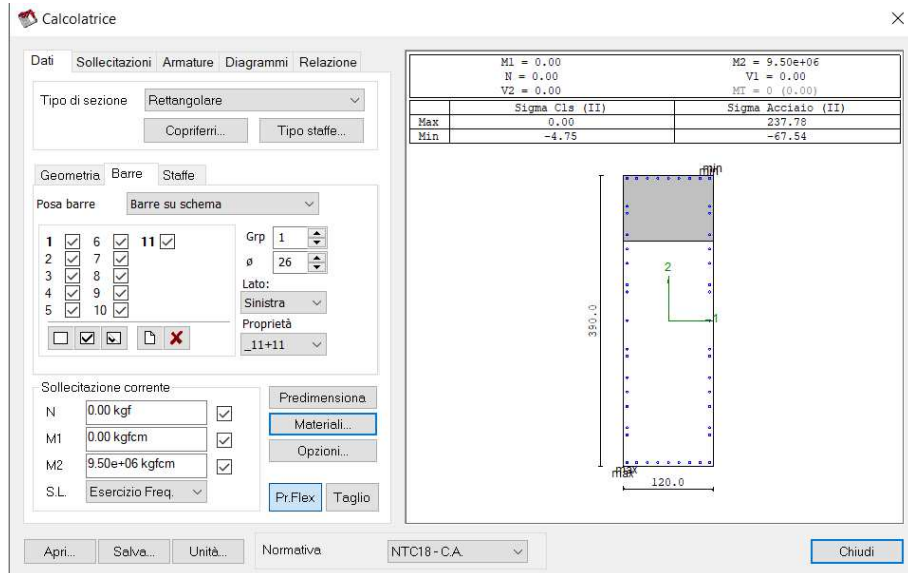


La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 125,83 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : la verifica è soddisfatta.

- Parete

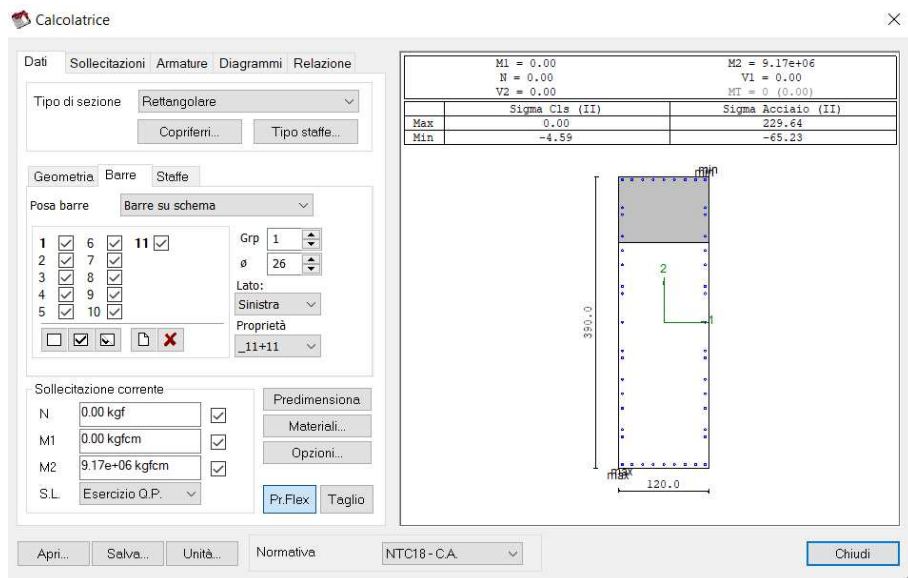
Il diametro  $\varnothing$  massimo delle barre è 26 mm mentre la spaziatura massima è circa 200 mm.  
La tensione nell'acciaio  $\sigma_s$  non deve, quindi, essere superiore a:

- c.c frequente:  $\sigma_s \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 237,78 \frac{kg}{cm^2} \leq 2000 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

- c.c quasi permanente:  $\sigma_s \leq 1600 \frac{kg}{cm^2}$



La tensione massima è pari a  $\sigma_s = 229,64 \frac{kg}{cm^2} \leq 1600 \frac{kg}{cm^2}$  : **la verifica è soddisfatta.**

## 12.7 Verifiche allo stato limite di esercizio: valutazione dei cedimenti della palificata Sezione TIPO 3

Si riporta la valutazione dei cedimenti relativi alla palificata in esame.

In riferimento ai paragrafi 6.4.3.1 della NTC2018 e al paragrafo 7.6.2.1 dell'EC7, il calcolo dei cedimenti di un gruppo di pali può essere valutato assimilando la palificata ad una fondazione superficiale le cui dimensioni in pianta sono pari a quelle del perimetro della palificata.

La presenza di una struttura soprastante molto rigida permette ai carichi di distribuirsi in maniera uniforme sulla palificata: di conseguenza i cedimenti differenziali si considerano nulli.

Per la valutazione dei cedimenti in terreni stratificati si fa riferimento a Poulos e Davis (1974) e Timoshenko e Goodies (1951): non essendo in presenza di terreno vergine il valore del cedimento è stato calcolato considerando l'incremento di pressione conseguente alla costruzione dell'opera.

I valori ottenuti sono riportati nelle immagini seguenti:

- $H = 13 \text{ m}$

Stima dei cedimenti in terreni stratificati: Poulos e Davis (1974), Timoshenko e Goodies (1951)														
Carico [Kg/cmq]	Dati di ingresso					Dati di uscita								
	Larghezza [m]	Profondità [m]	D prof. [m]	phi [°]	E [Kg/cmq]	Ascissa [m]	alfa [Rad]	Poisson -	Profondità [m]	Dz [Kg/cmq]	Dx [Kg/cmq]	Dy [Kg/cmq]	Cedimento [mm]	Ced.tot [cm]
2.00	1.20	20.80	0.10	26	240	0.60	3.14	0.36	20.80	2.00	2.00	1.44	0.32	0.84
2.00	1.20	20.90	0.10	26	240	0.60	2.81	0.36	20.90	2.00	1.58	1.29	0.40	
2.00	1.20	21.00	0.10	26	240	0.60	2.50	0.36	21.00	1.97	1.21	1.14	0.47	
2.00	1.20	21.10	0.10	26	240	0.60	2.21	0.36	21.10	1.92	0.99	1.01	0.51	
2.00	1.20	21.20	0.10	26	240	0.60	1.97	0.36	21.20	1.84	0.66	0.90	0.53	
2.00	1.20	21.30	0.10	26	240	0.60	1.75	0.36	21.30	1.74	0.49	0.80	0.53	
2.00	1.20	21.40	0.10	26	240	0.60	1.57	0.36	21.40	1.64	0.36	0.72	0.52	
2.00	1.20	21.50	0.10	26	240	0.60	1.42	0.36	21.50	1.53	0.27	0.65	0.50	
2.00	1.20	21.60	0.10	26	240	0.60	1.29	0.36	21.60	1.43	0.21	0.59	0.48	
2.00	1.20	21.70	0.10	26	240	0.60	1.18	0.36	21.70	1.34	0.16	0.54	0.45	
2.00	1.20	21.80	0.10	26	240	0.60	1.08	0.36	21.80	1.25	0.13	0.49	0.43	
2.00	1.20	21.90	0.10	26	240	0.60	1.00	0.36	21.90	1.17	0.10	0.46	0.40	
2.00	1.20	22.00	0.10	26	240	0.60	0.93	0.36	22.00	1.10	0.08	0.42	0.38	
2.00	1.20	22.10	0.10	26	240	0.60	0.86	0.36	22.10	1.04	0.07	0.40	0.36	
2.00	1.20	22.20	0.10	26	240	0.60	0.81	0.36	22.20	0.98	0.05	0.37	0.34	
2.00	1.20	22.30	0.10	26	240	0.60	0.76	0.36	22.30	0.92	0.05	0.35	0.33	
2.00	1.20	22.40	0.10	26	240	0.60	0.72	0.36	22.40	0.88	0.04	0.33	0.31	
2.00	1.20	22.50	0.10	26	240	0.60	0.68	0.36	22.50	0.83	0.03	0.31	0.30	
2.00	1.20	22.60	0.10	26	240	0.60	0.64	0.36	22.60	0.79	0.03	0.29	0.28	
2.00	1.20	22.70	0.10	26	240	0.60	0.61	0.36	22.70	0.76	0.02	0.28	0.27	

Esso è accettabile e pari a 0,84 cm: **la verifica è soddisfatta.**

- $H = 18 \text{ m}$

Stima dei cedimenti in terreni stratificati: Poulos e Davis (1974), Timoshenko e Goodies (1951)														
Carico [Kg/cmq]	Dati di ingresso					Dati di uscita								
	Larghezza [m]	Profondità [m]	D prof. [m]	phi [°]	E [Kg/cmq]	Ascissa [m]	alfa [Rad]	Poisson -	Profondità [m]	Dz [Kg/cmq]	Dx [Kg/cmq]	Dy [Kg/cmq]	Cedimento [mm]	Ced.tot [cm]
1.30	1.20	20.30	0.10	26	240	0.60	3.14	0.36	20.30	1.30	1.30	0.93	0.21	0.54
1.30	1.20	20.40	0.10	26	240	0.60	2.81	0.36	20.40	1.30	1.03	0.84	0.26	
1.30	1.20	20.50	0.10	26	240	0.60	2.50	0.36	20.50	1.28	0.79	0.74	0.31	
1.30	1.20	20.60	0.10	26	240	0.60	2.21	0.36	20.60	1.25	0.59	0.66	0.33	
1.30	1.20	20.70	0.10	26	240	0.60	1.97	0.36	20.70	1.20	0.43	0.59	0.35	
1.30	1.20	20.80	0.10	26	240	0.60	1.75	0.36	20.80	1.13	0.32	0.52	0.35	
1.30	1.20	20.90	0.10	26	240	0.60	1.57	0.36	20.90	1.06	0.24	0.47	0.34	
1.30	1.20	21.00	0.10	26	240	0.60	1.42	0.36	21.00	1.00	0.18	0.42	0.33	
1.30	1.20	21.10	0.10	26	240	0.60	1.29	0.36	21.10	0.93	0.14	0.38	0.31	
1.30	1.20	21.20	0.10	26	240	0.60	1.18	0.36	21.20	0.87	0.10	0.35	0.29	
1.30	1.20	21.30	0.10	26	240	0.60	1.08	0.36	21.30	0.81	0.08	0.32	0.28	
1.30	1.20	21.40	0.10	26	240	0.60	1.00	0.36	21.40	0.76	0.07	0.30	0.26	
1.30	1.20	21.50	0.10	26	240	0.60	0.93	0.36	21.50	0.72	0.05	0.28	0.25	
1.30	1.20	21.60	0.10	26	240	0.60	0.86	0.36	21.60	0.67	0.04	0.26	0.24	
1.30	1.20	21.70	0.10	26	240	0.60	0.81	0.36	21.70	0.64	0.04	0.24	0.22	
1.30	1.20	21.80	0.10	26	240	0.60	0.76	0.36	21.80	0.60	0.03	0.23	0.21	
1.30	1.20	21.90	0.10	26	240	0.60	0.72	0.36	21.90	0.57	0.02	0.21	0.20	
1.30	1.20	22.00	0.10	26	240	0.60	0.68	0.36	22.00	0.54	0.02	0.20	0.19	
1.30	1.20	22.10	0.10	26	240	0.60	0.64	0.36	22.10	0.51	0.02	0.19	0.18	
1.30	1.20	22.20	0.10	26	240	0.60	0.61	0.36	22.20	0.49	0.02	0.18	0.17	

Esso è accettabile e pari a 0,84 cm: **la verifica è soddisfatta.**

## 13. MURI DI CONTRORIPA: ANALISI DEI CARICHI

### 13.1 Analisi dei carichi

Nel seguito vengono riassunte le condizioni di carico elementari considerate per la successiva definizione delle combinazioni di carico e il dimensionamento degli elementi strutturali.

- Permanenti strutturali: **PESO PROPRIO (G<sub>1</sub>)**
- Permanenti non strutturali: **SPINTA LATERALE DEL TERRENO G<sub>3</sub>**

Le azioni corrispondenti alla spinta laterale generata dal terreno risultano pari a:

$$G_3 = K_0 \cdot \gamma \cdot H$$

Dove:

- $K_0$  = coefficiente di spinta a riposo;
- $\gamma$  = peso del volume di terreno pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>;
- $H$  = altezza del muro di controripa.

- **AZIONI VARIABILI q**

E' stata considerata un carico variabile pari a  $q = 500 \frac{kg}{m^2}$ .

- **AZIONE SISMICA**

Come accennato al paragrafo 4.1 le azioni di tipo sismico agenti sul nuovo muro di sostegno sono valutate mediante analisi pseudostatica, come previsto al paragrafo 7.11.6.2.1.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ .

Per le verifiche allo SLU i due coefficienti possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

Dove:

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ( $\beta_m = 1$  per muri a scorrimento impedito);
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito  
$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$
- $g$  = accelerazione di gravità.

In particolare per la sezione analizzata si ha:

Verifica a SCORRIMENTO						
$a_g$ [g]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]	$\beta_m$	$k_h$	$k_v$
0,087	1,50	1,00	0,131	0,38	0,050	$\pm 0,025$

Verifica a RIBALTAMENTO						
$a_g$ [g]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]	$\beta_m$	$k_h$	$k_v$
0,087	1,50	1,00	0,131	0,57	0,074	$\pm 0,037$

## 13.2 Combinazioni di carico

### *Combinazioni di carico considerate agli S.L.U.*

$$\text{c.c. 01: } \gamma_{G1} (G_{k1} + G_{k3})$$

$$F_d = 1,3 * (G_1 + G_3)$$

$$\text{c.c. 02: } \gamma_{G1} (G_{k1} + G_{k3}) + \gamma_Q Q_{K1}$$

$$F_d = 1,3 * (G_1 + G_3) + 1,5 * q$$

### *Combinazioni di carico considerate agli S.L.S.*

$$\text{c.c. 10 rara: } G_{k1} + G_{k3}$$

$$F_d = G_1 + G_3$$

$$\text{c.c. 11 rara: } G_{k1} + G_{k3} + Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + q$$

$$\text{c.c. 12 frequente: } G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{11} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + 0,5 * q$$

$$\text{c.c. 13 quasi permanente: } G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + 0,3 * q$$

### *Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.V.*

$$\text{c.c. 20 : } G_{k1} + G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 \pm E_x + 0,3 * q$$

### *Combinazioni di carico considerate per il sisma agli S.L.D.*

$$\text{c.c. 20 : } G_{k1} + G_{k2} \pm E_x + \Psi_{21} Q_{K1}$$

$$F_d = G_1 + G_2 \pm E_x + 0,3 * q$$

## 14. MURI DI CONTRORIPA: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

### 14.1 SLU e SLV: verifiche a ribaltamento e scorrimento

Si riportano in seguito le verifiche allo stato limite di ribaltamento e stato limite di scorrimento sul piano di posa delle sezioni tipiche dei muri previste e presentate nei paragrafi precedenti.

Esse sono svolte, in riferimento a quanto previsto al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, per le azioni di tipo statico agli SLU e valutate in riferimento al paragrafo 7.11.6.2.1 mediante analisi pseudostatica basata sui metodi dell'equilibrio limite per le azioni sismiche agli SLV.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ .

### 14.1.1 Sezione muro a mensola altezza variabile da 5,0 a 7,0 m

- H = 7,0 m: Stato Limite Ultimo (SLU)

MURO CONTROTERRA NON VINCOLATO - PROGETTO SLU - SEZ. TIPO - H= 7,0 m					
DATI GEOMETRICI			VALORI CARATTERISTICI		
PARAMETRI GEOLOGICI E AZIONI					
h	7,00 [m]		$\gamma_{sk} = \gamma_{sk}$	1.800 [kg/m <sup>3</sup> ]	
h <sub>1</sub>	0,90 [m]		$\phi'_k$	26,0 [deg]	
h <sub>2</sub>	0,80 [m]		$\phi''_k$	0,45 [rad]	
b <sub>1</sub>	0,65 [m]		$\delta'_k$	17,3 [deg]	
b <sub>2</sub>	0,65 [m]		$\delta''_k$	0,30 [rad]	
b <sub>3</sub>	0,50 [m]		$\gamma_{bk}$	2.500 [kg/m <sup>3</sup> ]	
b <sub>4</sub>	3,35 [m]		$q_k$	500 [kg/m <sup>2</sup> ]	
$\beta$	0,0 [deg]		$\psi_k$	90,0 [deg]	
$\beta$	0,00 [rad]		$\psi_k$	1,57 [rad]	
B	4,50 [m]				
H <sub>spinta, muro</sub>	7,00 [m]				
H <sub>spinta, muro-fondazione</sub>	7,80 [m]				
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E PASSIVA			COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI		
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)		M1	M2
$\phi'_k$	0,45	0,37	$\phi$	1,00	1,25
$\beta$	0,00	0,00	coesione efficace	1,00	1,25
$\delta'_k$	0,30	0,24	Cu	1,00	1,40
$\psi_k$	1,57	1,57	$\gamma_t$	1,00	1,00
K <sub>a</sub>	0,35	0,42			
K <sub>p</sub>	2,56	2,14			
CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL PESO DEL MURO E DEL TERRENO					
	Area [m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Wl [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]
N <sub>1</sub>	0,92	2.500	2.300	0,58	1.323
N <sub>2</sub>	2,68	2.500	6.700	2,83	18.928
N <sub>3</sub>	0,00	2.500	0	0,50	0
N <sub>4</sub>	4,55	2.500	11.375	0,83	9.384
N <sub>5</sub>	23,45	1.800	42.210	2,83	119.243
N <sub>6</sub>	0,00	1.800	0	3,38	0
N <sub>7</sub>	0,05	1.800	90	0,25	23
N <sub>8</sub>	3,35	500	1.675	2,83	4.732
N <sub>9</sub>		0	0	0,83	0
TOTALE			64.350		153.632
CALCOLO DELLE SPINTE SUL SISTEMA MURO-FONDAZIONE					
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)			
S <sub>a</sub> ( $\gamma_s$ )	19.007	22.806	[kg]		
S <sub>a</sub> ( $\gamma_s$ ) <sub>h</sub>	18.144	22.127	[kg]		
S <sub>a</sub> ( $\gamma_s$ ) <sub>v</sub>	5.663	5.525	[kg]		
S <sub>a</sub> ( $q_k$ )	1.354	1.624	[kg]		
S <sub>a</sub> ( $q_k$ ) <sub>h</sub>	1.292	1.576	[kg]		
S <sub>a</sub> ( $q_k$ ) <sub>v</sub>	403	393	[kg]		
S <sub>s</sub> ( $\gamma_s$ ) <sub>h</sub>	1.867	1.562	[kg]		
STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO (EQU + M2 + R-1)					
Perm. Favorevole	0,9	M <sub>sp, (q<sub>k</sub>)<sub>h</sub></sub>	1,5	6.146	9.220 [kg*m/m]
Perm. Sfavorevole	1,1	M <sub>sp, (q<sub>k</sub>)<sub>v</sub></sub>	1,5	-1.771	-2.656 [kg*m/m]
Perm. non str Favorevole	0,0	M <sub>sp, (γ<sub>s</sub>)<sub>h</sub></sub>	1,1	57.530	63.283 [kg*m/m]
Perm. non str Sfavorevole	1,5	M <sub>sp, (γ<sub>s</sub>)<sub>v</sub></sub>	1,1	-24.861	-27.347 [kg*m/m]
Variabili Favorevole	0,0	M <sub>stab, TOT (E<sub>d</sub>)</sub>			42.499 [kg*m/m]
Variabili Sfavorevole	1,5				
$\gamma_{ts}$	1,0	M <sub>stab, TOT (R<sub>d</sub>)</sub>	0,9	153.632	138.269 [kg*m/m]
Coefficienti parziali R3	$\gamma_{Rd}$				
Ribaltamento	1,15				
		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> > 1			2,83 Verificato
STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)					
Coefficienti parziali per le azioni A1					
Perm. Favorevole	1,0	S <sub>stab, TOT (E<sub>d</sub>)</sub>	1,3	18.144	23.588 [kg]
Perm. Sfavorevole	1,3		1,5	1.292	1.938 [kg]
					25.526 [kg]
Perm. non str Favorevole	0,8				
Perm. non str Sfavorevole	1,5				
Variabili Favorevole	0,0				valori caratteristici (M1)
Variabili Sfavorevole	1,5	$\delta'_{k, Fondazione/Terreno}$			26,0 [deg]
		$\delta''_{k, Fondazione/Terreno}$			0,45 [rad]
Coefficienti parziali R3	$\gamma_{Rd}$	c'			0,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Capacità portante fondaz	1,40	Coeff. Riduzione K <sub>p</sub>			0,5
Scorrimento	1,10				
Resistenza del terreno a	1,40	S <sub>stab, TOT (R<sub>d</sub>)</sub>	1,0	64.350	31.386 [kg]
			1,3	5.663	3.591 [kg]
			1,5	403	295 [kg]
			1,0	0	0 [kg]
			1,0	934	934 [kg]
					36.205 [kg]
		R <sub>d</sub> /γ <sub>s</sub> /E <sub>d</sub> > 1			1,29 Verificato



### 14.1.2 Sezione muro a mensola altezza variabile da 2,0 a 5,0 m

- H = 5,0 m: Stato Limite Ultimo (SLU)

MURO CONTROTERRA NON VINCOLATO - PROGETTO SLU - SEZ. TIPO - H= 5,0 m					
DATI GEOMETRICI			VALORI CARATTERISTICI		
h	5,00	[m]	PARAMETRI GEOLOGICI E AZIONI		
h <sub>1</sub>	0,60	[m]	γ <sub>te</sub> = γ <sub>kt</sub>	1,800	[kg/m <sup>3</sup> ]
h <sub>2</sub>	0,50	[m]	φ <sub>k</sub>	26,0	[deg]
b <sub>1</sub>	0,40	[m]	φ' <sub>k</sub>	0,45	[rad]
b <sub>2</sub>	0,40	[m]	δ <sub>k</sub>	17,3	[deg]
b <sub>3</sub>	0,50	[m]	δ <sub>k</sub>	0,30	[rad]
b <sub>4</sub>	2,50	[m]	γ <sub>bk</sub>	2,500	[kg/m <sup>3</sup> ]
β	0,0	[deg]	q <sub>k</sub>	500	[kg/m <sup>2</sup> ]
β	0,00	[rad]	ψ <sub>k</sub>	90,0	[deg]
B	3,40	[m]	ψ <sub>k</sub>	1,57	[rad]
H <sub>spinta, muro</sub>	5,00	[m]			
H <sub>spinta, muro-fondazione</sub>	5,50	[m]			
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E PASSIVA			COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI		
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)		M1	M2
φ <sub>k</sub>	0,45	0,37	φ	1,00	1,25
β	0,00	0,00	coesione efficace	1,00	1,25
δ <sub>k</sub>	0,30	0,24	Cu	1,00	1,40
ψ <sub>k</sub>	1,57	1,57	γ <sub>t</sub>	1,00	1,00
K <sub>a</sub>	0,35	0,42			
K <sub>p</sub>	2,56	2,14			
CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL PESO DEL MURO E DEL TERRENO					
	Area [m <sup>2</sup> ]	γ [kg/m <sup>3</sup> ]	Wi [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]
N <sub>1</sub>	0,45	2,500	1,125	0,45	506
N <sub>2</sub>	1,25	2,500	3,125	2,15	6.719
N <sub>3</sub>	0,00	2,500	0	0,50	0
N <sub>4</sub>	2,00	2,500	5,000	0,70	3.500
N <sub>5</sub>	12,50	1,800	22.500	2,15	48.375
N <sub>6</sub>	0,00	1,800	0	2,57	0
N <sub>7</sub>	0,05	1,800	90	0,25	23
N <sub>8</sub>	2,50	500	1.250	2,15	2.688
N <sub>9</sub>		0	0	0,70	0
TOTALE			33.090		61.810
CALCOLO DELLE SPINTE SUL SISTEMA MURO-FONDAZIONE					
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)			
S <sub>a</sub> (γ <sub>k</sub> )	9.451	11.339	[kg]		
S <sub>a</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	9.021	11.002	[kg]		
S <sub>a</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	2.816	2.747	[kg]		
S <sub>a</sub> (q <sub>k</sub> )	955	1.145	[kg]		
S <sub>a</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	911	1.111	[kg]		
S <sub>a</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	284	277	[kg]		
S <sub>p</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	830	694	[kg]		
STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO (EQU + M2 + R=1)					
Perm. Favorevole	0,9	M <sub>te</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	1,5	3.056	4.584 [kg*m/m]
Perm. Sfavorevole	1,1	M <sub>te</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	1,5	-943	-1.415 [kg*m/m]
Perm. non str Favorevole	0,0	M <sub>te</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	1,1	20.170	22.187 [kg*m/m]
Perm. non str Sfavorevole	1,5	M <sub>te</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	1,1	-9.340	-10.274 [kg*m/m]
Variabili Favorevole	0,0	M <sub>te,TOT</sub> (E <sub>d</sub> )			15.082 [kg*m/m]
Variabili Sfavorevole	1,5				
γ <sub>t</sub>	1,0	M <sub>stab,TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	0,9	61.810	55.629 [kg*m/m]
Coefficienti parziali R3	γ <sub>t</sub>				
Ribaltamento	1,15				
		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> > 1			3,21 Verificato
STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)					
Coefficienti parziali per le azioni A1					
Perm. Favorevole	1,0	S <sub>ib,TOT</sub> (E <sub>d</sub> )	1,3	9.021	11.728 [kg]
Perm. Sfavorevole	1,3		1,5	911	1.367 [kg]
					13.095 [kg]
Perm. non str Favorevole	0,8				
Perm. non str Sfavorevole	1,5				
Variabili Favorevole	0,0				valori caratteristici (M1)
Variabili Sfavorevole	1,5	δ <sub>k,Fondazione/Terreno</sub>			26,0 [deg]
		δ <sub>k,Fondazione/Terreno</sub>			0,45 [rad]
Coefficienti parziali R3	γ <sub>t</sub>	c'			0,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Cpacità portante fondaz	1,40	Coeff. Riduzione K <sub>p</sub>			0,5
Scorrimento	1,10				
Resistenza del terreno a	1,40	S <sub>stab,TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	1,0	33.090	16.139 [kg]
			1,3	2.816	1.785
			1,5	284	208
			1,0	0	0
			1,0	415	415
					18.547
					(R <sub>d</sub> /γ <sub>t</sub> )/E <sub>d</sub> > 1
					1,29 Verificato



- H = 3,0 m: Stato Limite Ultimo (SLU)

MURO CONTROTERRA NON VINCOLATO - PROGETTO SLU - SEZ. TIPO - H= 3,0 m						
DATI GEOMETRICI			VALORI CARATTERISTICI			
h	3,00	[m]	PARAMETRI GEOLOGICI E AZIONI			
h <sub>1</sub>	0,50	[m]	γ <sub>te</sub> = γ <sub>kt</sub>	1,800	[kg/m <sup>3</sup> ]	
h <sub>2</sub>	0,40	[m]	φ' <sub>k</sub>	26,0	[deg]	
b <sub>1</sub>	0,30	[m]	φ <sub>k</sub>	0,45	[rad]	
b <sub>2</sub>	0,30	[m]	δ <sub>k</sub>	17,3	[deg]	
b <sub>2</sub>	0,50	[m]	δ <sub>k</sub>	0,30	[rad]	
b <sub>4</sub>	1,50	[m]	γ <sub>sk</sub>	2,500	[kg/m <sup>3</sup> ]	
β	0,0	[deg]	q <sub>k</sub>	500	[kg/m <sup>2</sup> ]	
β	0,00	[rad]	ψ <sub>k</sub>	90,0	[deg]	
B	2,30	[m]	ψ <sub>k</sub>	1,57	[rad]	
H <sub>spinta, muro</sub>	3,00	[m]				
H <sub>spinta, muro+fondazione</sub>	3,40	[m]				
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E PASSIVA			COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI			
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)		M1	M2	
φ' <sub>k</sub>	0,45	0,37	φ	1,00	1,25	
β	0,00	0,00	coesione efficace	1,00	1,25	
δ <sub>k</sub>	0,30	0,24	Cu	1,00	1,40	
ψ <sub>k</sub>	1,57	1,57	γ <sub>t</sub>	1,00	1,00	
K <sub>a</sub>	0,35	0,42				
K <sub>p</sub>	2,56	2,14				
CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL PESO DEL MURO E DEL TERRENO						
	Area [m <sup>2</sup> ]	γ [kg/m <sup>3</sup> ]	Wi [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]	
N <sub>1</sub>	0,32	2,500	800	0,40	320	
N <sub>2</sub>	0,60	2,500	1,500	1,55	2,325	
N <sub>3</sub>	0,00	2,500	0	0,50	0	
N <sub>4</sub>	0,90	2,500	2,250	0,65	1,463	
N <sub>5</sub>	4,50	1,800	8,100	1,55	12,555	
N <sub>6</sub>	0,00	1,800	0	1,80	0	
N <sub>7</sub>	0,05	1,800	90	0,25	23	
N <sub>8</sub>	1,50	500	750	1,55	1,163	
N <sub>9</sub>		0	0	0,65	0	
TOTALE			13,490		17,848	
CALCOLO DELLE SPINTE SUL SISTEMA MURO+FONDAZIONE						
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)				
S <sub>a</sub> (γ)	3,612	4,333	[kg]			
S <sub>a</sub> (γ) <sub>h</sub>	3,448	4,204	[kg]			
S <sub>a</sub> (γ) <sub>v</sub>	1,076	1,050	[kg]			
S <sub>a</sub> (q)	590	708	[kg]			
S <sub>a</sub> (q) <sub>h</sub>	563	687	[kg]			
S <sub>a</sub> (q) <sub>v</sub>	176	172	[kg]			
S <sub>a</sub> (γ) <sub>h</sub>	576	482	[kg]			
STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO (EQU + M2 + R=1)						
Perm. Favorevole	0,9	M <sub>te</sub> (q) <sub>h</sub>	1,5	1,168	1,752	[kg*m/m]
Perm. Sfavorevole	1,1	M <sub>te</sub> (q) <sub>v</sub>	1,5	-395	-592	[kg*m/m]
Perm. non str Favorevole	0,0	M <sub>te</sub> (γ) <sub>h</sub>	1,1	4,765	5,241	[kg*m/m]
Perm. non str Sfavorevole	1,5	M <sub>te</sub> (γ) <sub>v</sub>	1,1	-2,414	-2,656	[kg*m/m]
Variabili Favorevole	0,0	M <sub>te, TOT</sub> (E <sub>d</sub> )			3,746	[kg*m/m]
Variabili Sfavorevole	1,5					
γ <sub>ri</sub>	1,0	M <sub>stab, TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	0,9	17,848	16,063	[kg*m/m]
Coefficienti parziali R3						
Ribaltamento	1,15					
		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> > 1			3,73	Verificato
STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)						
Coefficienti parziali per le azioni A1						
Perm. Favorevole	1,0	S <sub>tb, TOT</sub> (E <sub>d</sub> )	1,3	3,448	4,482	[kg]
Perm. Sfavorevole	1,3		1,5	563	845	[kg]
					5,327	
Perm. non str Favorevole	0,8					[kg]
Perm. non str Sfavorevole	1,5					
Variabili Favorevole	0,0					valori caratteristici (M1)
Variabili Sfavorevole	1,5	δ <sub>k, Fondazione/Terreno</sub>			26,0	[deg]
		δ <sub>k, Fondazione/Terreno</sub>			0,45	[rad]
Coefficienti parziali R3		γ <sub>ri</sub>			0,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Cpacità portante fondaz	1,40	Coeff. Riduzione K <sub>p</sub>			0,5	
Scorrimento	1,10					
Resistenza del terreno a	1,40	S <sub>stab, TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	1,0	13,490	6,580	[kg]
			1,3	1,076	682	
			1,5	176	129	
			1,0	0	0	
			1,0	288	288	
					7,678	
		(R <sub>d</sub> /γ <sub>ri</sub> )/E <sub>d</sub> > 1			1,31	Verificato



### 14.1.3 Sezione muro a mensola altezza variabile da 1,0 a 2,0 m

- H = 2,0 m: Stato Limite Ultimo (SLU)

MURO CONTROTERRA NON VINCOLATO - PROGETTO SLU - SEZ. TIPO - H= 2,0 m					
DATI GEOMETRICI			VALORI CARATTERISTICI		
h	2,00	[m]	PARAMETRI GEOLOGICI E AZIONI		
h <sub>1</sub>	0,50	[m]	γ <sub>te</sub> = γ <sub>ka</sub>	1,800	[kg/m <sup>3</sup> ]
h <sub>2</sub>	0,40	[m]	φ' <sub>k</sub>	26,0	[deg]
b <sub>1</sub>	0,30	[m]	φ' <sub>k</sub>	0,45	[rad]
b <sub>2</sub>	0,30	[m]	δ <sub>k</sub>	17,3	[deg]
b <sub>3</sub>	0,50	[m]	δ <sub>k</sub>	0,30	[rad]
b <sub>4</sub>	0,70	[m]	γ <sub>bk</sub>	2,500	[kg/m <sup>3</sup> ]
β	0,0	[deg]	q <sub>k</sub>	500	[kg/m <sup>2</sup> ]
β	0,00	[rad]	ψ <sub>k</sub>	90,0	[deg]
B	1,50	[m]	ψ <sub>k</sub>	1,57	[rad]
H <sub>spinta, muro</sub>	2,00	[m]			
H <sub>spinta, muro-fondazione</sub>	2,40	[m]			
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E PASSIVA			COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI		
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)		M1	M2
φ' <sub>k</sub>	0,45	0,37	φ	1,00	1,25
β	0,00	0,00	coesione efficace	1,00	1,25
δ <sub>k</sub>	0,30	0,24	Cu	1,00	1,40
ψ <sub>k</sub>	1,57	1,57	γ <sub>t</sub>	1,00	1,00
K <sub>a</sub>	0,35	0,42			
K <sub>p</sub>	2,56	2,14			
CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL PESO DEL MURO E DEL TERRENO					
	Area [m <sup>2</sup> ]	γ [kg/m <sup>3</sup> ]	W <sub>i</sub> [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]
N <sub>1</sub>	0,32	2,500	800	0,40	320
N <sub>2</sub>	0,28	2,500	700	1,15	805
N <sub>3</sub>	0,00	2,500	0	0,50	0
N <sub>4</sub>	0,60	2,500	1,500	0,65	975
N <sub>5</sub>	1,40	1,800	2,520	1,15	2.898
N <sub>6</sub>	0,00	1,800	0	1,27	0
N <sub>7</sub>	0,05	1,800	90	0,25	23
N <sub>8</sub>	0,70	500	350	1,15	403
N <sub>9</sub>		0	0	0,65	0
TOTALE			5.960		5.423
CALCOLO DELLE SPINTE SUL SISTEMA MURO-FONDAZIONE					
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)			
S <sub>a</sub> (γ <sub>k</sub> )	1.800	2.159	[kg]		
S <sub>a</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	1.718	2.095	[kg]		
S <sub>a</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	536	523	[kg]		
S <sub>a</sub> (q <sub>k</sub> )	417	500	[kg]		
S <sub>a</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	398	485	[kg]		
S <sub>a</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	124	121	[kg]		
S <sub>p</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	576	482	[kg]		
STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO (EQU + M2 + R=1)					
Perm. Favorevole	0,9	M <sub>te</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	1,5	582	873 [kg*m/m]
Perm. Sfavorevole	1,1	M <sub>te</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	1,5	-182	-272 [kg*m/m]
Perm. non str Favorevole	0,0	M <sub>te</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	1,1	1.676	1.843 [kg*m/m]
Perm. non str Sfavorevole	1,5	M <sub>te</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	1,1	-785	-863 [kg*m/m]
Variabili Favorevole	0,0	M <sub>te, TOT</sub> (E <sub>d</sub> )			1.581 [kg*m/m]
Variabili Sfavorevole	1,5				
γ <sub>t</sub>	1,0	M <sub>stab, TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	0,9	5.423	4.881 [kg*m/m]
Coefficienti parziali R3	γ <sub>t</sub>				
Ribaltamento	1,15				
		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> > 1			2,68 Verificato
STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)					
Coefficienti parziali per le azioni A1					
Perm. Favorevole	1,0	S <sub>ib, TOT</sub> (E <sub>d</sub> )	1,3	1.718	2.233 [kg]
Perm. Sfavorevole	1,3		1,5	398	596 [kg]
Perm. non str Favorevole	0,8				2.830 [kg]
Perm. non str Sfavorevole	1,5				
Variabili Favorevole	0,0				valori caratteristici (M1)
Variabili Sfavorevole	1,5	δ <sub>k, Fondazione/Terreno</sub>			26,0 [deg]
		δ <sub>k, Fondazione/Terreno</sub>			0,45 [rad]
Coefficienti parziali R3	γ <sub>t</sub>	c'			0,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Cpacità portante fondaz	1,40	Coeff. Riduzione K <sub>p</sub>			0,5
Scorrimento	1,10				
Resistenza del terreno a	1,40	S <sub>stab, TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	1,0	5.960	2.907 [kg]
			1,3	536	340
			1,5	124	91
			1,0	0	0
			1,0	288	288
					3.626
					(R <sub>d</sub> /γ <sub>t</sub> )/E <sub>d</sub> > 1
					1,16 Verificato

- H = 2,0 m: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

MURO CONTROTERRA NON VINCOLATO - PROGETTO SLV - SEZ. TIPO - H= 2,0 m									
<b>AZIONE SISMICA</b>									
Località	Calusco sull'Adda								
Vita Nominale	50 anni								
Classe d'uso	III								
Periodo di Riferimento	75 anni								
Categoria del sottosuolo	C								
Categoria Topografica	T1								
$a_{msa}$	0,131								
$a_g$	0,087								
$S_s$	1,50								
$S_T$	1,00								
$\beta_m$	0,57	NB $\beta_m * 1,5 =$ ribaltamento, $\beta_m * 1 =$ scorrimento							
$k_h$	0,074								
$k_v$	0,037								
Soluzione di Mononobe-Okabe									
$\tan(\theta)$ con $k_v$ negativo	0,077								
$\theta (-k_v)$	0,077 [rad]								
$\theta (-k_v)$	4,418 [deg]								
<b>CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA SISMICO</b>					<b>COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI</b>				
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)							
$\phi_k$	0,45	0,37	$\phi$	1,00	1,25				
$\beta$	0,00	0,00	coesione efficace	1,00	1,25				
$\delta_k$	0,30	0,24	$C_u$	1,00	1,40				
$\psi_k$	1,57	1,57	$\gamma$	1,00	1,00				
$\theta (-k_v)$	0,077	0,077							
$K_{AE}$	0,40	0,48							
<b>CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL PESO DEL MURO E DEL TERRENO</b>									
	Area [m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$W_i (1-k_v)$ [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]	$W_i (k_v)$ [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]	
$N_1$	0,32	2500	770	0,40	308	60	0,20	12	
$N_2$	0,28	2500	674	1,15	775	52	0,20	10	
$N_3$	0,00	2500	0	0,50	0	0	1,07	0	
$N_4$	0,60	2500	1.444	0,65	939	112	1,40	156	
$N_5$	1,40	1800	2.426	1,15	2.790	187	1,40	262	
$N_6$	0,00	1800	0	1,27	0	0	2,40	0	
$N_7$	0,05	1800	87	0,25	22	7	0,45	3	
$N_8$	0,70	500	337	1,15	388	26	2,40	62	
$N_9$		0	0	0,65	0	0	0,00	0	
<b>TOTALE</b>			<b>5.738</b>		<b>5.221</b>	<b>443</b>		<b>506</b>	
<b>CALCOLO DELLE SPINTE SUL SISTEMA MURO-FONDAZIONE</b>									
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)							
$S_a (\gamma)$	2,091	2,485	[kg]						
$S_a (\gamma)_h$	1,997	2,411	[kg]						
$S_a (\gamma)_v$	623	602	[kg]						
$S_a (q)$	484	575	[kg]						
$S_a (q)_h$	462	558	[kg]						
$S_a (q)_v$	144	139	[kg]						
$S_v (\gamma)_h$	576	482	[kg]						
<b>STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO (EQU + M2 + R=1)</b>									
	$M_{sb} (q)_h$	1,0	670	670	[kg*m/m]				
	$M_{sb} (q)_v$	1,0	-209	-209	[kg*m/m]				
	$M_{sb} (\gamma)_h$	1,0	1.929	1.929	[kg*m/m]				
	$M_{sb} (\gamma)_v$	1,0	-903	-903	[kg*m/m]				
	$M_{sb, TOT} (E_d)$			<b>1.487</b>	[kg*m/m]				
	$M_{sb, TOT} (R_d)$	1,0	<b>5.728</b>	<b>5.728</b>	[kg*m/m]				
	$R_d/E_d > 1$			<b>3,85</b>	<b>Verificato</b>				
<b>STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)</b>									
	$S_{sb, TOT} (E_d)$	1,0	2.191	2.191	[kg]				
		0,3	439	132	[kg]				
				<b>2.322</b>	[kg]				
				valori caratteristici (M1)					
	$\delta_{k, Fondazione/Terreno}$			26,0	[deg]				
	$\delta_{k, Fondazione/Terreno}$			0,45	[rad]				
	Coefficienti parziali R3	$\gamma_{R3}$	$c'$	0,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]				
	Capacità portante fondaz	<b>1,20</b>	Coeff. Riduzione $K_p$	0,5					
	Scorrimento	<b>1,00</b>							
	Resistenza del terreno a	<b>1,20</b>	$S_{sb, TOT} (R_d)$	1,0	5.812	2.835	[kg]		
				1,0	592	289			
				0,3	137	20			
				1,0	0	0			
				1,0	288	288			
						<b>3.431</b>			
	$(R_d/\gamma_{R3})/E_d > 1$					<b>1,48</b>	<b>Verificato</b>		

- H = 1,0 m: Stato Limite Ultimo (SLU)

MURO CONTROTERRA NON VINCOLATO - PROGETTO SLU - SEZ. TIPO - H= 1,0 m						
DATI GEOMETRICI			VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOLOGICI E AZIONI			
h	1,00	[m]				
h <sub>1</sub>	0,50	[m]	γ <sub>st</sub> = γ <sub>st</sub>	1.800	[kg/m <sup>3</sup> ]	
h <sub>2</sub>	0,40	[m]	φ <sub>k</sub>	26,0	[deg]	
b <sub>1</sub>	0,30	[m]	φ <sub>k</sub>	0,45	[rad]	
b <sub>3</sub>	0,30	[m]	δ <sub>k</sub>	17,3	[deg]	
b <sub>2</sub>	0,50	[m]	δ <sub>k</sub>	0,30	[rad]	
b <sub>4</sub>	0,20	[m]	γ <sub>sk</sub>	2.500	[kg/m <sup>3</sup> ]	
β	0,0	[deg]	q <sub>k</sub>	500	[kg/m <sup>2</sup> ]	
β	0,00	[rad]	ψ <sub>k</sub>	90,0	[deg]	
B	1,00	[m]	ψ <sub>k</sub>	1,57	[rad]	
H <sub>spinta, muro</sub>	1,00	[m]				
H <sub>spinta, muro+fondazione</sub>	1,40	[m]				
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E PASSIVA			COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI			
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)				
φ <sub>k</sub>	0,45	0,37				
β	0,00	0,00	φ	1,00	1,25	
δ <sub>k</sub>	0,30	0,24	coesione efficace	1,00	1,25	
ψ <sub>k</sub>	1,57	1,57	Cu	1,00	1,40	
K <sub>s</sub>	0,35	0,42	γ <sub>t</sub>	1,00	1,00	
K <sub>p</sub>	2,56	2,14				
CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL PESO DEL MURO E DEL TERRENO						
	Area	γ	Wi	Braccio	Momento (O)	
	[m <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m]	[m]	[kg*m]	
N <sub>1</sub>	0,32	2.500	800	0,40	320	
N <sub>2</sub>	0,08	2.500	200	0,90	180	
N <sub>3</sub>	0,00	2.500	0	0,50	0	
N <sub>4</sub>	0,30	2.500	750	0,65	488	
N <sub>5</sub>	0,20	1.800	360	0,90	324	
N <sub>6</sub>	0,00	1.800	0	0,93	0	
N <sub>7</sub>	0,05	1.800	90	0,25	23	
N <sub>8</sub>	0,20	500	100	0,90	90	
N <sub>9</sub>		0	0	0,65	0	
TOTALE			2.300		1.424	
CALCOLO DELLE SPINTE SUL SISTEMA MURO+FONDAZIONE						
	valori caratteristici (M1)	valori di progetto (M2)				
S <sub>a</sub> (γ <sub>k</sub> )	612	735	[kg]			
S <sub>2</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	585	713	[kg]			
S <sub>3</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	182	178	[kg]			
S <sub>a</sub> (q <sub>k</sub> )	243	292	[kg]			
S <sub>2</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	232	283	[kg]			
S <sub>3</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	72	71	[kg]			
S <sub>p</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	576	482	[kg]			
STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO (EQU + M2 + R=1)						
Perm. Favorevole	0,9	M <sub>ib</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	1,5	198	297	[kg*m/m]
Perm. Sfavorevole	1,1	M <sub>ib</sub> (q <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	1,5	-71	-106	[kg*m/m]
Perm. non str Favorevole	0,0	M <sub>ib</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>h</sub>	1,1	333	366	[kg*m/m]
Perm. non str Sfavorevol	1,5	M <sub>ib</sub> (γ <sub>k</sub> ) <sub>v</sub>	1,1	-178	-196	[kg*m/m]
Variabili Favorevole	0,0	M <sub>ib,TOT</sub> (E <sub>d</sub> )			361	[kg*m/m]
Variabili Sfavorevole	1,5					
γ <sub>ri</sub>	1,0	M <sub>stab,TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	0,9	1.424	1.282	[kg*m/m]
Coefficienti parziali R3 Ribaltamento	1,15					
		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> > 1			3,09	Verificato
STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)						
Coefficienti parziali per le azioni A1						
Perm. Favorevole	1,0	S <sub>ib,TOT</sub> (E <sub>d</sub> )	1,3	585	760	[kg]
Perm. Sfavorevole	1,3		1,5	232	348	[kg]
Perm. non str Favorevole	0,8				1.108	[kg]
Perm. non str Sfavorevol	1,5					
Variabili Favorevole	0,0					valori caratteristici (M1)
Variabili Sfavorevole	1,5	δ <sub>k,Fondazione/Terreno</sub>			26,0	[deg]
		δ <sub>k,Fondazione/Terreno</sub>			0,45	[rad]
Coefficienti parziali R3	γ <sub>ri</sub>	c'			0,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Cpacità portante fondaz Scorrimento	1,40	Coeff. Riduzione K <sub>p</sub>			0,5	
Resistenza del terreno a	1,40	S <sub>stab,TOT</sub> (R <sub>d</sub> )	1,0	2.300	1.122	[kg]
			1,3	182	116	
			1,5	72	53	
			1,0	0	0	
			1,0	288	288	
					1.579	
		(R <sub>d</sub> /γ <sub>ri</sub> )/E <sub>d</sub> > 1			1,30	Verificato

- H = 1,0 m: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

MURO CONTROTERRA NON VINCOLATO - PROGETTO SLV - SEZ. TIPO - H= 2,0 m									
<b>AZIONE SISMICA</b>									
Località	Calusco sull'Adda								
Vita Nominale	50 anni								
Classe d'uso	III								
Periodo di Riferimento	75 anni								
Categoria del sottosuolo	C								
Categoria Topografica	T1								
$a_{max}$	0,131								
$a_p$	0,087								
$S_s$	1,50								
$S_T$	1,00								
$\beta_m$	0,57	NB $\beta_m * 1,5 =$ ribaltamento, $\beta_m * 1 =$ scorrimento							
$K_h$	0,074								
$K_v$	0,037								
Soluzione di Mononobe-Okabe									
$\tan(\theta)$ con $k_v$ negativo	0,077								
$\theta (-k_v)$	0,077 [rad]								
$\theta (-k_v)$	4,418 [deg]								
<b>CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA SISMICO</b>					<b>COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI</b>				
	valori caratteristici (M1)		valori di progetto (M2)			M1		M2	
$\phi_k$	0,45	0,37			$\phi$	1,00	1,25		
$\beta$	0,00	0,00			coesione efficace	1,00	1,25		
$\delta_k$	0,30	0,24			$C_u$	1,00	1,40		
$\psi_k$	1,57	1,57			$\gamma'$	1,00	1,00		
$\theta (-k_v)$	0,077	0,077							
$K_{AE}$	0,40	0,48							
<b>CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL PESO DEL MURO E DEL TERRENO</b>									
	Area [m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$W_i$ (1-k <sub>v</sub> ) [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]	$W_i$ (k <sub>v</sub> ) [kg/m]	Braccio [m]	Momento (O) [kg*m]	
N <sub>1</sub>	0,32	2500	770	0,40	308	60	0,20	12	
N <sub>2</sub>	0,08	2500	193	0,90	173	15	0,20	3	
N <sub>3</sub>	0,00	2500	0	0,50	0	0	0,73	0	
N <sub>4</sub>	0,30	2500	722	0,65	469	56	0,90	50	
N <sub>5</sub>	0,20	1800	347	0,90	312	27	0,90	24	
N <sub>6</sub>	0,00	1800	0	0,93	0	0	1,40	0	
N <sub>7</sub>	0,05	1800	87	0,25	22	7	0,45	3	
N <sub>8</sub>	0,20	500	96	0,90	87	7	1,40	10	
N <sub>9</sub>		0	0	0,65	0	0	0,00	0	
<b>TOTALE</b>			<b>2.214</b>		<b>1.371</b>	<b>171</b>		<b>103</b>	
<b>CALCOLO DELLE SPINTE SUL SISTEMA MURO-FONDAZIONE</b>									
	valori caratteristici (M1)		valori di progetto (M2)						
$S_a$ ( $\gamma_k$ )	712	846	[kg]						
$S_a$ ( $\gamma_k$ ) <sub>h</sub>	679	820	[kg]						
$S_a$ ( $\gamma_k$ ) <sub>v</sub>	212	205	[kg]						
$S_a$ ( $q_k$ )	282	336	[kg]						
$S_a$ ( $q_k$ ) <sub>h</sub>	270	326	[kg]						
$S_a$ ( $q_k$ ) <sub>v</sub>	84	81	[kg]						
$S_a$ ( $\gamma_k$ ) <sub>h</sub>	576	482	[kg]						
<b>STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO (EQU + M2 + R=1)</b>									
	$M_{Eb}$ ( $q_k$ ) <sub>h</sub>	1,0	228	228	[kg*m/m]				
	$M_{Eb}$ ( $q_k$ ) <sub>v</sub>	1,0	-81	-81	[kg*m/m]				
	$M_{Eb}$ ( $\gamma_k$ ) <sub>h</sub>	1,0	383	383	[kg*m/m]				
	$M_{Eb}$ ( $\gamma_k$ ) <sub>v</sub>	1,0	-205	-205	[kg*m/m]				
	$M_{Eb,TOT}$ (E <sub>d</sub> )			325	[kg*m/m]				
	$M_{stab,TOT}$ (R <sub>d</sub> )	1,0	1.474	1.474	[kg*m/m]				
	$R_d/E_d > 1$			4,54	Verificato				
<b>STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)</b>									
	$S_{hb,TOT}$ (E <sub>d</sub> )	1,0	759	759	[kg]				
		0,3	256	77	[kg]				
				836	[kg]				
				valori caratteristici (M1)					
	$\delta_{k,Fondazione/Terreno}$			26,0	[deg]				
	$\delta_{k,Fondazione/Terreno}$			0,45	[rad]				
Coefficienti parziali R3	$\gamma_n$			0,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]				
Cpacità portante fondaz	1,20	Coeff. Riduzione $K_p$		0,5					
Scorrimento	1,00								
Resistenza del terreno a	1,20	$S_{stab,TOT}$ (R <sub>d</sub> )	1,0	2.243	1.094	[kg]			
			1,0	201	98				
			0,3	80	12				
			1,0	0	0				
			1,0	288	288				
					1.492				
	$(R_d/\gamma_n)/E_d > 1$				1,79	Verificato			

## 14.2 SLU e SLV: verifica a pressoflessione della sezione alla base del muro

### 14.2.1 Sezione muro a mensola altezza variabile da 5,0 a 7,0 m

Si riporta in seguito la verifica a pressoflessione della sezione alla base del muro con  $H = 7,0$  m armato con 5  $\varnothing 26$  tesi & 5  $\varnothing 16$  compressi, nella combinazione di carico agli SLU ed agli SLV.

The screenshot shows the 'Calcolatrice' software interface. The left sidebar contains the following data:

- Tipo di sezione: Rettangolare
- Geometria: Barre
- Posa barre: Barre su schema
- Grp: 1
- $\varnothing$ : 26
- Lato: Superiore
- Proprietà: \_RettBase
- Sollecitazione corrente: N = -14788.00 kgf, M1 = 0.00 kgfm, M2 = -50416.00 kgfm, S.L. = Ultimo

The main window displays a table of results:

M1 = 0.00	M2 = -50416.00	
N = -14788.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. secur. = 1.31 (Campo 3-CLS)		
M1u=0.00	M2u=-65914.99	Nu=-19334.16
EpsCu=-0.350‰	EpsSu=2.374‰	

The diagram shows a rectangular wall section with a height of 65.0 and a width of 100.0. It is reinforced with 5 top bars (blue dots) and 5 bottom bars (orange dots). A coordinate system is shown with the origin at the bottom-left corner, the x-axis pointing right, and the y-axis pointing up.

The screenshot shows the 'Calcolatrice' software interface. The left sidebar contains the following data:

- Tipo di sezione: Rettangolare
- Geometria: Barre
- Posa barre: Barre su schema
- Grp: 1
- $\varnothing$ : 26
- Lato: Superiore
- Proprietà: \_RettBase
- Sollecitazione corrente: N = -10952.00 kgf, M1 = 0.00 kgfm, M2 = -58299.00 kgfm, S.L. = Ultimo

The main window displays a table of results:

M1 = 0.00	M2 = -58299.00	
N = -10952.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. secur. = 1.10 (Campo 3-CLS)		
M1u=0.00	M2u=-63945.05	Nu=-12012.66
EpsCu=-0.350‰	EpsSu=2.534‰	

The diagram shows a rectangular wall section with a height of 65.0 and a width of 100.0. It is reinforced with 5 top bars (blue dots) and 5 bottom bars (orange dots). A coordinate system is shown with the origin at the bottom-left corner, the x-axis pointing right, and the y-axis pointing up.

Il valore dell'azione sollecitante è inferiore al valore resistente di conseguenza la verifica di resistenza è **soddisfatta**.

### 14.2.2 Sezione muro a mensola altezza variabile da 2,0 a 5,0 m

Si riporta in seguito la verifica a pressoflessione della sezione alla base del muro con  $H = 5,0$  m armato con  $5 \varnothing 24$  tesi &  $5 \varnothing 14$  compressi, nella combinazione di carico agli SLU ed agli SLV.

**Dati** Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione: Rettangolare

Geometria: Barre Staffe

Posa barre: Barre su schema

1  2  3  4  5

Grp: 1,  $\varnothing$ : 24, Lato: Superiore, Proprietà: RettBase

Sollecitazione corrente: N: -6500.00 kgf, M1: 0.00 kgfm, M2: -19261.00 kgfm, S.L.: Ultimo

Calcoli:

M1 = 0.00	M2 = -19261.00
N = -6500.00	V1 = 0.00
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)

Coeff. secur. = 1.61 (Campo 3-CLS)

M1u=0.00	M2u=-31055.30	Nu=-10480.22
EpsCu=-0.350%		EpsSu=1.506%

Dimensioni: 40.0 (altezza), 100.0 (larghezza)

**Dati** Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione: Rettangolare

Geometria: Barre Staffe

Posa barre: Barre su schema

1  2  3  4  5

Grp: 1,  $\varnothing$ : 24, Lato: Superiore, Proprietà: RettBase

Sollecitazione corrente: N: -4814.00 kgf, M1: 0.00 kgfm, M2: -21963.00 kgfm, S.L.: Ultimo

Calcoli:

M1 = 0.00	M2 = -21963.00
N = -4814.00	V1 = 0.00
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)

Coeff. secur. = 1.39 (Campo 3-CLS)

M1u=0.00	M2u=-30486.28	Nu=-6682.19
EpsCu=-0.350%		EpsSu=1.571%

Dimensioni: 40.0 (altezza), 100.0 (larghezza)

Il valore dell'azione sollecitante è inferiore al valore resistente di conseguenza la verifica di resistenza è **soddisfatta**.

Si riporta in seguito la verifica a pressoflessione della sezione alla base del muro con  $H = 3,0$  m armato con 5  $\varnothing 24$  tesi & 5  $\varnothing 14$  compressi, nella combinazione di carico agli SLU ed agli SLV.

Calcolatrice

Dati Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione Rettangolare

Copriferri... Tipo staffe...

Geometria Barre Staffe

Posa barre Barre su schema

1  2  3  4  5

Grp 1  $\varnothing$  24 Lato: Superiore Proprietà: \_RettBase

Sollecitazione corrente

N -2925.00 kgf M1 0.00 kgfm M2 -4608.00 kgfm S.L. Ultimo

Predimensiona Materiali... Opzioni... Pr.Flex Taglio

M1 = 0.00	M2 = -4608.00	
N = -2925.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. secur. = 7.06 (Campo 3-CLS)		
Miu=0.00	M2u=-32551.09	Nu=-20662.32
EpsCu=-0.350%	EpsSu=1.348%	

40.0

100.0

Chiudi

Calcolatrice

Dati Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione Rettangolare

Copriferri... Tipo staffe...

Geometria Barre Staffe

Posa barre Barre su schema

1  2  3  4  5

Grp 1  $\varnothing$  24 Lato: Superiore Proprietà: \_RettBase

Sollecitazione corrente

N -2166.00 kgf M1 0.00 kgfm M2 -5141.00 kgfm S.L. Ultimo

Predimensiona Materiali... Opzioni... Pr.Flex Taglio

M1 = 0.00	M2 = -5141.00	
N = -2166.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. secur. = 6.12 (Campo 3-CLS)		
Miu=0.00	M2u=-31467.76	Nu=-13257.96
EpsCu=-0.350%	EpsSu=1.461%	

40.0

100.0

Chiudi

Il valore dell'azione sollecitante è inferiore al valore resistente di conseguenza la verifica di resistenza è **soddisfatta**.

### 14.2.3 Sezione muro a mensola altezza variabile da 1,0 a 2,0 m

Si riporta in seguito la verifica a pressoflessione della sezione alla base del muro con  $H = 2,0$  m armato con  $5 \varnothing 12$  tesi &  $5 \varnothing 10$  compressi, nella combinazione di carico agli SLU ed agli SLV.

**Dati** Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione: Rettangolare

Coprieri... Tipo staffe...

Geometria Barre Staffe

Posa barre: Barre su schema

1	<input checked="" type="checkbox"/>	Grp	1
2	<input checked="" type="checkbox"/>	$\varnothing$	12
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Lato:	Superiore
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Proprietà	_RettBase
5	<input checked="" type="checkbox"/>		

Sollecitazione corrente

N	-1950.00 kgf	<input checked="" type="checkbox"/>
M1	0.00 kgfm	<input checked="" type="checkbox"/>
M2	-1531.00 kgfm	<input checked="" type="checkbox"/>
S.L.	Ultimo	

Predimensiona  
Materiali...  
Opzioni...  
Pr.Flex Taglio

M1 = 0.00	M2 = -1531.00	
N = -1950.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. sicur. = 6.77 (Campo 3-CLS)		
M1u=0.00	M2u=-10370.42	Nu=-13208.57
EpsCu=-0.350%		EpsSu=3.389%

40.0  
100.0

NTC18 - CA

Chiudi

**Dati** Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione: Rettangolare

Coprieri... Tipo staffe...

Geometria Barre Staffe

Posa barre: Barre su schema

1	<input checked="" type="checkbox"/>	Grp	1
2	<input checked="" type="checkbox"/>	$\varnothing$	12
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Lato:	Superiore
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Proprietà	_RettBase
5	<input checked="" type="checkbox"/>		

Sollecitazione corrente

N	-1444.00 kgf	<input checked="" type="checkbox"/>
M1	0.00 kgfm	<input checked="" type="checkbox"/>
M2	-1608.00 kgfm	<input checked="" type="checkbox"/>
S.L.	Ultimo	

Predimensiona  
Materiali...  
Opzioni...  
Pr.Flex Taglio

M1 = 0.00	M2 = -1608.00	
N = -1444.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. sicur. = 5.97 (Campo 3-CLS)		
M1u=0.00	M2u=-9601.13	Nu=-8621.91
EpsCu=-0.350%		EpsSu=3.636%

40.0  
100.0

NTC18 - CA

Chiudi

Il valore dell'azione sollecitante è inferiore al valore resistente di conseguenza la verifica di resistenza è **soddisfatta**.

#### 14.2.4 Sezione muro a mensola altezza variabile fino ad 1,0 m

Si riporta in seguito la verifica a pressoflessione della sezione alla base del muro con  $H = 1,0$  m armato con 5  $\emptyset 10$  tesi & 5  $\emptyset 08$  compressi, nella combinazione di carico agli SLU ed agli SLV.

Calcolatrice

Dati Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione Rettangolare

Coprieri... Tipo staffe...

Geometria Barre Staffe

Posa barre Barre su schema

1  2  3  4  5

Grp 2

$\emptyset$  8

Lato: Inferiore

Proprietà: \_RettBase

Sollecitazione corrente

N -975.00 kgf

M1 0.00 kgfm

M2 -253.00 kgfm

S.L. Ultimo

Predimensiona

Materiali...

Opzioni...

Pr.Flex Taglio

M1 = 0.00	M2 = -253.00	
N = -975.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. sicur. = 31.29 (Campo 3-CLS)		
M1u=0.00	M2u=-7916.01	Nu=-30506.38
EpsCu=-0.350‰	EpsSu=2.009‰	

Apri... Salva... Unità... Normativa NTC18-CA. Chiudi

Calcolatrice

Dati Sollecitazioni Armature Diagrammi Relazione

Tipo di sezione Rettangolare

Coprieri... Tipo staffe...

Geometria Barre Staffe

Posa barre Barre su schema

1  2  3  4  5

Grp 1

$\emptyset$  10

Lato: Superiore

Proprietà: \_RettBase

Sollecitazione corrente

N -722.00 kgf

M1 0.00 kgfm

M2 -253

S.L. Ultimo

Predimensiona

Materiali...

Opzioni...

Pr.Flex Taglio

M1 = 0.00	M2 = -253.00	
N = -722.00	V1 = 0.00	
V2 = 0.00	MT = 0 (0.00)	
Coeff. sicur. = 25.71 (Campo 3-CLS)		
M1u=0.00	M2u=-6505.40	Nu=-18564.82
EpsCu=-0.350‰	EpsSu=2.523‰	

Apri... Salva... Unità... Normativa NTC18-CA. Chiudi

Il valore dell'azione sollecitante è inferiore al valore resistente di conseguenza la verifica di resistenza è **soddisfatta**.