

COMMITTENTE: ECO-DEM SRL

PROGETTISTA: ING. STEFANO BARBI

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE  
CONNESSE ALLE OPERE DI URBANIZZAZIONE  
RELATIVE AL SECONDO STRALCIO FUNZIONALE  
DEL P.U.A. DI INIZIATIVA PRIVATA DENOMINATO  
"P.D.L. ZTO D3/007 - VIA CRISTOFORO  
COLOMBO - PUA 04/2017"**

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI SCATOLARI**

[www.barbiarcastudio.it](http://www.barbiarcastudio.it)



PROGETTI DI INGEGNERIA EDILE E CIVILE

Via Dante Alighieri, 10 - 37012 Bussolengo-VR

Tel. 045 7150508 - Fax 045 6702480

PIVA 03092100233

[progetti@barbiarcastudio.it](mailto:progetti@barbiarcastudio.it)

**Bussolengo, 24.08.2020**

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D’USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL’OPERA .....</b>	<b>9</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>11</b>
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI ( $G_1$ ).....	11
6.2	CARICHI ACCIDENTALI ( $Q$ ).....	11
6.3	PARAMETRI SISMICI.....	12
<b>7</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>14</b>
<b>8</b>	<b>MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE SCATOLARI.....</b>	<b>16</b>
8.1	CASO 1: MURO H=4,65 M (COMPRESA FONDAZIONE).....	16
8.2	CASO 2: MURO H=3,00 M (COMPRESA FONDAZIONE).....	64
<b>9</b>	<b>VERIFICHE.....</b>	<b>110</b>
9.1	CASO 1: MURO H=4,65 M (COMPRESA FONDAZIONE).....	110
9.1.1	INTRODUZIONE.....	110
9.1.2	SEZIONI RESISTENTI.....	110
9.1.3	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	110
9.1.4	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU.....	113
9.1.5	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A TAGLIO SLU.....	114
9.1.6	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE..	114
9.1.7	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE .....	115
9.1.8	PIEDRITTI – SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU.....	117
9.1.9	PIEDRITTI – SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE .....	118
9.1.10	PIEDRITTI – SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE.....	118
9.1.11	FONDAZIONE – VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	121
9.1.12	FONDAZIONE - VERIFICA A TAGLIO SLU.....	121
9.1.13	FONDAZIONE - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE .....	122
9.1.14	FONDAZIONE - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE.....	122
9.2	CASO 2: MURO H=3,00 M (COMPRESA FONDAZIONE).....	124
9.2.1	INTRODUZIONE.....	124
9.2.2	SEZIONI RESISTENTI.....	124
9.2.3	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	124
9.2.4	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU.....	127
9.2.5	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A TAGLIO SLU.....	128
9.2.6	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE..	128
9.2.7	PIEDRITTI – SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE .....	129
9.2.8	PIEDRITTI – SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU.....	131
9.2.9	PIEDRITTI – SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE .....	132
9.2.10	PIEDRITTI – SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE.....	132
9.2.11	FONDAZIONE – VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	134
9.2.12	FONDAZIONE - VERIFICA A TAGLIO SLU.....	135
9.1.13	FONDAZIONE - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE .....	136
9.1.14	FONDAZIONE - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE.....	136

## **1 CRITERI DI CALCOLO**

In questa relazione sono riportate le verifiche con il metodo semi-probabilistico agli stati limite dei muri di sostegno previsti sulla pista ciclabile inserita nel progetto delle opere di urbanizzazione relative al secondo stralcio funzionale del P.U.A. 04/2017 - P.E.-1701550, intestato alla ditta ECO-DEM, da realizzarsi nel quartiere Ca' Correr nel comune di Cittadella (PD).

La lottizzazione prevede la realizzazione di una nuova strada che collega Viale dello sport con via Giosuè Carducci. La nuova arteria interseca la strada provinciale mediante una rotatoria, per cui si rende necessaria la realizzazione di un sottopasso e delle relative rampe di ingresso ed uscita.

La rampa lato est è caratterizzata dalla presenza di muri di sostegno con fondazioni trasversalmente separate, la rampa lato ovest, invece, prevede la realizzazione di muri con fondazioni collegate trasversalmente (sezione trasversale ad U).

I muri lato est sono caratterizzati da una altezza variabile da un massimo di 1,60 m fino a zero, mentre i muri lato ovest sono caratterizzati da una altezza variabile, che va da un massimo di 4,15 m ad un minimo di 1,73 m. Entrambe le rampe hanno larghezza utile pari a 3,00 m.

La presente relazione riporta le verifiche per la rampa lato ovest caratterizzata dalla presenza di muri scatolari.

Nel seguito vengono espone le verifiche per due casi di armatura distinta:

- Caso 1: muro  $H=4,65$  m (compresa fondazione);
- Caso 2: muro  $H=3,00$  m (compresa fondazione).

## **2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sono svolti con riferimento, ove applicabili, alle seguenti norme:

- Legge n°1.086 del 5 novembre 1971: *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.”*
- D. M. LL. PP. 17 gennaio 2018: *“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni.»”*
- Circolare Ministero LL. PP. del 21 gennaio 2019, n° 7: *“Istruzioni per l'applicazione dell'”Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni.»”*
- UNI EN 1990: 2006: *“Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale.”*
- UNI EN 1991-1-1: 2004: *“Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.”*
- UNI EN 1991-1-2: 2004: *“Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco.”*
- UNI EN 1991-1-3: 2004: *“Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve.”*
- UNI EN 1991-1-4: 2005: *“Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento.”*
- UNI EN 1991-1-5: 2004: *“Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche.”*
- UNI EN 1991-1-6: 2005: *“Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.”*
- UNI EN 1991-1-7: 2006: *“Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali.”*
- UNI EN 1992-1-1: 2005: *“Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”*
- UNI EN 1992-1-2: 2005: *“Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio.”*
- UNI EN 1997-1: 2005: *“Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.”*
- UNI EN 1998-1: 2005: *“Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.”*
- UNI EN 1998-5: 2005: *“Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.”*

### **3 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO**

La vita nominale, intesa come numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo per la quale è destinata, è assunta pari a 50 anni. La classe d'uso è la II, pertanto il coefficiente d'uso  $C_u$  vale 1,00.

Per le fondazioni e per le opere in elevazione si considera una classe di esposizione XC2, in accordo con UNI EN 206-1 e UNI 11104.

Il calcolo del copriferro viene eseguito secondo la norma UNI EN 1992-1-1 (§4.4).

#### **Fondazioni:**

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max\{C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10 \text{ mm}\}$$

#### **copriferro minimo per aderenza:**

$$C_{min,b} = \phi_{barra} = 14 \text{ mm}$$

#### **copriferro minimo per condizioni ambientali:**

classe strutturale di partenza	S4
vita utile	50 anni
classe esposizione	XC2
classe di resistenza minima	C25/30
classe di resistenza effettiva	C25/30
elemento simile ad una soletta	no
controllo di qualità	no
classe risultante	S4

$$C_{min,dur} = 25 \text{ mm}$$

#### **fattori correttivi:**

$$\Delta C_{dur} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dur,st} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

#### **termine correttivo per scostamenti:**

$$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

#### **Copriferro nominale:**

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 25 + 5 = 35 \text{ mm}$$

A favore di sicurezza si assume:

*Copriferro nominale = 50 mm.*

**Strutture in elevazione:**

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max\{C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10 \text{ mm}\}$$

copriferro minimo per aderenza:

$$C_{min,b} = \phi_{barra} = 18 \text{ mm}$$

copriferro minimo per condizioni ambientali:

classe strutturale di partenza	S4
vita utile	50 anni
classe esposizione	XC2
classe di resistenza minima	C25/30
classe di resistenza effettiva	C28/35
elemento di forma simile ad una soletta	no
controllo di qualità	no
classe risultante	S4
$C_{min,dur} = 25 \text{ mm}$	

fattori correttivi:

$$\Delta C_{dur} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dur,st} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

termine correttivo per scostamenti:

$$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Copriferro nominale:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

A favore di sicurezza si assume:

*Copriferro nominale = 50 mm.*

Nota: nei calcoli di seguito esposti è stato considerato un copriferro maggiore, pari a circa 8 cm, per tenere in conto l'eventualità che i muri vengano realizzati con cassetatura in lastre predalles.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### Calcestruzzo per fondazioni

- Classe di esposizione		XC2
- Diametro massimo inerti	d =	25 mm
- Rapporto massimo a/c (UNI-EN 206-1 + UNI 11104)	a/c =	0.6
- Classe di calcestruzzo	<b>C25/30</b>	
- Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.90 N/mm <sup>2</sup>
- Modulo elastico convenzionale	$E_{cm} = 22\,000(f_{cm}/10)^{0.3} =$	31\,447 N/mm <sup>2</sup>
- Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.2
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.00E-05
- Fattore parziale di sicurezza per c.a.o.	$\gamma_c =$	<b>1.50</b>
- Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
- Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza a trazione media (assiale)	(C≤60) $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} =$ (C>60) $f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + f_{cm}/10) =$	2.56 N/mm <sup>2</sup> -
- Resistenza a trazione caratteristica (assiale)	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza a trazione di calcolo (assiale)	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.19 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza a trazione di calcolo (flessione)	$f_{ctfd} = 1.20 \times 0.70 f_{ctm} / \gamma_c =$	1.43 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 =$	2.13 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk} =$	4.03 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c =$	2.69 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione tangenziale di aderenza in zona tesa	$f_{bd} = f_{bd} / 1.5 =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
<u>Tensioni limite in esercizio</u>		
- Compressione ammissibile		
- comb. caratteristica (rara)	$\sigma_c = 0.6 f_{ck} =$	14.94 N/mm <sup>2</sup>
- comb. quasi permanente	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} =$	11.21 N/mm <sup>2</sup>

### Calcestruzzo per elevazioni

- Classe di esposizione		XC2
- Diametro massimo inerti	d =	25 mm
- Rapporto massimo a/c (UNI-EN 206-1 + UNI 11104)	a/c =	0.6
- Classe di calcestruzzo	<b>C28/35</b>	
- Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	35.00 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} =$	29.05 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05 N/mm <sup>2</sup>
- Modulo elastico convenzionale	$E_{cm} = 22\,000(f_{cm}/10)^{0.3} =$	32\,588 N/mm <sup>2</sup>
- Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.2
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.00E-05
- Fattore parziale di sicurezza per c.a.o.	$\gamma_c =$	<b>1.50</b>
- Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85

- Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	16.46 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza a trazione media (assiale)	(C≤60) $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} =$	2.83 N/mm <sup>2</sup>
	(C>60) $f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + f_{cm}/10) =$	-
- Resistenza a trazione caratteristica (assiale)	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} =$	1.98 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza a trazione di calcolo (assiale)	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.32 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza a trazione di calcolo (flessione)	$f_{ctd} = 1.20 \times 0.70 f_{ctm} / \gamma_c =$	1.59 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 =$	2.36 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk} =$	4.47 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c =$	2.98 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione tangenziale di aderenza in zona tesa	$f_{bd} = f_{bd} / 1.5 =$	1.98 N/mm <sup>2</sup>
<u>- Tensioni limite in esercizio</u>		
- Compressione ammissibile		
- comb. caratteristica (rara)	$\sigma_c = 0.6 f_{ck} =$	17.43 N/mm <sup>2</sup>
- comb. quasi permanente	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} =$	13.07 N/mm <sup>2</sup>

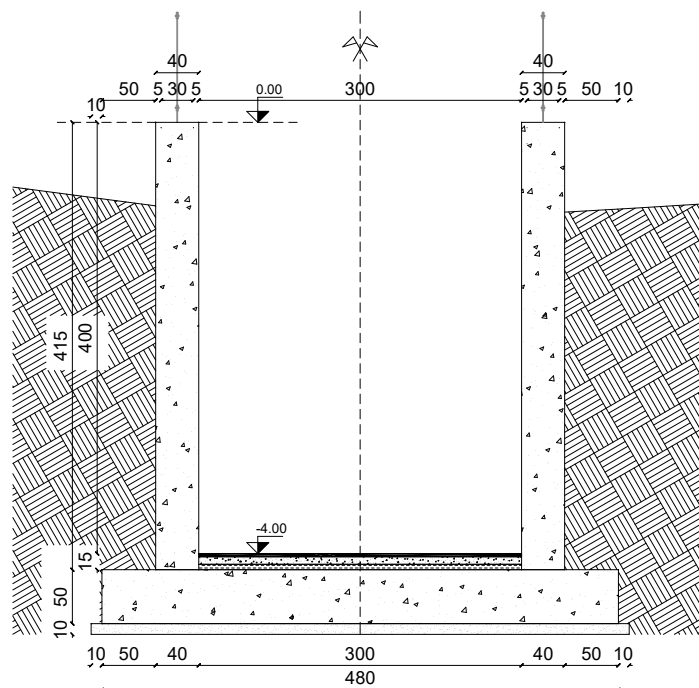
**Acciaio B450C per c.a.**

- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
- Fattore parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15
- Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>
- Modulo elastico convenzionale	$E_s =$	210 000 N/mm <sup>2</sup>
- Allungamento sotto carico massimo	$A_{gt} =$	7.50 %
<u>- Tensioni limite in esercizio</u>		
- Tensione in comb. caratteristica (rara)	$\sigma_s = 0.8 f_{yk} =$	360.00 N/mm <sup>2</sup>



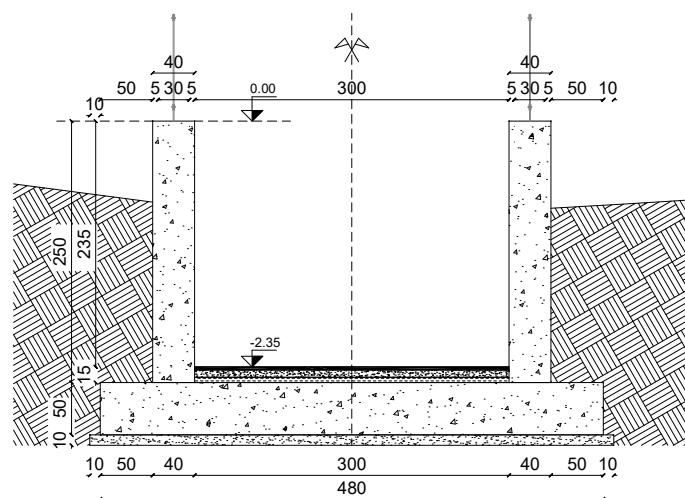
## 5 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'OPERA

Caso 1: Muro H=4,65 m (compresa fondazione)



- Altezza piedritto sinistro	4,15 m
- Altezza piedritto destro	4,15 m
- Spessore piedritto sinistro	0,40 m
- Spessore piedritto destro	0,40 m
- Lunghezza totale fondazione	4,80 m
- Spessore fondazione	0,50 m
- Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 m
- Lunghezza mensola fondazione destra	0,50 m
- Spessore magrone di fondazione	0,10 m

Caso 2: Muro H=3,00 m (compresa fondazione)



- Altezza piedritto sinistro 2,50 m
- Altezza piedritto destro 2,50 m
- Spessore piedritto sinistro 0,40 m
- Spessore piedritto destro 0,40 m
- Lunghezza totale fondazione 4,80 m
- Spessore fondazione 0,50 m
- Lunghezza mensola fondazione sinistra 0,50 m
- Lunghezza mensola fondazione destra 0,50 m
- Spessore magrone di fondazione 0,10 m

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI ( $g_1$ )

I carichi permanenti strutturali sono rappresentati dai pesi propri degli elementi in c.a. che compongono la struttura.

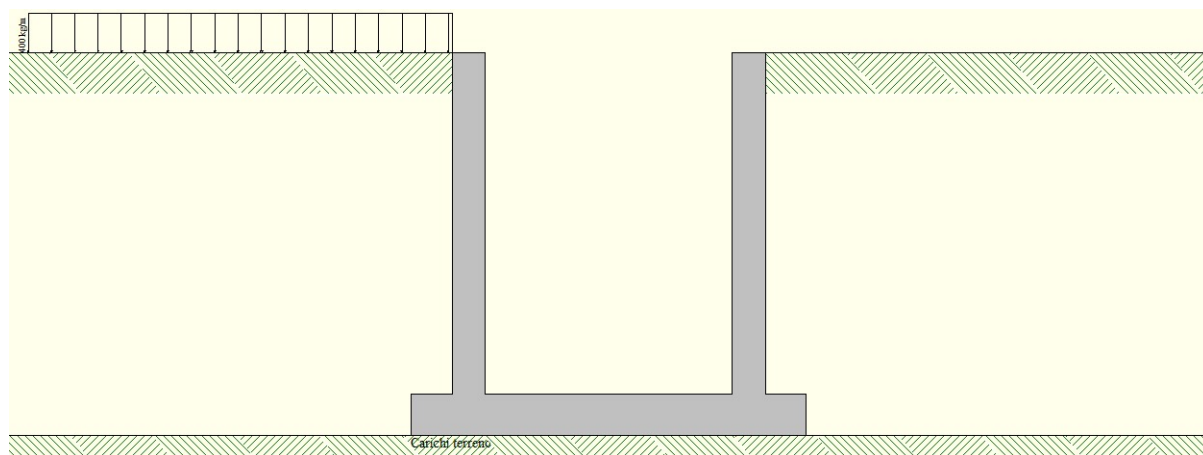
Il peso proprio degli elementi è valutato direttamente dal programma calcolo, assumendo un peso specifico del c.a. pari a 25,00 kN/m<sup>3</sup>.

In accordo con quanto prescritto dalla normativa, la spinta delle terre deve essere intesa come un carico permanente strutturale. Sulla base delle informazioni riportate nel documento "Verifica di compatibilità geologica, geomorfologica idrogeologica ed ambientale" redatta dal geologo Alberto Freddo, si assume per il terreno un peso specifico pari a 20,00 kN/m<sup>3</sup>.

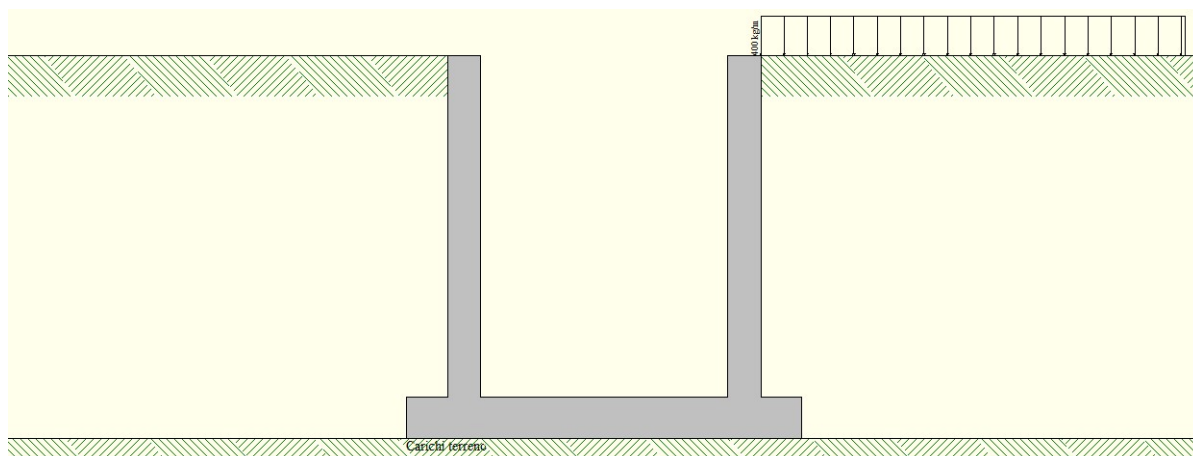
### 6.2 CARICHI ACCIDENTALI ( $q$ )

Per quanto riguarda i carichi accidentali si conderato un carico uniformemente ditribuito di intensità pari a 4,00 kN/m<sup>2</sup>sul terrapieno a destra e a sinistra dello scatolare ed un carico uniformemente ditribuito di intensità pari a 5,00 kN/m<sup>2</sup>sulla pista ciclabile interna allo scatolare.

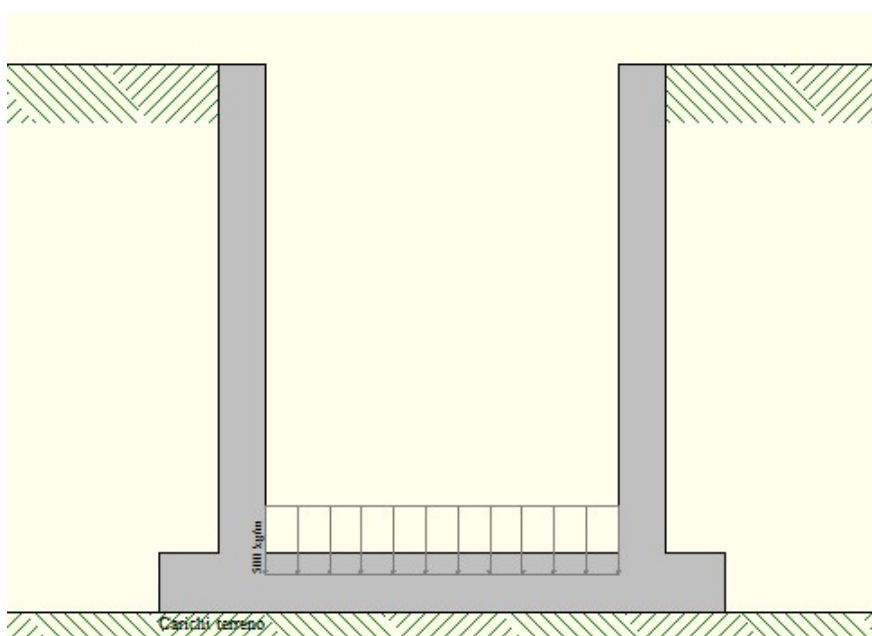
Carico accidentale su lato sinistro:



Carico accidentale su lato destro:



Carico accidentale su suola interna:



### 6.3 PARAMETRI SISMICI

Secondo il D.M 2.008 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  $P_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , definito come:  $V_R = V_N c_u$ .

I parametri di interesse per la definizione dell'azione sismica sono riportati nel progetto esecutivo. Per la struttura in oggetto è indicata  $V_N = 50$  anni, classe d'uso II e, pertanto,  $c_u = 1,0$ , per cui  $V_R = 50 \times 1,0 = 50$  anni.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  ed il periodo di riferimento  $T_R$  a cui riferirsi per descrivere l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite indicati dalla normativa valgono:

Stato limite		P <sub>VR</sub> [%]	T <sub>R</sub> [anni]
SLE	SLO	81	30
	SLD	63	50
SLU	SLV	10	475
	SLC	5	975

Nota il periodo di ritorno dell'azione sismica, si possono definire le forme spettrali, a partire dai parametri di riferimento su sito di riferimento rigido orizzontale.

Stato limite		T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>0</sub>	T* <sub>C</sub> [s]
SLE	SLO	30	0.043	2.486	0.240
	SLD	50	0.058	2.481	0.253
SLU	SLV	475	0.164	2.393	0.302
	SLC	975	0.216	2.401	0.313

Ulteriori parametri necessari per la definizione degli spettri di risposta, ricavati dal progetto esecutivo, sono:

Comune: Cittadella (PD)  
 Categoria di sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T<sub>1</sub>

## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 2.5.3.

- Verifiche agli stati limite ultimi

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Qi} \sum \psi_{0i} Q_{ki}$$

Il coefficiente parziale della precompressione  $\gamma_P$  si assume sempre pari ad 1.

- Verifiche agli stati limite di esercizio

- combinazione caratteristica (rara):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} Q_{ki}$$

- combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

- combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono indicati nella tabella seguente:

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno,...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnico (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, tra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ).

Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1, nella Combinazione 2 dell'Approccio 1 si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione  $\psi_i$ , si fa riferimento alla categoria G (Rimesse parcheggi ed aree per il traffico di veicoli - con autoveicoli di peso maggiore di 30 kN) per cui:

$$\psi_{0j} = 0,70; \quad \psi_{1j} = 0,50; \quad \psi_{2j} = 0,30.$$

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici del terreno sono indicati nella seguente tabella:

**Tab. 6.2.II** - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza globale, indicati dalla normativa per le opere di sostegno, valgono:

**Tab. 6.5.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

## 8 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE SCATOLARI

### 8.1 CASO 1: MURO H=4,65 m (compresa fondazione)

Si riporta nel seguito l'output del programma di analisi della struttura scatolare con riferimento al caso di muro con altezza pari a 4,65 m (compresa fondazione).

#### Spinta sui piedritti

#### Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete).

L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione  $c$  l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità  $z$  vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

#### Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$



dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### **Spinta a Riposo**

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

### **Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe**

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/3 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove  $W$  è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

## **Strategia di soluzione**

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

## Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca		
Altezza esterna	4.65	[m]	
Larghezza esterna	3.80	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.50	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.50	[m]	
Spessore piedritto sinistro	0.40	[m]	
Spessore piedritto destro	0.40	[m]	
Spessore fondazione	0.50	[m]	

## Caratteristiche strati terreno

### Strato di rinfiango

Descrizione	Terreno di rinfiango		
Peso di volume	19.6136	[kN/mc]	
Peso di volume saturo	19.6136	[kN/mc]	
Angolo di attrito	30.00	[°]	
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]	
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Costante di Winkler	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]	

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base		
Peso di volume	19.6136	[kN/mc]	
Peso di volume saturo	19.6136	[kN/mc]	
Angolo di attrito	37.00	[°]	
Angolo di attrito terreno struttura	25.00	[°]	
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Costante di Winkler	10.00	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]	
Tensione ammissibile	2.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]	

## Caratteristiche materiali utilizzati

### Materiale calcestruzzo

R <sub>ck</sub> calcestruzzo	250.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]	
Modulo elastico E	302004.93	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Tensione ammissibile acciaio	4588.65	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Tensione ammissibile cls ( $\sigma_{amm}$ )	85.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Tensione tang.ammissibile cls ( $\tau_{c0}$ )	5.33	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Tensione tang.ammissibile cls ( $\tau_{c1}$ )	16.86	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0.50		
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00		
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120		

## Condizioni di carico

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 $F_y$  componente Y del carico concentrato  
 $F_x$  componente X del carico concentrato  
 M momento

#### Forze distribuite

$X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 $V_{ti}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{tf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

#### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

#### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

#### Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

#### Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

#### Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

#### Condizione di carico n° 7 (Acc-SX)

Distr	Terreno	$X_i = -4.65$	$X_f = 0.50$	$V_{ni} = 3.92$	$V_{nf} = 3.92$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

#### Condizione di carico n° 8 (Acc-DX)

Distr	Terreno	$X_i = 4.30$	$X_f = 9.45$	$V_{ni} = 3.92$	$V_{nf} = 3.92$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------

#### Condizione di carico n° 9 (Acc-Suola)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.90$	$X_f = 3.90$	$V_{ni} = 4.90$	$V_{nf} = 4.90$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

## Impostazioni di progetto

### Verifica materiali:

#### **Stato Limite Ultimo**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c$	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

#### **Stato Limite di Esercizio**

#### Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo	
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 $f_{ck}$
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 $f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure  $w_1=0.20 w_2=0.30 w_3=0.40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione
$C$	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

### Norme Tecniche 2018

### Simbologia adottata

$\gamma_{G1sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G1fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G2sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_{G2fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60

Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00
---------------------------	----------	------	------

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00	1.00

Coeff. di combinazione  $\Psi_0=0.70$   $\Psi_1=0.50$   $\Psi_2=0.30$

#### Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30

---

Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-DX	1.50	0.70	1.05
Acc-Suola	1.50	0.70	1.05

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	0.70	1.05
Acc-DX	1.50	1.00	1.50
Acc-Suola	1.50	0.70	1.05

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	0.70	1.05
Acc-DX	1.50	0.70	1.05
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30

---



---

Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 14 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30

---

---

Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-DX	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 15 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 16 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 17 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-DX	1.50	1.00	1.50
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 18 SLE (Quasi Permanente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 19 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.50	0.50
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 20 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-DX	1.00	0.50	0.50
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 21 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-Suola	1.00	0.50	0.50
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 22 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	1.00	1.00
Acc-DX	1.00	0.70	0.70
Acc-Suola	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 23 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-DX	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.70	0.70
Acc-Suola	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 24 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-Suola	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.70	0.70
Acc-DX	1.00	0.70	0.70

## Analisi della spinta

### *Simbologia adottata ed unità di misura*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

$X$  ascisse (espresse in m) positive verso destra

$Y$  ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

$M$  momento espresso in kNm

$V$  taglio espresso in kN

$SN$  sforzo normale espresso in kN

$ux$  spostamento direzione X espresso in cm

$uy$  spostamento direzione Y espresso in cm

$\sigma_r$  pressione sul terreno espressa in kg/cmq

### Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Attiva [combinazione 1]  
Attiva [combinazione 2]  
Attiva [combinazione 3]  
Attiva [combinazione 4]  
Attiva [combinazione 5]  
Attiva [combinazione 6]  
Attiva [combinazione 7]  
Attiva [combinazione 8]  
Attiva [combinazione 9]  
Attiva [combinazione 10]  
Attiva [combinazione 11]  
Attiva [combinazione 12]  
Attiva [combinazione 13]  
Attiva [combinazione 14]  
Attiva [combinazione 15]  
Attiva [combinazione 16]  
Attiva [combinazione 17]  
Attiva [combinazione 18]  
Attiva [combinazione 19]  
Attiva [combinazione 20]  
Attiva [combinazione 21]  
Attiva [combinazione 22]  
Attiva [combinazione 23]  
Attiva [combinazione 24]

### Sisma

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g =$  1.60 [m/s<sup>2</sup>]  
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.20  
Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 0.24  
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 4.70$   
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v = 0.50 * k_h = 2.35$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.57 [m/s<sup>2</sup>]  
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.20  
Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 0.18  
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 1.26$   
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v = 0.50 * k_h = 0.63$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

30.00 [°]

Coefficienti di spinta

<b>N°combinazione</b>	<b>Statico</b>	<b>Sismico</b>
1	0.297	0.000
2	0.297	0.000
3	0.297	0.000
4	0.297	0.000
5	0.297	0.335
6	0.297	0.321
7	0.297	0.335
8	0.297	0.321
9	0.297	0.335
10	0.297	0.321
11	0.297	0.335
12	0.297	0.321
13	0.297	0.000
14	0.297	0.000
15	0.297	0.000
16	0.297	0.000
17	0.297	0.000
18	0.297	0.000
19	0.297	0.000
20	0.297	0.000
21	0.297	0.000
22	0.297	0.000
23	0.297	0.000
24	0.297	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	55
Numero elementi piedritto sinistro	46
Numero elementi piedritto destro	46
Numero molle piedritto sinistro	47
Numero molle piedritto destro	47

### **Analisi della combinazione n° 1**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 3377.75 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 3377.75 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 2**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	420.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 167.63 [kg/mq]	Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 117.34 [kg/mq]	Pressione inf. 3495.09 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 3**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	420.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	600.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 117.34 [kg/mq]	Pressione inf. 3495.09 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 167.63 [kg/mq]	Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 4**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	420.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	420.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 117.34 [kg/mq] Pressione inf. 3495.09 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 117.34 [kg/mq] Pressione inf. 3495.09 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 5**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 2598.27 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 2598.27 [kg/mq]

#### Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 1512.67 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 6**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 2598.27 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 2598.27 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 947.63 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 7**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 1551.71 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 8**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 972.09 [kg/mq]



### **Analisi della combinazione n° 9**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

#### Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 1551.71 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 10**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

#### Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 972.09 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 11**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 1551.71 [kg/mq]
--------------------	-----------------------------	--------------------------------

**Analisi della combinazione n° 12**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 972.09 [kg/mq]
--------------------	-----------------------------	-------------------------------

**Analisi della combinazione n° 13**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 3377.75 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 14**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	600.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 15**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 3377.75 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 16**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 3377.75 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 3377.75 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 17**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	600.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 3545.38 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 18**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 19**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	200.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00

---

9.45                    19.45                    0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 55.88 [kg/mq]                    Pressione inf. 2654.14 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]                    Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 20**

Pressione in calotta(solo peso terreno)                    0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	200.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]                    Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 55.88 [kg/mq]                    Pressione inf. 2654.14 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 21**

Pressione in calotta(solo peso terreno)                    0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]                    Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]                    Pressione inf. 2631.79 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 22**

Pressione in calotta(solo peso terreno)                    0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00

---

-4.65	0.50	400.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	280.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 111.75 [kg/mq]	Pressione inf. 2710.02 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 78.23 [kg/mq]	Pressione inf. 2676.50 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 23**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	280.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	400.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 78.23 [kg/mq]	Pressione inf. 2676.50 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 111.75 [kg/mq]	Pressione inf. 2710.02 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 24**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	280.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	280.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 78.23 [kg/mq]	Pressione inf. 2676.50 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 78.23 [kg/mq]	Pressione inf. 2676.50 [kg/mq]

## **Sollecitazioni**

### **Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)**

<b>X [m]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>N [kN]</b>
0.00	0.0000	1.8551	-0.2301
1.18	-49.8734	-59.6072	68.7267
2.40	-11.2238	3.2107	68.7267
3.62	-49.8714	65.6367	68.7267
4.80	0.0000	-1.8552	-0.2301

### **Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)**

<b>Y [m]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>N [kN]</b>
0.25	-101.1736	68.9568	56.0949
1.30	-44.5774	39.9261	42.6809
2.45	-12.6606	17.2392	28.0475
3.50	-1.8052	4.6982	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

### **Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)**

<b>Y [m]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>N [kN]</b>
0.25	-101.1736	-68.9568	56.0949
1.30	-44.5774	-39.9261	42.6809
2.45	-12.6606	-17.2392	28.0475
3.50	-1.8052	-4.6982	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

### **Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)**

<b>X [m]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>N [kN]</b>
0.00	0.0000	1.7502	-1.3356
1.18	-62.8547	-62.2868	74.8544
2.40	-21.3398	2.3074	74.8544
3.62	-59.8874	66.5159	74.8544
4.80	0.0000	-1.8301	0.8343

### **Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)**

<b>Y [m]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>N [kN]</b>
0.25	-117.0867	76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

### **Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)**

<b>Y [m]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>N [kN]</b>
0.25	-112.3128	-74.0201	56.0949
1.30	-51.0261	-43.7786	42.6809
2.45	-15.4453	-19.7708	28.0475
3.50	-2.5633	-6.0190	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

---

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.8300	0.8343
1.18	-59.8901	-59.9981	74.8544
2.40	-21.3397	4.8082	74.8544
3.62	-62.8519	68.7572	74.8544
4.80	0.0000	-1.7503	-1.3356

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-112.3128	74.0201	56.0949
1.30	-51.0261	43.7786	42.6809
2.45	-15.4453	19.7708	28.0475
3.50	-2.5633	6.0190	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-117.0867	-76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	-45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	-20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	-6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.8547	-0.2470
1.18	-60.2857	-59.7022	73.7731
2.40	-21.1087	3.6067	73.7731
3.62	-60.2831	66.3025	73.7731
4.80	0.0000	-1.8548	-0.2470

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-112.3128	74.0201	56.0949
1.30	-51.0261	43.7786	42.6809
2.45	-15.4453	19.7708	28.0475
3.50	-2.5633	6.0190	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-112.3128	-74.0201	56.0949
1.30	-51.0261	-43.7786	42.6809
2.45	-15.4453	-19.7708	28.0475
3.50	-2.5633	-6.0190	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000



---

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.3802	-19.0822
1.18	-75.1523	-63.8404	67.5531
2.40	-23.7729	-13.1020	68.2558
3.62	-38.7982	42.9039	68.9584
4.80	0.0000	-1.7726	18.6251

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-127.5937	85.9543	44.1646
1.30	-56.8337	50.1343	33.6035
2.45	-16.5220	21.9959	22.0823
3.50	-2.4993	6.2450	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-73.3612	-51.0143	44.1646
1.30	-31.7056	-29.1683	33.6035
2.45	-8.6227	-12.2462	22.0823
3.50	-1.0848	-3.0846	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.6714	-13.2953
1.18	-62.7449	-57.2655	61.8047
2.40	-18.7541	-8.3064	62.5074
3.62	-37.7342	44.1914	63.2100
4.80	0.0000	-1.6294	12.8767

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-110.6712	74.4190	42.1353
1.30	-49.3784	43.4563	32.0594
2.45	-14.4051	19.1121	21.0676
3.50	-2.1979	5.4599	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-73.3612	-51.0143	42.1353
1.30	-31.7056	-29.1683	32.0594
2.45	-8.6227	-12.2462	21.0676
3.50	-1.0848	-3.0846	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

---

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.3444	-19.4868
1.18	-78.8121	-64.5021	69.3921
2.40	-26.6834	-13.3465	70.0947
3.62	-41.6741	43.1383	70.7974
4.80	0.0000	-1.7668	19.0174

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-131.9454	88.1979	44.1646
1.30	-59.1913	51.6964	33.6035
2.45	-17.4639	22.9185	22.0823
3.50	-2.7367	6.6766	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-76.5438	-52.4610	44.1646
1.30	-33.5481	-30.2690	33.6035
2.45	-9.4184	-12.9696	22.0823
3.50	-1.3014	-3.4620	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.6449	-13.5506
1.18	-66.0776	-57.7786	63.4953
2.40	-21.5149	-8.4257	64.1980
3.62	-40.5758	44.4834	64.9006
4.80	0.0000	-1.6217	13.1207

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-114.5862	76.3649	42.1353
1.30	-51.5435	44.8460	32.0594
2.45	-15.2924	19.9602	21.0676
3.50	-2.4276	5.8713	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-76.5438	-52.4610	42.1353
1.30	-33.5481	-30.2690	32.0594
2.45	-9.4184	-12.9696	21.0676
3.50	-1.3014	-3.4620	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.3444	-19.4868
1.18	-78.8121	-64.5021	69.3921
2.40	-26.6834	-13.3465	70.0947
3.62	-41.6741	43.1383	70.7974
4.80	0.0000	-1.7668	19.0174

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-131.9454	88.1979	44.1646
1.30	-59.1913	51.6964	33.6035
2.45	-17.4639	22.9185	22.0823
3.50	-2.7367	6.6766	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-76.5438	-52.4610	44.1646
1.30	-33.5481	-30.2690	33.6035
2.45	-9.4184	-12.9696	22.0823
3.50	-1.3014	-3.4620	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.6449	-13.5506
1.18	-66.0776	-57.7786	63.4953
2.40	-21.5149	-8.4257	64.1980
3.62	-40.5758	44.4834	64.9006
4.80	0.0000	-1.6217	13.1207

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-114.5862	76.3649	42.1353
1.30	-51.5435	44.8460	32.0594
2.45	-15.2924	19.9602	21.0676
3.50	-2.4276	5.8713	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-76.5438	-52.4610	42.1353
1.30	-33.5481	-30.2690	32.0594
2.45	-9.4184	-12.9696	21.0676
3.50	-1.3014	-3.4620	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.3444	-19.4868
1.18	-78.8121	-64.5021	69.3921
2.40	-26.6834	-13.3465	70.0947
3.62	-41.6741	43.1383	70.7974
4.80	0.0000	-1.7668	19.0174

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-131.9454	88.1979	44.1646
1.30	-59.1913	51.6964	33.6035
2.45	-17.4639	22.9185	22.0823
3.50	-2.7367	6.6766	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-76.5438	-52.4610	44.1646
1.30	-33.5481	-30.2690	33.6035
2.45	-9.4184	-12.9696	22.0823
3.50	-1.3014	-3.4620	11.5212
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.6449	-13.5506
1.18	-66.0776	-57.7786	63.4953
2.40	-21.5149	-8.4257	64.1980
3.62	-40.5758	44.4834	64.9006
4.80	0.0000	-1.6217	13.1207

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-114.5862	76.3649	42.1353
1.30	-51.5435	44.8460	32.0594
2.45	-15.2924	19.9602	21.0676
3.50	-2.4276	5.8713	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-76.5438	-52.4610	42.1353
1.30	-33.5481	-30.2690	32.0594
2.45	-9.4184	-12.9696	21.0676
3.50	-1.3014	-3.4620	10.9918
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 13)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.6322	-3.8588
1.18	-60.6623	-65.4615	72.3313
2.40	-15.6636	-0.8602	72.3313
3.62	-50.7780	64.0315	72.3313
4.80	0.0000	-1.8983	3.3744

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-117.0867	76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-101.1736	-68.9568	56.0949
1.30	-44.5774	-39.9261	42.6809
2.45	-12.6606	-17.2392	28.0475
3.50	-1.8052	-4.6982	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 14)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.6753	-0.2543
1.18	-61.5689	-63.6869	75.9358
2.40	-20.1032	3.4048	75.9358
3.62	-61.5662	69.8973	75.9358
4.80	0.0000	-1.6755	-0.2543

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 14)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-117.0867	76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 14)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-117.0867	-76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	-45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	-20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	-6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 15)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.7576	-3.8588
1.18	-62.8878	-62.7007	72.3313
2.40	-19.3329	-0.6001	72.3313
3.62	-53.0033	61.7148	72.3313
4.80	0.0000	-2.0238	3.3744

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 15)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-117.0867	76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 15)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-101.1736	-68.9568	56.0949
1.30	-44.5774	-39.9261	42.6809
2.45	-12.6606	-17.2392	28.0475
3.50	-1.8052	-4.6982	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 16)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.9805	-0.2301
1.18	-52.0989	-56.8464	68.7267
2.40	-14.8931	3.4709	68.7267
3.62	-52.0967	63.3201	68.7267
4.80	0.0000	-1.9806	-0.2301

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 16)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-101.1736	68.9568	56.0949
1.30	-44.5774	39.9261	42.6809
2.45	-12.6606	17.2392	28.0475
3.50	-1.8052	4.6982	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 16)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-101.1736	-68.9568	56.0949
1.30	-44.5774	-39.9261	42.6809
2.45	-12.6606	-17.2392	28.0475
3.50	-1.8052	-4.6982	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 17)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.8007	-0.2543
1.18	-63.7944	-60.9262	75.9358
2.40	-23.7725	3.6649	75.9358
3.62	-63.7915	67.5807	75.9358
4.80	0.0000	-1.8009	-0.2543

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 17)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-117.0867	76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 17)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-117.0867	-76.1901	56.0949
1.30	-53.7898	-45.4297	42.6809
2.45	-16.6388	-20.8558	28.0475
3.50	-2.8882	-6.5851	14.6335
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 18)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4161	-0.1818
1.18	-41.1484	-46.1155	54.3085
2.40	-11.1434	2.5606	54.3085
3.62	-41.1466	50.8786	54.3085
4.80	0.0000	-1.4162	-0.1818

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 18)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-81.0085	54.4904	43.1499
1.30	-36.1328	31.8131	32.8315
2.45	-10.5345	13.9843	21.5750
3.50	-1.6052	3.9914	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 18)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-81.0085	-54.4904	43.1499
1.30	-36.1328	-31.8131	32.8315
2.45	-10.5345	-13.9843	21.5750
3.50	-1.6052	-3.9914	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 19)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.3864	-0.6657
1.18	-42.5869	-46.8960	54.7891
2.40	-11.7354	2.0178	54.7891
3.62	-41.2675	50.6645	54.7891
4.80	0.0000	-1.4220	0.2988

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 19)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-83.1302	55.4548	43.1499
1.30	-37.3611	32.5469	32.8315
2.45	-11.0650	14.4665	21.5750
3.50	-1.7496	4.2430	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 19)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-81.0085	-54.4904	43.1499
1.30	-36.1328	-31.8131	32.8315
2.45	-10.5345	-13.9843	21.5750
3.50	-1.6052	-3.9914	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 20)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4219	0.2988
1.18	-41.2692	-45.8789	54.7891
2.40	-11.7354	3.1293	54.7891
3.62	-42.5851	51.6607	54.7891
4.80	0.0000	-1.3865	-0.6657

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 20)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-81.0085	54.4904	43.1499
1.30	-36.1328	31.8131	32.8315
2.45	-10.5345	13.9843	21.5750
3.50	-1.6052	3.9914	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 20)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-83.1302	-55.4548	43.1499
1.30	-37.3611	-32.5469	32.8315
2.45	-11.0650	-14.4665	21.5750
3.50	-1.7496	-4.2430	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000



**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 21)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4328	-0.1818
1.18	-41.4451	-45.7474	54.3085
2.40	-11.6327	2.5953	54.3085
3.62	-41.4433	50.5697	54.3085
4.80	0.0000	-1.4329	-0.1818

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 21)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-81.0085	54.4904	43.1499
1.30	-36.1328	31.8131	32.8315
2.45	-10.5345	13.9843	21.5750
3.50	-1.6052	3.9914	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 21)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-81.0085	-54.4904	43.1499
1.30	-36.1328	-31.8131	32.8315
2.45	-10.5345	-13.9843	21.5750
3.50	-1.6052	-3.9914	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 22)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.3570	-0.9140
1.18	-47.0184	-47.6381	56.9518
2.40	-15.3777	1.8676	56.9518
3.62	-45.0400	51.0759	56.9518
4.80	0.0000	-1.4104	0.5326

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 22)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-88.4346	57.8659	43.1499
1.30	-40.4319	34.3814	32.8315
2.45	-12.3911	15.6720	21.5750
3.50	-2.1106	4.8719	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 22)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-85.2520	-56.4192	43.1499
1.30	-38.5894	-33.2807	32.8315
2.45	-11.5954	-14.9487	21.5750
3.50	-1.8940	-4.4946	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

---

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 23)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4102	0.5326
1.18	-45.0419	-46.1123	56.9518
2.40	-15.3776	3.5348	56.9518
3.62	-47.0163	52.5701	56.9518
4.80	0.0000	-1.3572	-0.9140

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 23)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-85.2520	56.4192	43.1499
1.30	-38.5894	33.2807	32.8315
2.45	-11.5954	14.9487	21.5750
3.50	-1.8940	4.4946	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 23)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-88.4346	-57.8659	43.1499
1.30	-40.4319	-34.3814	32.8315
2.45	-12.3911	-15.6720	21.5750
3.50	-2.1106	-4.8719	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 24)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4267	-0.1883
1.18	-45.3057	-45.9150	56.2309
2.40	-15.2236	2.7338	56.2309
3.62	-45.3037	50.9336	56.2309
4.80	0.0000	-1.4268	-0.1883

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 24)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-85.2520	56.4192	43.1499
1.30	-38.5894	33.2807	32.8315
2.45	-11.5954	14.9487	21.5750
3.50	-1.8940	4.4946	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 24)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-85.2520	-56.4192	43.1499
1.30	-38.5894	-33.2807	32.8315
2.45	-11.5954	-14.9487	21.5750
3.50	-1.8940	-4.4946	11.2565
4.65	0.0000	0.0000	0.0000

## **Pressioni terreno**

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.45
1.18	0.66
2.40	0.70
3.62	0.66
4.80	0.45

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.43
1.18	0.70
2.40	0.77
3.62	0.71
4.80	0.45

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.45
1.18	0.71
2.40	0.77
3.62	0.70
4.80	0.43

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.45
1.18	0.72
2.40	0.78
3.62	0.72
4.80	0.45

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.09
1.18	0.47
2.40	0.59
3.62	0.58
4.80	0.43

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.16
1.18	0.47
2.40	0.56
3.62	0.54
4.80	0.40

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.08

1.18	0.48
2.40	0.62
3.62	0.60
4.80	0.43

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.16
1.18	0.48
2.40	0.58
3.62	0.56
4.80	0.40

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.08
1.18	0.48
2.40	0.62
3.62	0.60
4.80	0.43

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.16
1.18	0.48
2.40	0.58
3.62	0.56
4.80	0.40

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.08
1.18	0.48
2.40	0.62
3.62	0.60
4.80	0.43

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.16
1.18	0.48
2.40	0.58
3.62	0.56
4.80	0.40

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.40
1.18	0.66
2.40	0.72
3.62	0.67
4.80	0.46

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.41
1.18	0.68
2.40	0.74
3.62	0.68
4.80	0.41

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.43
1.18	0.71
2.40	0.78
3.62	0.72
4.80	0.50

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 16)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.48
1.18	0.70
2.40	0.76
3.62	0.70
4.80	0.48

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 17)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.44
1.18	0.72
2.40	0.80
3.62	0.72
4.80	0.44

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 18)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.52
2.40	0.56
3.62	0.52
4.80	0.35

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 19)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.34
1.18	0.52
2.40	0.56
3.62	0.52
4.80	0.35

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 20)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.52
2.40	0.56

3.62	0.52
4.80	0.34

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 21)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.52
2.40	0.56
3.62	0.52
4.80	0.35

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 22)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.33
1.18	0.54
2.40	0.59
3.62	0.54
4.80	0.35

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 23)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.54
2.40	0.59
3.62	0.54
4.80	0.33

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 24)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.55
2.40	0.59
3.62	0.55
4.80	0.35

## Inviluppo sollecitazioni nodali

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	0.34	1.98	-19.49	0.83
1.18	-78.81	-41.15	-65.46	-45.75	54.31	75.94
2.40	-26.68	-11.14	-13.35	4.81	54.31	75.94
3.62	-63.79	-37.73	42.90	69.90	54.31	75.94
4.80	0.00	0.00	-2.02	-1.36	-1.34	19.02

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.25	-131.95	-81.01	54.49	88.20	42.14	56.09
1.30	-59.19	-36.13	31.81	51.70	32.06	42.68
2.45	-17.46	-10.53	13.98	22.92	21.07	28.05
3.50	-2.89	-1.61	3.99	6.68	10.99	14.63
4.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.25	-117.09	-73.36	-76.19	-51.01	42.14	56.09
1.30	-53.79	-31.71	-45.43	-29.17	32.06	42.68
2.45	-16.64	-8.62	-20.86	-12.25	21.07	28.05
3.50	-2.89	-1.08	-6.59	-3.08	10.99	14.63
4.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## Inviluppo pressioni terreno

### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ <sub>tmin</sub> [kg/cmq]	σ <sub>tmax</sub> [kg/cmq]
0.00	0.08	0.48
1.18	0.47	0.72
2.40	0.56	0.80
3.62	0.52	0.72
4.80	0.33	0.50

## Schema Strutturale

### Area ed Inerzia elementi

Destinazione	Area [cmq]	Inerzia [cm <sup>4</sup> ]
Fondazione	5000.00	1041666.67
Piedritto sinistro	4000.00	533333.33
Piedritto destro	4000.00	533333.33

### *Simbologia adottata ed unità di misura*

$N$	indice elemento
$N_i$	indice nodo iniziale elemento
$N_j$	indice nodo finale elemento
$(X_i, Y_i)$	coordinate nodo iniziale, espresse in cm
$(X_j, Y_j)$	coordinate nodo finale, espresse in cm
$Dest$	appartenenza elemento

N	$N_i$	$N_j$	$X_i$	$Y_i$	$X_j$	$Y_j$	Dest
1	1	2	0.00	25.00	8.33	25.00	Fond
2	2	3	8.33	25.00	16.67	25.00	Fond
3	3	4	16.67	25.00	25.00	25.00	Fond
4	4	5	25.00	25.00	33.33	25.00	Fond
5	5	6	33.33	25.00	41.67	25.00	Fond
6	6	7	41.67	25.00	50.00	25.00	Fond
7	7	8	50.00	25.00	56.67	25.00	Fond
8	8	9	56.67	25.00	63.33	25.00	Fond
9	9	10	63.33	25.00	70.00	25.00	Fond
10	10	11	70.00	25.00	76.67	25.00	Fond
11	11	12	76.67	25.00	83.33	25.00	Fond
12	12	13	83.33	25.00	90.00	25.00	Fond
13	13	14	90.00	25.00	99.38	25.00	Fond
14	14	15	99.38	25.00	108.75	25.00	Fond
15	15	16	108.75	25.00	118.13	25.00	Fond
16	16	17	118.13	25.00	127.50	25.00	Fond
17	17	18	127.50	25.00	136.88	25.00	Fond
18	18	19	136.88	25.00	146.25	25.00	Fond
19	19	20	146.25	25.00	155.63	25.00	Fond
20	20	21	155.63	25.00	165.00	25.00	Fond
21	21	22	165.00	25.00	174.38	25.00	Fond
22	22	23	174.38	25.00	183.75	25.00	Fond
23	23	24	183.75	25.00	193.13	25.00	Fond
24	24	25	193.13	25.00	202.50	25.00	Fond
25	25	26	202.50	25.00	211.88	25.00	Fond
26	26	27	211.88	25.00	221.25	25.00	Fond
27	27	28	221.25	25.00	230.63	25.00	Fond
28	28	29	230.63	25.00	240.00	25.00	Fond
29	29	30	240.00	25.00	249.38	25.00	Fond
30	30	31	249.38	25.00	258.75	25.00	Fond
31	31	32	258.75	25.00	268.13	25.00	Fond
32	32	33	268.13	25.00	277.50	25.00	Fond
33	33	34	277.50	25.00	286.88	25.00	Fond
34	34	35	286.88	25.00	296.25	25.00	Fond
35	35	36	296.25	25.00	305.63	25.00	Fond
36	36	37	305.63	25.00	315.00	25.00	Fond
37	37	38	315.00	25.00	324.38	25.00	Fond
38	38	39	324.38	25.00	333.75	25.00	Fond
39	39	40	333.75	25.00	343.13	25.00	Fond
40	40	41	343.13	25.00	352.50	25.00	Fond
41	41	42	352.50	25.00	361.88	25.00	Fond
42	42	43	361.88	25.00	371.25	25.00	Fond



43	43	44	371.25	25.00	380.63	25.00	Fond
44	44	45	380.63	25.00	390.00	25.00	Fond
45	45	46	390.00	25.00	400.00	25.00	Fond
46	46	47	400.00	25.00	410.00	25.00	Fond
47	47	48	410.00	25.00	416.67	25.00	Fond
48	48	49	416.67	25.00	423.33	25.00	Fond
49	49	50	423.33	25.00	430.00	25.00	Fond
50	50	51	430.00	25.00	438.33	25.00	Fond
51	51	52	438.33	25.00	446.67	25.00	Fond
52	52	53	446.67	25.00	455.00	25.00	Fond
53	53	54	455.00	25.00	463.33	25.00	Fond
54	54	55	463.33	25.00	471.67	25.00	Fond
55	55	56	471.67	25.00	480.00	25.00	Fond
56	10	115	70.00	25.00	70.00	34.57	PiedL
57	115	116	70.00	34.57	70.00	44.13	PiedL
58	116	117	70.00	44.13	70.00	53.70	PiedL
59	117	118	70.00	53.70	70.00	63.26	PiedL
60	118	119	70.00	63.26	70.00	72.83	PiedL
61	119	120	70.00	72.83	70.00	82.39	PiedL
62	120	121	70.00	82.39	70.00	91.96	PiedL
63	121	122	70.00	91.96	70.00	101.52	PiedL
64	122	123	70.00	101.52	70.00	111.09	PiedL
65	123	124	70.00	111.09	70.00	120.65	PiedL
66	124	125	70.00	120.65	70.00	130.22	PiedL
67	125	126	70.00	130.22	70.00	139.78	PiedL
68	126	127	70.00	139.78	70.00	149.35	PiedL
69	127	128	70.00	149.35	70.00	158.91	PiedL
70	128	129	70.00	158.91	70.00	168.48	PiedL
71	129	130	70.00	168.48	70.00	178.04	PiedL
72	130	131	70.00	178.04	70.00	187.61	PiedL
73	131	132	70.00	187.61	70.00	197.17	PiedL
74	132	133	70.00	197.17	70.00	206.74	PiedL
75	133	134	70.00	206.74	70.00	216.30	PiedL
76	134	135	70.00	216.30	70.00	225.87	PiedL
77	135	136	70.00	225.87	70.00	235.43	PiedL
78	136	137	70.00	235.43	70.00	245.00	PiedL
79	137	138	70.00	245.00	70.00	254.57	PiedL
80	138	139	70.00	254.57	70.00	264.13	PiedL
81	139	140	70.00	264.13	70.00	273.70	PiedL
82	140	141	70.00	273.70	70.00	283.26	PiedL
83	141	142	70.00	283.26	70.00	292.83	PiedL
84	142	143	70.00	292.83	70.00	302.39	PiedL
85	143	144	70.00	302.39	70.00	311.96	PiedL
86	144	145	70.00	311.96	70.00	321.52	PiedL
87	145	146	70.00	321.52	70.00	331.09	PiedL
88	146	147	70.00	331.09	70.00	340.65	PiedL
89	147	148	70.00	340.65	70.00	350.22	PiedL
90	148	149	70.00	350.22	70.00	359.78	PiedL
91	149	150	70.00	359.78	70.00	369.35	PiedL
92	150	151	70.00	369.35	70.00	378.91	PiedL
93	151	152	70.00	378.91	70.00	388.48	PiedL
94	152	153	70.00	388.48	70.00	398.04	PiedL
95	153	154	70.00	398.04	70.00	407.61	PiedL
96	154	155	70.00	407.61	70.00	417.17	PiedL
97	155	156	70.00	417.17	70.00	426.74	PiedL
98	156	157	70.00	426.74	70.00	436.30	PiedL
99	157	158	70.00	436.30	70.00	445.87	PiedL
100	158	159	70.00	445.87	70.00	455.43	PiedL
101	159	160	70.00	455.43	70.00	465.00	PiedL
102	47	207	410.00	25.00	410.00	34.57	PiedR
103	207	208	410.00	34.57	410.00	44.13	PiedR

104	208	209	410.00	44.13	410.00	53.70	PiedR
105	209	210	410.00	53.70	410.00	63.26	PiedR
106	210	211	410.00	63.26	410.00	72.83	PiedR
107	211	212	410.00	72.83	410.00	82.39	PiedR
108	212	213	410.00	82.39	410.00	91.96	PiedR
109	213	214	410.00	91.96	410.00	101.52	PiedR
110	214	215	410.00	101.52	410.00	111.09	PiedR
111	215	216	410.00	111.09	410.00	120.65	PiedR
112	216	217	410.00	120.65	410.00	130.22	PiedR
113	217	218	410.00	130.22	410.00	139.78	PiedR
114	218	219	410.00	139.78	410.00	149.35	PiedR
115	219	220	410.00	149.35	410.00	158.91	PiedR
116	220	221	410.00	158.91	410.00	168.48	PiedR
117	221	222	410.00	168.48	410.00	178.04	PiedR
118	222	223	410.00	178.04	410.00	187.61	PiedR
119	223	224	410.00	187.61	410.00	197.17	PiedR
120	224	225	410.00	197.17	410.00	206.74	PiedR
121	225	226	410.00	206.74	410.00	216.30	PiedR
122	226	227	410.00	216.30	410.00	225.87	PiedR
123	227	228	410.00	225.87	410.00	235.43	PiedR
124	228	229	410.00	235.43	410.00	245.00	PiedR
125	229	230	410.00	245.00	410.00	254.57	PiedR
126	230	231	410.00	254.57	410.00	264.13	PiedR
127	231	232	410.00	264.13	410.00	273.70	PiedR
128	232	233	410.00	273.70	410.00	283.26	PiedR
129	233	234	410.00	283.26	410.00	292.83	PiedR
130	234	235	410.00	292.83	410.00	302.39	PiedR
131	235	236	410.00	302.39	410.00	311.96	PiedR
132	236	237	410.00	311.96	410.00	321.52	PiedR
133	237	238	410.00	321.52	410.00	331.09	PiedR
134	238	239	410.00	331.09	410.00	340.65	PiedR
135	239	240	410.00	340.65	410.00	350.22	PiedR
136	240	241	410.00	350.22	410.00	359.78	PiedR
137	241	242	410.00	359.78	410.00	369.35	PiedR
138	242	243	410.00	369.35	410.00	378.91	PiedR
139	243	244	410.00	378.91	410.00	388.48	PiedR
140	244	245	410.00	388.48	410.00	398.04	PiedR
141	245	246	410.00	398.04	410.00	407.61	PiedR
142	246	247	410.00	407.61	410.00	417.17	PiedR
143	247	248	410.00	417.17	410.00	426.74	PiedR
144	248	249	410.00	426.74	410.00	436.30	PiedR
145	249	250	410.00	436.30	410.00	445.87	PiedR
146	250	251	410.00	445.87	410.00	455.43	PiedR
147	251	252	410.00	455.43	410.00	465.00	PiedR
148	1	57	0.00	25.00	0.00	-75.00	MollaF
149	2	58	8.33	25.00	8.33	-75.00	MollaF
150	3	59	16.67	25.00	16.67	-75.00	MollaF
151	4	60	25.00	25.00	25.00	-75.00	MollaF
152	5	61	33.33	25.00	33.33	-75.00	MollaF
153	6	62	41.67	25.00	41.67	-75.00	MollaF
154	7	63	50.00	25.00	50.00	-75.00	MollaF
155	8	64	56.67	25.00	56.67	-75.00	MollaF
156	9	65	63.33	25.00	63.33	-75.00	MollaF
157	10	66	70.00	25.00	70.00	-75.00	MollaF
158	11	67	76.67	25.00	76.67	-75.00	MollaF
159	12	68	83.33	25.00	83.33	-75.00	MollaF
160	13	69	90.00	25.00	90.00	-75.00	MollaF
161	14	70	99.38	25.00	99.38	-75.00	MollaF
162	15	71	108.75	25.00	108.75	-75.00	MollaF
163	16	72	118.13	25.00	118.13	-75.00	MollaF
164	17	73	127.50	25.00	127.50	-75.00	MollaF

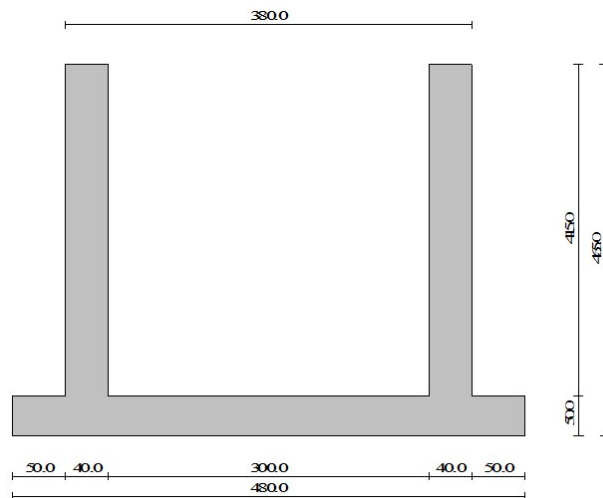
165	18	74	136.88	25.00	136.88	-75.00	MollaF
166	19	75	146.25	25.00	146.25	-75.00	MollaF
167	20	76	155.63	25.00	155.63	-75.00	MollaF
168	21	77	165.00	25.00	165.00	-75.00	MollaF
169	22	78	174.38	25.00	174.38	-75.00	MollaF
170	23	79	183.75	25.00	183.75	-75.00	MollaF
171	24	80	193.13	25.00	193.13	-75.00	MollaF
172	25	81	202.50	25.00	202.50	-75.00	MollaF
173	26	82	211.88	25.00	211.88	-75.00	MollaF
174	27	83	221.25	25.00	221.25	-75.00	MollaF
175	28	84	230.63	25.00	230.63	-75.00	MollaF
176	29	85	240.00	25.00	240.00	-75.00	MollaF
177	30	86	249.38	25.00	249.38	-75.00	MollaF
178	31	87	258.75	25.00	258.75	-75.00	MollaF
179	32	88	268.13	25.00	268.13	-75.00	MollaF
180	33	89	277.50	25.00	277.50	-75.00	MollaF
181	34	90	286.88	25.00	286.88	-75.00	MollaF
182	35	91	296.25	25.00	296.25	-75.00	MollaF
183	36	92	305.63	25.00	305.63	-75.00	MollaF
184	37	93	315.00	25.00	315.00	-75.00	MollaF
185	38	94	324.38	25.00	324.38	-75.00	MollaF
186	39	95	333.75	25.00	333.75	-75.00	MollaF
187	40	96	343.13	25.00	343.13	-75.00	MollaF
188	41	97	352.50	25.00	352.50	-75.00	MollaF
189	42	98	361.88	25.00	361.88	-75.00	MollaF
190	43	99	371.25	25.00	371.25	-75.00	MollaF
191	44	100	380.63	25.00	380.63	-75.00	MollaF
192	45	101	390.00	25.00	390.00	-75.00	MollaF
193	46	102	400.00	25.00	400.00	-75.00	MollaF
194	47	103	410.00	25.00	410.00	-75.00	MollaF
195	48	104	416.67	25.00	416.67	-75.00	MollaF
196	49	105	423.33	25.00	423.33	-75.00	MollaF
197	50	106	430.00	25.00	430.00	-75.00	MollaF
198	51	107	438.33	25.00	438.33	-75.00	MollaF
199	52	108	446.67	25.00	446.67	-75.00	MollaF
200	53	109	455.00	25.00	455.00	-75.00	MollaF
201	54	110	463.33	25.00	463.33	-75.00	MollaF
202	55	111	471.67	25.00	471.67	-75.00	MollaF
203	56	112	480.00	25.00	480.00	-75.00	MollaF
204	1	113	0.00	25.00	-100.00	25.00	MollaPL
205	115	161	70.00	34.57	-30.00	34.57	MollaPL
206	116	162	70.00	44.13	-30.00	44.13	MollaPL
207	117	163	70.00	53.70	-30.00	53.70	MollaPL
208	118	164	70.00	63.26	-30.00	63.26	MollaPL
209	119	165	70.00	72.83	-30.00	72.83	MollaPL
210	120	166	70.00	82.39	-30.00	82.39	MollaPL
211	121	167	70.00	91.96	-30.00	91.96	MollaPL
212	122	168	70.00	101.52	-30.00	101.52	MollaPL
213	123	169	70.00	111.09	-30.00	111.09	MollaPL
214	124	170	70.00	120.65	-30.00	120.65	MollaPL
215	125	171	70.00	130.22	-30.00	130.22	MollaPL
216	126	172	70.00	139.78	-30.00	139.78	MollaPL
217	127	173	70.00	149.35	-30.00	149.35	MollaPL
218	128	174	70.00	158.91	-30.00	158.91	MollaPL
219	129	175	70.00	168.48	-30.00	168.48	MollaPL
220	130	176	70.00	178.04	-30.00	178.04	MollaPL
221	131	177	70.00	187.61	-30.00	187.61	MollaPL
222	132	178	70.00	197.17	-30.00	197.17	MollaPL
223	133	179	70.00	206.74	-30.00	206.74	MollaPL
224	134	180	70.00	216.30	-30.00	216.30	MollaPL
225	135	181	70.00	225.87	-30.00	225.87	MollaPL

226	136	182	70.00	235.43	-30.00	235.43	MollaPL
227	137	183	70.00	245.00	-30.00	245.00	MollaPL
228	138	184	70.00	254.57	-30.00	254.57	MollaPL
229	139	185	70.00	264.13	-30.00	264.13	MollaPL
230	140	186	70.00	273.70	-30.00	273.70	MollaPL
231	141	187	70.00	283.26	-30.00	283.26	MollaPL
232	142	188	70.00	292.83	-30.00	292.83	MollaPL
233	143	189	70.00	302.39	-30.00	302.39	MollaPL
234	144	190	70.00	311.96	-30.00	311.96	MollaPL
235	145	191	70.00	321.52	-30.00	321.52	MollaPL
236	146	192	70.00	331.09	-30.00	331.09	MollaPL
237	147	193	70.00	340.65	-30.00	340.65	MollaPL
238	148	194	70.00	350.22	-30.00	350.22	MollaPL
239	149	195	70.00	359.78	-30.00	359.78	MollaPL
240	150	196	70.00	369.35	-30.00	369.35	MollaPL
241	151	197	70.00	378.91	-30.00	378.91	MollaPL
242	152	198	70.00	388.48	-30.00	388.48	MollaPL
243	153	199	70.00	398.04	-30.00	398.04	MollaPL
244	154	200	70.00	407.61	-30.00	407.61	MollaPL
245	155	201	70.00	417.17	-30.00	417.17	MollaPL
246	156	202	70.00	426.74	-30.00	426.74	MollaPL
247	157	203	70.00	436.30	-30.00	436.30	MollaPL
248	158	204	70.00	445.87	-30.00	445.87	MollaPL
249	159	205	70.00	455.43	-30.00	455.43	MollaPL
250	160	206	70.00	465.00	-30.00	465.00	MollaPL
251	56	114	480.00	25.00	580.00	25.00	MollaPR
252	207	253	410.00	34.57	510.00	34.57	MollaPR
253	208	254	410.00	44.13	510.00	44.13	MollaPR
254	209	255	410.00	53.70	510.00	53.70	MollaPR
255	210	256	410.00	63.26	510.00	63.26	MollaPR
256	211	257	410.00	72.83	510.00	72.83	MollaPR
257	212	258	410.00	82.39	510.00	82.39	MollaPR
258	213	259	410.00	91.96	510.00	91.96	MollaPR
259	214	260	410.00	101.52	510.00	101.52	MollaPR
260	215	261	410.00	111.09	510.00	111.09	MollaPR
261	216	262	410.00	120.65	510.00	120.65	MollaPR
262	217	263	410.00	130.22	510.00	130.22	MollaPR
263	218	264	410.00	139.78	510.00	139.78	MollaPR
264	219	265	410.00	149.35	510.00	149.35	MollaPR
265	220	266	410.00	158.91	510.00	158.91	MollaPR
266	221	267	410.00	168.48	510.00	168.48	MollaPR
267	222	268	410.00	178.04	510.00	178.04	MollaPR
268	223	269	410.00	187.61	510.00	187.61	MollaPR
269	224	270	410.00	197.17	510.00	197.17	MollaPR
270	225	271	410.00	206.74	510.00	206.74	MollaPR
271	226	272	410.00	216.30	510.00	216.30	MollaPR
272	227	273	410.00	225.87	510.00	225.87	MollaPR
273	228	274	410.00	235.43	510.00	235.43	MollaPR
274	229	275	410.00	245.00	510.00	245.00	MollaPR
275	230	276	410.00	254.57	510.00	254.57	MollaPR
276	231	277	410.00	264.13	510.00	264.13	MollaPR
277	232	278	410.00	273.70	510.00	273.70	MollaPR
278	233	279	410.00	283.26	510.00	283.26	MollaPR
279	234	280	410.00	292.83	510.00	292.83	MollaPR
280	235	281	410.00	302.39	510.00	302.39	MollaPR
281	236	282	410.00	311.96	510.00	311.96	MollaPR
282	237	283	410.00	321.52	510.00	321.52	MollaPR
283	238	284	410.00	331.09	510.00	331.09	MollaPR
284	239	285	410.00	340.65	510.00	340.65	MollaPR
285	240	286	410.00	350.22	510.00	350.22	MollaPR
286	241	287	410.00	359.78	510.00	359.78	MollaPR

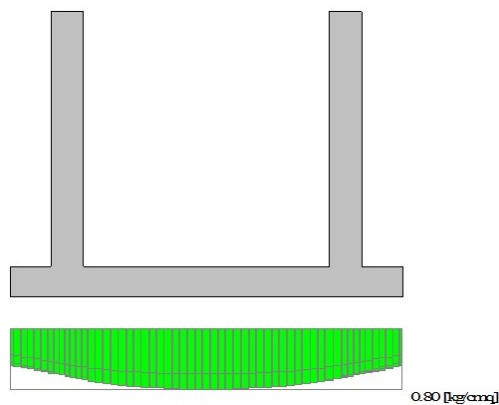
287	242	288	410.00	369.35	510.00	369.35	MollaPR
288	243	289	410.00	378.91	510.00	378.91	MollaPR
289	244	290	410.00	388.48	510.00	388.48	MollaPR
290	245	291	410.00	398.04	510.00	398.04	MollaPR
291	246	292	410.00	407.61	510.00	407.61	MollaPR
292	247	293	410.00	417.17	510.00	417.17	MollaPR
293	248	294	410.00	426.74	510.00	426.74	MollaPR
294	249	295	410.00	436.30	510.00	436.30	MollaPR
295	250	296	410.00	445.87	510.00	445.87	MollaPR
296	251	297	410.00	455.43	510.00	455.43	MollaPR
297	252	298	410.00	465.00	510.00	465.00	MollaPR

## GRAFICI

### GEOMETRIA SCATOLARE

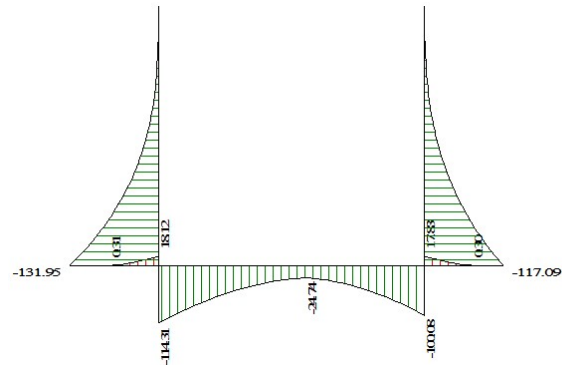


### PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE - INVILUPPO

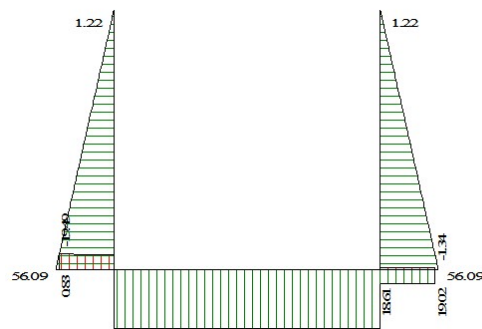


## **SOLLECITAZIONI SLU - INVILUPPO**

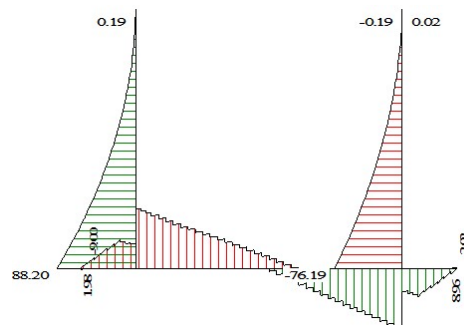
### **Momento**



### **Sforzo normale**

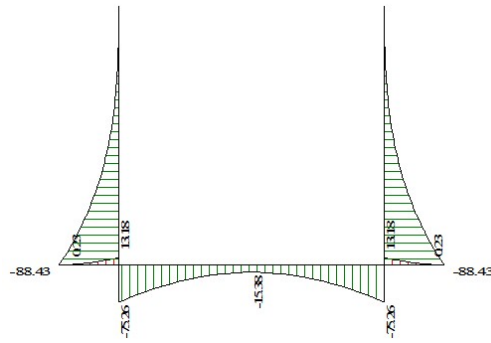


### **Taglio**

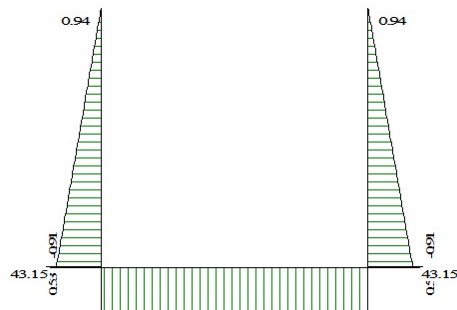


## **INVILUPPO SLE**

### **Momento**



### **Sforzo normale**



## **8.2 CASO 2: MURO H=3,00 m (compresa fondazione)**

Si riporta nel seguito l'output del programma di analisi della struttura scatolare con riferimento al caso di muro con altezza pari a 3,00 m compresa fondazione).

### **Spinta sui piedritti**

#### **Spinta attiva - Metodo di Coulomb**

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete. L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete). L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione  $c$  l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità  $z$  vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

#### **Spinta in presenza di falda**

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

#### **Spinta a Riposo**



Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.  
Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

### **Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe**

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/3 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove  $W$  è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

### **Strategia di soluzione**

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

## Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca		
Altezza esterna	3.00	[m]	
Larghezza esterna	3.80	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.50	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.50	[m]	
Spessore piedritto sinistro	0.40	[m]	
Spessore piedritto destro	0.40	[m]	
Spessore fondazione	0.50	[m]	

## Caratteristiche strati terreno

### Strato di rinfilanco

Descrizione	Terreno di rinfilanco		
Peso di volume	19.6136	[kN/mc]	
Peso di volume saturo	19.6136	[kN/mc]	
Angolo di attrito	30.00	[°]	
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]	
Coesione	0.00	[kg/cmq]	
Costante di Winkler	0.00	[kg/cmq/cm]	

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base		
Peso di volume	19.6136	[kN/mc]	
Peso di volume saturo	19.6136	[kN/mc]	
Angolo di attrito	37.00	[°]	
Angolo di attrito terreno struttura	25.00	[°]	
Coesione	0.00	[kg/cmq]	
Costante di Winkler	10.00	[kg/cmq/cm]	
Tensione ammissibile	2.00	[kg/cmq]	

## Caratteristiche materiali utilizzati

### Materiale calcestruzzo

R <sub>ck</sub> calcestruzzo	200.00	[kg/cmq]	
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]	
Modulo elastico E	288206.13	[kg/cmq]	
Tensione ammissibile acciaio	4588.65	[kg/cmq]	
Tensione ammissibile cls ( $\sigma_{amm}$ )	72.50	[kg/cmq]	
Tensione tang.ammissibile cls ( $\tau_{c0}$ )	4.67	[kg/cmq]	
Tensione tang.ammissibile cls ( $\tau_{c1}$ )	15.43	[kg/cmq]	
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0.50		
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00		
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120		

## Condizioni di carico

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 $F_y$  componente Y del carico concentrato  
 $F_x$  componente X del carico concentrato  
 M momento

#### Forze distribuite

$X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 $V_{ti}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{tf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

#### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

#### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

#### Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

#### Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

#### Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

#### Condizione di carico n° 7 (Acc-SX)

Distr	Terreno	$X_i = -4.65$	$X_f = 0.50$	$V_{ni} = 3.92$	$V_{nf} = 3.92$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

#### Condizione di carico n° 8 (Acc-DX)

Distr	Terreno	$X_i = 4.30$	$X_f = 9.45$	$V_{ni} = 3.92$	$V_{nf} = 3.92$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------

#### Condizione di carico n° 9 (Acc-Suola)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.90$	$X_f = 3.90$	$V_{ni} = 4.90$	$V_{nf} = 4.90$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

## Impostazioni di progetto

#### Verifica materiali:

##### **Stato Limite Ultimo**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c$	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

#### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione
$C$	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

### Norme Tecniche 2018

### Simbologia adottata

$\gamma_{G1sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G1fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G2sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_{G2fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60

Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00
---------------------------	----------	------	------

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00	1.00

Coeff. di combinazione  $\Psi_0=0.70$   $\Psi_1=0.50$   $\Psi_2=0.30$

#### Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30

---

Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-DX	1.50	0.70	1.05
Acc-Suola	1.50	0.70	1.05

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	0.70	1.05
Acc-DX	1.50	1.00	1.50
Acc-Suola	1.50	0.70	1.05

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	0.70	1.05
Acc-DX	1.50	0.70	1.05
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

---

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 14 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-DX	1.50	1.00	1.50



Combinazione n° 15 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 16 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 17 SLU (Approccio 2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acc-SX	1.50	1.00	1.50
Acc-DX	1.50	1.00	1.50
Acc-Suola	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 18 SLE (Quasi Permanente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 19 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.50	0.50
Acc-DX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 20 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-DX	1.00	0.50	0.50
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-Suola	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 21 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-Suola	1.00	0.50	0.50
Acc-SX	1.00	0.30	0.30
Acc-DX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 22 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	1.00	1.00
Acc-DX	1.00	0.70	0.70
Acc-Suola	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 23 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-DX	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.70	0.70
Acc-Suola	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 24 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acc-Suola	1.00	1.00	1.00
Acc-SX	1.00	0.70	0.70
Acc-DX	1.00	0.70	0.70

## Analisi della spinta

### Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

$X$  ascisse (espresse in m) positive verso destra

$Y$  ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

$M$  momento espresso in kNm

$V$  taglio espresso in kN

$SN$  sforzo normale espresso in kN

$ux$  spostamento direzione X espresso in cm

$uy$  spostamento direzione Y espresso in cm

$\sigma_r$  pressione sul terreno espressa in kg/cmq

### Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Attiva [combinazione 1]  
 Attiva [combinazione 2]  
 Attiva [combinazione 3]  
 Attiva [combinazione 4]  
 Attiva [combinazione 5]  
 Attiva [combinazione 6]  
 Attiva [combinazione 7]  
 Attiva [combinazione 8]  
 Attiva [combinazione 9]  
 Attiva [combinazione 10]  
 Attiva [combinazione 11]  
 Attiva [combinazione 12]  
 Attiva [combinazione 13]  
 Attiva [combinazione 14]  
 Attiva [combinazione 15]  
 Attiva [combinazione 16]  
 Attiva [combinazione 17]  
 Attiva [combinazione 18]  
 Attiva [combinazione 19]  
 Attiva [combinazione 20]  
 Attiva [combinazione 21]  
 Attiva [combinazione 22]  
 Attiva [combinazione 23]  
 Attiva [combinazione 24]

### Sisma

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo $a_g =$	1.60 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 4.70$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 2.35$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.57 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 1.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.63$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

30.00 [°]

Coefficienti di spinta

<b>N°combinazione</b>	<b>Statico</b>	<b>Sismico</b>
1	0.297	0.000
2	0.297	0.000
3	0.297	0.000
4	0.297	0.000
5	0.297	0.335
6	0.297	0.321
7	0.297	0.335
8	0.297	0.321
9	0.297	0.335
10	0.297	0.321
11	0.297	0.335
12	0.297	0.321
13	0.297	0.000
14	0.297	0.000
15	0.297	0.000
16	0.297	0.000
17	0.297	0.000
18	0.297	0.000
19	0.297	0.000
20	0.297	0.000
21	0.297	0.000
22	0.297	0.000
23	0.297	0.000
24	0.297	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	55
Numero elementi piedritto sinistro	28
Numero elementi piedritto destro	28
Numero molle piedritto sinistro	29
Numero molle piedritto destro	29

### **Analisi della combinazione n° 1**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 2179.19 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 2179.19 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 2**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	420.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 167.63 [kg/mq]	Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 117.34 [kg/mq]	Pressione inf. 2296.53 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 3**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	420.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	600.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 117.34 [kg/mq]	Pressione inf. 2296.53 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 167.63 [kg/mq]	Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 4**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	420.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	420.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 117.34 [kg/mq] Pressione inf. 2296.53 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 117.34 [kg/mq] Pressione inf. 2296.53 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 5**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 1676.30 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 1676.30 [kg/mq]

#### Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 629.69 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 6**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 1676.30 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 1676.30 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 394.48 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 7**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 654.88 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 8**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 410.26 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 9**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

#### Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 654.88 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 10**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

#### Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 410.26 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 11**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

---



Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 654.88 [kg/mq]
--------------------	-----------------------------	-------------------------------

**Analisi della combinazione n° 12**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 33.53 [kg/mq]	Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 410.26 [kg/mq]
--------------------	-----------------------------	-------------------------------

**Analisi della combinazione n° 13**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 2179.19 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 14**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	600.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 15**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq]      Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 2179.19 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 16**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0.00 [kg/mq]      Pressione inf. 2179.19 [kg/mq]

---

---

Piedritto destro Pressione sup. 0.00 [kg/mq] Pressione inf. 2179.19 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 17**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	600.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	600.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 167.63 [kg/mq] Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 167.63 [kg/mq] Pressione inf. 2346.82 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 18**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq] Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

### **Analisi della combinazione n° 19**

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	200.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 55.88 [kg/mq]      Pressione inf. 1732.18 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 20**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	200.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 55.88 [kg/mq]      Pressione inf. 1732.18 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 21**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	120.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	120.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 33.53 [kg/mq]      Pressione inf. 1709.83 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 22**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	400.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	280.00

9.45            19.45            0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 111.75 [kg/mq]      Pressione inf. 1788.06 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 78.23 [kg/mq]      Pressione inf. 1754.53 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 23**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	280.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	400.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 78.23 [kg/mq]      Pressione inf. 1754.53 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 111.75 [kg/mq]      Pressione inf. 1788.06 [kg/mq]

**Analisi della combinazione n° 24**

Pressione in calotta(solo peso terreno)      0.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.65	-4.65	0.00
-4.65	0.50	280.00
0.50	4.30	0.00
4.30	9.45	280.00
9.45	19.45	0.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 78.23 [kg/mq]      Pressione inf. 1754.53 [kg/mq]  
Piedritto destro Pressione sup. 78.23 [kg/mq]      Pressione inf. 1754.53 [kg/mq]

## Sollecitazioni

### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.0340	-0.0946
1.18	0.0292	-28.9228	26.8452
2.40	18.4103	1.8743	26.8452
3.62	0.0287	33.0280	26.8452
4.80	0.0000	-2.0340	-0.0946

### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-24.7125	26.9398	35.0593
1.63	-3.0946	6.7376	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

### Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-24.7125	-26.9398	35.0593
1.63	-3.0946	-6.7376	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.1030	-0.7862
1.18	-5.1182	-29.3227	30.6743
2.40	14.0129	1.7396	30.6743
3.62	-4.1055	32.9701	30.6743
4.80	0.0000	-2.1083	0.5700

### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

### Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-29.0637	-30.1043	35.0593
1.63	-4.1824	-8.3198	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.1084	0.5700
1.18	-4.1053	-28.4427	30.6743
2.40	14.0130	2.5391	30.6743

---

3.62	-5.1184	33.8595	30.6743
4.80	0.0000	-2.1030	-0.7862

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-29.0637	30.1043	35.0593
1.63	-4.1824	8.3198	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	-31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	-8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.1452	-0.1057
1.18	-4.7250	-27.7328	29.9986
2.40	13.2543	2.2034	29.9986
3.62	-4.7251	32.3778	29.9986
4.80	0.0000	-2.1451	-0.1057

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-29.0637	30.1043	35.0593
1.63	-4.1824	8.3198	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-29.0637	-30.1043	35.0593
1.63	-4.1824	-8.3198	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.3908	-6.6302
1.18	-6.3833	-25.7977	23.8255
2.40	11.9958	-1.5900	24.5282
3.62	0.7273	23.9735	25.2308
4.80	0.0000	-1.6655	6.4573

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-27.8929	29.7747	27.6029

---

1.63	-3.7106	7.7628	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-17.2656	-19.4545	27.6029
1.63	-1.9444	-4.5486	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.3957	-5.1714
1.18	-4.5596	-24.3841	22.3769
2.40	12.4114	-0.8743	23.0796
3.62	0.7666	23.7181	23.7822
4.80	0.0000	-1.6015	5.0087

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-25.2261	26.8673	26.3345
1.63	-3.3766	7.0359	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-17.2656	-19.4545	26.3345
1.63	-1.9444	-4.5486	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4058	-6.7895
1.18	-7.7658	-25.7901	24.8816
2.40	10.7369	-1.5999	25.5843
3.62	-0.4640	23.9470	26.2869
4.80	0.0000	-1.6879	6.6092

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-29.4217	30.9901	27.6029
1.63	-4.0571	8.2927	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-18.5088	-20.3587	27.6029
1.63	-2.2552	-5.0006	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000



---

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4130	-5.2724
1.18	-5.8626	-24.3397	23.3751
2.40	11.1885	-0.8538	24.0777
3.62	-0.4166	23.7054	24.7804
4.80	0.0000	-1.6235	5.1027

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-26.6482	27.9664	26.3345
1.63	-3.7098	7.5368	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-18.5088	-20.3587	26.3345
1.63	-2.2552	-5.0006	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4058	-6.7895
1.18	-7.7658	-25.7901	24.8816
2.40	10.7369	-1.5999	25.5843
3.62	-0.4640	23.9470	26.2869
4.80	0.0000	-1.6879	6.6092

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-29.4217	30.9901	27.6029
1.63	-4.0571	8.2927	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-18.5088	-20.3587	27.6029
1.63	-2.2552	-5.0006	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4130	-5.2724
1.18	-5.8626	-24.3397	23.3751
2.40	11.1885	-0.8538	24.0777
3.62	-0.4166	23.7054	24.7804
4.80	0.0000	-1.6235	5.1027

---

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-26.6482	27.9664	26.3345
1.63	-3.7098	7.5368	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-18.5088	-20.3587	26.3345
1.63	-2.2552	-5.0006	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4058	-6.7895
1.18	-7.7658	-25.7901	24.8816
2.40	10.7369	-1.5999	25.5843
3.62	-0.4640	23.9470	26.2869
4.80	0.0000	-1.6879	6.6092

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-29.4217	30.9901	27.6029
1.63	-4.0571	8.2927	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-18.5088	-20.3587	27.6029
1.63	-2.2552	-5.0006	13.8014
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.4130	-5.2724
1.18	-5.8626	-24.3397	23.3751
2.40	11.1885	-0.8538	24.0777
3.62	-0.4166	23.7054	24.7804
4.80	0.0000	-1.6235	5.1027

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-26.6482	27.9664	26.3345
1.63	-3.7098	7.5368	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

---

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-18.5088	-20.3587	26.3345
1.63	-2.2552	-5.0006	13.1673
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 13)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.0165	-2.3629
1.18	-3.4827	-31.4908	29.0976
2.40	17.3156	0.5899	29.0976
3.62	-0.1067	32.7152	29.0976
4.80	0.0000	-2.0344	2.1579

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-24.7125	-26.9398	35.0593
1.63	-3.0946	-6.7376	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 14)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.0169	-0.1105
1.18	-3.6181	-31.1255	31.3501
2.40	16.2210	1.9706	31.3501
3.62	-3.6184	35.3668	31.3501
4.80	0.0000	-2.0169	-0.1105

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 14)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 14)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	-31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	-8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 15)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.1396	-2.3629
1.18	-5.6837	-28.7589	29.0976
2.40	13.6921	0.8516	29.0976
3.62	-2.3076	30.4278	29.0976
4.80	0.0000	-2.1575	2.1579

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 15)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 15)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-24.7125	-26.9398	35.0593
1.63	-3.0946	-6.7376	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 16)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.1571	-0.0946
1.18	-2.1719	-26.1909	26.8452
2.40	14.7868	2.1360	26.8452
3.62	-2.1721	30.7406	26.8452
4.80	0.0000	-2.1571	-0.0946

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 16)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-24.7125	26.9398	35.0593
1.63	-3.0946	6.7376	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 16)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-24.7125	-26.9398	35.0593
1.63	-3.0946	-6.7376	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 17)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.1400	-0.1105
1.18	-5.8192	-28.3936	31.3501
2.40	12.5975	2.2323	31.3501
3.62	-5.8192	33.0794	31.3501
4.80	0.0000	-2.1400	-0.1105

---

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 17)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 17)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-30.9285	-31.4605	35.0593
1.63	-4.6486	-8.9979	17.5297
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 18)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.5858	-0.0759
1.18	-1.1472	-22.1424	21.5511
2.40	12.9992	1.5134	21.5511
3.62	-1.1475	25.4164	21.5511
4.80	0.0000	-1.5858	-0.0759

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 18)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-20.2528	21.6270	26.9687
1.63	-2.6912	5.6348	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 18)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-20.2528	-21.6270	26.9687
1.63	-2.6912	-5.6348	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 19)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.5835	-0.3784
1.18	-1.6155	-22.4848	21.8514
2.40	12.8533	1.3421	21.8514
3.62	-1.1656	25.3747	21.8514
4.80	0.0000	-1.5859	0.2244

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 19)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-21.0816	22.2298	26.9687
1.63	-2.8984	5.9362	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 19)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-20.2528	-21.6270	26.9687
1.63	-2.6912	-5.6348	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 20)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.5859	0.2244
1.18	-1.1653	-22.0937	21.8514
2.40	12.8533	1.6975	21.8514
3.62	-1.6157	25.7700	21.8514
4.80	0.0000	-1.5835	-0.3784

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 20)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-20.2528	21.6270	26.9687
1.63	-2.6912	5.6348	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 20)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-21.0816	-22.2298	26.9687
1.63	-2.8984	-5.9362	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 21)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.6022	-0.0759
1.18	-1.4407	-21.7782	21.5511
2.40	12.5161	1.5483	21.5511
3.62	-1.4410	25.1114	21.5511
4.80	0.0000	-1.6022	-0.0759

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 21)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-20.2528	21.6270	26.9687
1.63	-2.6912	5.6348	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 21)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-20.2528	-21.6270	26.9687
1.63	-2.6912	-5.6348	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 22)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.6106	-0.5338
1.18	-3.4092	-22.5149	23.2029
2.40	11.2302	1.3520	23.2029
3.62	-2.7340	25.3676	23.2029
4.80	0.0000	-1.6142	0.3703

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 22)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-23.1536	23.7367	26.9687
1.63	-3.4165	6.6897	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 22)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-21.9104	-22.8326	26.9687
1.63	-3.1057	-6.2376	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 23)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.6142	0.3703
1.18	-2.7339	-21.9283	23.2029
2.40	11.2302	1.8850	23.2029
3.62	-3.4093	25.9605	23.2029
4.80	0.0000	-1.6106	-0.5338

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 23)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-21.9104	22.8326	26.9687
1.63	-3.1057	6.2376	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 23)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-23.1536	-23.7367	26.9687
1.63	-3.4165	-6.6897	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 24)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.6387	-0.0802
1.18	-3.1470	-21.4549	22.7524
2.40	10.7244	1.6612	22.7524
3.62	-3.1471	24.9727	22.7524
4.80	0.0000	-1.6387	-0.0802

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 24)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-21.9104	22.8326	26.9687
1.63	-3.1057	6.2376	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 24)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-21.9104	-22.8326	26.9687
1.63	-3.1057	-6.2376	13.4844
3.00	0.0000	0.0000	0.0000



## **Pressioni terreno**

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.50
1.18	0.45
2.40	0.41
3.62	0.45
4.80	0.50

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.51
1.18	0.49
2.40	0.47
3.62	0.49
4.80	0.52

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.52
1.18	0.49
2.40	0.47
3.62	0.49
4.80	0.51

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.52
1.18	0.51
2.40	0.48
3.62	0.51
4.80	0.52

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.34
1.18	0.34
2.40	0.33
3.62	0.36
4.80	0.41

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.34
1.18	0.33
2.40	0.31
3.62	0.35
4.80	0.39

### **Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.34

1.18	0.35
2.40	0.34
3.62	0.37
4.80	0.41

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.34
2.40	0.33
3.62	0.36
4.80	0.40

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.34
1.18	0.35
2.40	0.34
3.62	0.37
4.80	0.41

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.34
2.40	0.33
3.62	0.36
4.80	0.40

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.34
1.18	0.35
2.40	0.34
3.62	0.37
4.80	0.41

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.35
1.18	0.34
2.40	0.33
3.62	0.36
4.80	0.40

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.49
1.18	0.46
2.40	0.42
3.62	0.45
4.80	0.50

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.49
1.18	0.46
2.40	0.43
3.62	0.46
4.80	0.49

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.52
1.18	0.50
2.40	0.48
3.62	0.50
4.80	0.53

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 16)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.53
1.18	0.49
2.40	0.46
3.62	0.49
4.80	0.53

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 17)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.52
1.18	0.51
2.40	0.49
3.62	0.51
4.80	0.52

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 18)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.39
1.18	0.36
2.40	0.33
3.62	0.36
4.80	0.39

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 19)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.39
1.18	0.36
2.40	0.33
3.62	0.36
4.80	0.39

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 20)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.39
1.18	0.36
2.40	0.33

3.62	0.36
4.80	0.39

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 21)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.39
1.18	0.36
2.40	0.34
3.62	0.36
4.80	0.39

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 22)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.39
1.18	0.37
2.40	0.35
3.62	0.37
4.80	0.40

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 23)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.40
1.18	0.37
2.40	0.35
3.62	0.37
4.80	0.39

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 24)**

X [m]	$\sigma_t$ [kg/cmq]
0.00	0.40
1.18	0.38
2.40	0.36
3.62	0.38
4.80	0.40

## **Inviluppo sollecitazioni nodali**

### **Inviluppo sollecitazioni fondazione**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	1.39	2.16	-6.79	0.57
1.18	-7.77	0.03	-31.49	-21.45	21.55	31.35
2.40	10.72	18.41	-1.60	2.54	21.55	31.35
3.62	-5.82	0.77	23.71	35.37	21.55	31.35
4.80	0.00	0.00	-2.16	-1.58	-0.79	6.61

### **Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.25	-30.93	-20.25	21.63	31.46	26.33	35.06
1.63	-4.65	-2.69	5.63	9.00	13.17	17.53
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### **Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.25	-30.93	-17.27	-31.46	-19.45	26.33	35.06
1.63	-4.65	-1.94	-9.00	-4.55	13.17	17.53
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## **Inviluppo pressioni terreno**

### **Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione**

X [m]	$\sigma_{tmin}$ [kg/cmq]	$\sigma_{tmax}$ [kg/cmq]
0.00	0.34	0.53
1.18	0.33	0.51
2.40	0.31	0.49
3.62	0.35	0.51
4.80	0.39	0.53

## Schema Strutturale

### Area ed Inerzia elementi

Destinazione	Area [cmq]	Inerzia [cm <sup>4</sup> ]
Fondazione	5000.00	1041666.67
Piedritto sinistro	4000.00	533333.33
Piedritto destro	4000.00	533333.33

### *Simbologia adottata ed unità di misura*

$N$	indice elemento
$N_i$	indice nodo iniziale elemento
$N_j$	indice nodo finale elemento
$(X_i, Y_i)$	coordinate nodo iniziale, espresse in cm
$(X_j, Y_j)$	coordinate nodo finale, espresse in cm
$Dest$	appartenenza elemento

N	$N_i$	$N_j$	$X_i$	$Y_i$	$X_j$	$Y_j$	Dest
1	1	2	0.00	25.00	8.33	25.00	Fond
2	2	3	8.33	25.00	16.67	25.00	Fond
3	3	4	16.67	25.00	25.00	25.00	Fond
4	4	5	25.00	25.00	33.33	25.00	Fond
5	5	6	33.33	25.00	41.67	25.00	Fond
6	6	7	41.67	25.00	50.00	25.00	Fond
7	7	8	50.00	25.00	56.67	25.00	Fond
8	8	9	56.67	25.00	63.33	25.00	Fond
9	9	10	63.33	25.00	70.00	25.00	Fond
10	10	11	70.00	25.00	76.67	25.00	Fond
11	11	12	76.67	25.00	83.33	25.00	Fond
12	12	13	83.33	25.00	90.00	25.00	Fond
13	13	14	90.00	25.00	99.38	25.00	Fond
14	14	15	99.38	25.00	108.75	25.00	Fond
15	15	16	108.75	25.00	118.13	25.00	Fond
16	16	17	118.13	25.00	127.50	25.00	Fond
17	17	18	127.50	25.00	136.88	25.00	Fond
18	18	19	136.88	25.00	146.25	25.00	Fond
19	19	20	146.25	25.00	155.63	25.00	Fond
20	20	21	155.63	25.00	165.00	25.00	Fond
21	21	22	165.00	25.00	174.38	25.00	Fond
22	22	23	174.38	25.00	183.75	25.00	Fond
23	23	24	183.75	25.00	193.13	25.00	Fond
24	24	25	193.13	25.00	202.50	25.00	Fond
25	25	26	202.50	25.00	211.88	25.00	Fond
26	26	27	211.88	25.00	221.25	25.00	Fond
27	27	28	221.25	25.00	230.63	25.00	Fond
28	28	29	230.63	25.00	240.00	25.00	Fond
29	29	30	240.00	25.00	249.38	25.00	Fond
30	30	31	249.38	25.00	258.75	25.00	Fond
31	31	32	258.75	25.00	268.13	25.00	Fond
32	32	33	268.13	25.00	277.50	25.00	Fond
33	33	34	277.50	25.00	286.88	25.00	Fond
34	34	35	286.88	25.00	296.25	25.00	Fond
35	35	36	296.25	25.00	305.63	25.00	Fond
36	36	37	305.63	25.00	315.00	25.00	Fond
37	37	38	315.00	25.00	324.38	25.00	Fond
38	38	39	324.38	25.00	333.75	25.00	Fond
39	39	40	333.75	25.00	343.13	25.00	Fond
40	40	41	343.13	25.00	352.50	25.00	Fond
41	41	42	352.50	25.00	361.88	25.00	Fond
42	42	43	361.88	25.00	371.25	25.00	Fond

43	43	44	371.25	25.00	380.63	25.00	Fond
44	44	45	380.63	25.00	390.00	25.00	Fond
45	45	46	390.00	25.00	400.00	25.00	Fond
46	46	47	400.00	25.00	410.00	25.00	Fond
47	47	48	410.00	25.00	416.67	25.00	Fond
48	48	49	416.67	25.00	423.33	25.00	Fond
49	49	50	423.33	25.00	430.00	25.00	Fond
50	50	51	430.00	25.00	438.33	25.00	Fond
51	51	52	438.33	25.00	446.67	25.00	Fond
52	52	53	446.67	25.00	455.00	25.00	Fond
53	53	54	455.00	25.00	463.33	25.00	Fond
54	54	55	463.33	25.00	471.67	25.00	Fond
55	55	56	471.67	25.00	480.00	25.00	Fond
56	10	115	70.00	25.00	70.00	34.82	PiedL
57	115	116	70.00	34.82	70.00	44.64	PiedL
58	116	117	70.00	44.64	70.00	54.46	PiedL
59	117	118	70.00	54.46	70.00	64.29	PiedL
60	118	119	70.00	64.29	70.00	74.11	PiedL
61	119	120	70.00	74.11	70.00	83.93	PiedL
62	120	121	70.00	83.93	70.00	93.75	PiedL
63	121	122	70.00	93.75	70.00	103.57	PiedL
64	122	123	70.00	103.57	70.00	113.39	PiedL
65	123	124	70.00	113.39	70.00	123.21	PiedL
66	124	125	70.00	123.21	70.00	133.04	PiedL
67	125	126	70.00	133.04	70.00	142.86	PiedL
68	126	127	70.00	142.86	70.00	152.68	PiedL
69	127	128	70.00	152.68	70.00	162.50	PiedL
70	128	129	70.00	162.50	70.00	172.32	PiedL
71	129	130	70.00	172.32	70.00	182.14	PiedL
72	130	131	70.00	182.14	70.00	191.96	PiedL
73	131	132	70.00	191.96	70.00	201.79	PiedL
74	132	133	70.00	201.79	70.00	211.61	PiedL
75	133	134	70.00	211.61	70.00	221.43	PiedL
76	134	135	70.00	221.43	70.00	231.25	PiedL
77	135	136	70.00	231.25	70.00	241.07	PiedL
78	136	137	70.00	241.07	70.00	250.89	PiedL
79	137	138	70.00	250.89	70.00	260.71	PiedL
80	138	139	70.00	260.71	70.00	270.54	PiedL
81	139	140	70.00	270.54	70.00	280.36	PiedL
82	140	141	70.00	280.36	70.00	290.18	PiedL
83	141	142	70.00	290.18	70.00	300.00	PiedL
84	47	171	410.00	25.00	410.00	34.82	PiedR
85	171	172	410.00	34.82	410.00	44.64	PiedR
86	172	173	410.00	44.64	410.00	54.46	PiedR
87	173	174	410.00	54.46	410.00	64.29	PiedR
88	174	175	410.00	64.29	410.00	74.11	PiedR
89	175	176	410.00	74.11	410.00	83.93	PiedR
90	176	177	410.00	83.93	410.00	93.75	PiedR
91	177	178	410.00	93.75	410.00	103.57	PiedR
92	178	179	410.00	103.57	410.00	113.39	PiedR
93	179	180	410.00	113.39	410.00	123.21	PiedR
94	180	181	410.00	123.21	410.00	133.04	PiedR
95	181	182	410.00	133.04	410.00	142.86	PiedR
96	182	183	410.00	142.86	410.00	152.68	PiedR
97	183	184	410.00	152.68	410.00	162.50	PiedR
98	184	185	410.00	162.50	410.00	172.32	PiedR
99	185	186	410.00	172.32	410.00	182.14	PiedR
100	186	187	410.00	182.14	410.00	191.96	PiedR
101	187	188	410.00	191.96	410.00	201.79	PiedR
102	188	189	410.00	201.79	410.00	211.61	PiedR
103	189	190	410.00	211.61	410.00	221.43	PiedR

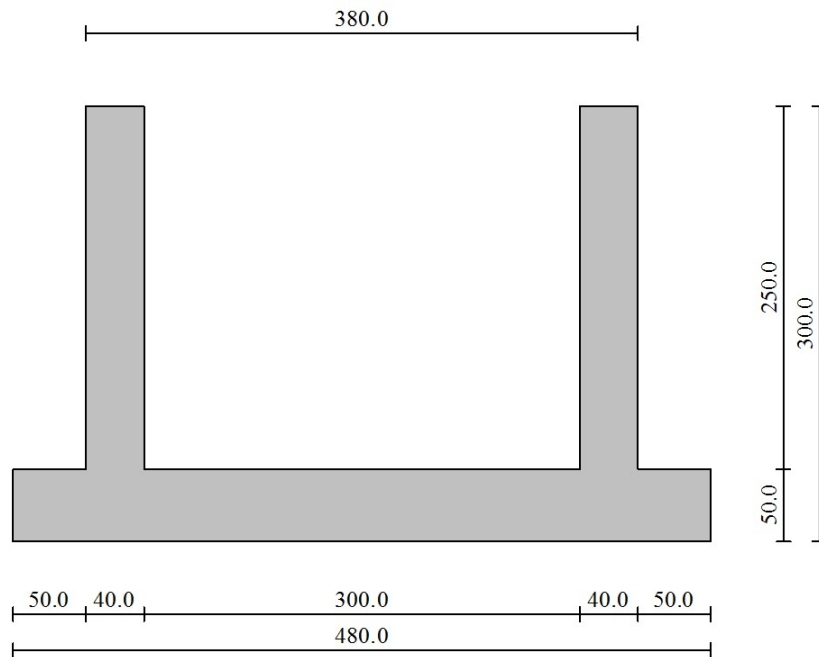
104	190	191	410.00	221.43	410.00	231.25	PiedR
105	191	192	410.00	231.25	410.00	241.07	PiedR
106	192	193	410.00	241.07	410.00	250.89	PiedR
107	193	194	410.00	250.89	410.00	260.71	PiedR
108	194	195	410.00	260.71	410.00	270.54	PiedR
109	195	196	410.00	270.54	410.00	280.36	PiedR
110	196	197	410.00	280.36	410.00	290.18	PiedR
111	197	198	410.00	290.18	410.00	300.00	PiedR
112	1	57	0.00	25.00	0.00	-75.00	MollaF
113	2	58	8.33	25.00	8.33	-75.00	MollaF
114	3	59	16.67	25.00	16.67	-75.00	MollaF
115	4	60	25.00	25.00	25.00	-75.00	MollaF
116	5	61	33.33	25.00	33.33	-75.00	MollaF
117	6	62	41.67	25.00	41.67	-75.00	MollaF
118	7	63	50.00	25.00	50.00	-75.00	MollaF
119	8	64	56.67	25.00	56.67	-75.00	MollaF
120	9	65	63.33	25.00	63.33	-75.00	MollaF
121	10	66	70.00	25.00	70.00	-75.00	MollaF
122	11	67	76.67	25.00	76.67	-75.00	MollaF
123	12	68	83.33	25.00	83.33	-75.00	MollaF
124	13	69	90.00	25.00	90.00	-75.00	MollaF
125	14	70	99.38	25.00	99.38	-75.00	MollaF
126	15	71	108.75	25.00	108.75	-75.00	MollaF
127	16	72	118.13	25.00	118.13	-75.00	MollaF
128	17	73	127.50	25.00	127.50	-75.00	MollaF
129	18	74	136.88	25.00	136.88	-75.00	MollaF
130	19	75	146.25	25.00	146.25	-75.00	MollaF
131	20	76	155.63	25.00	155.63	-75.00	MollaF
132	21	77	165.00	25.00	165.00	-75.00	MollaF
133	22	78	174.38	25.00	174.38	-75.00	MollaF
134	23	79	183.75	25.00	183.75	-75.00	MollaF
135	24	80	193.13	25.00	193.13	-75.00	MollaF
136	25	81	202.50	25.00	202.50	-75.00	MollaF
137	26	82	211.88	25.00	211.88	-75.00	MollaF
138	27	83	221.25	25.00	221.25	-75.00	MollaF
139	28	84	230.63	25.00	230.63	-75.00	MollaF
140	29	85	240.00	25.00	240.00	-75.00	MollaF
141	30	86	249.38	25.00	249.38	-75.00	MollaF
142	31	87	258.75	25.00	258.75	-75.00	MollaF
143	32	88	268.13	25.00	268.13	-75.00	MollaF
144	33	89	277.50	25.00	277.50	-75.00	MollaF
145	34	90	286.88	25.00	286.88	-75.00	MollaF
146	35	91	296.25	25.00	296.25	-75.00	MollaF
147	36	92	305.63	25.00	305.63	-75.00	MollaF
148	37	93	315.00	25.00	315.00	-75.00	MollaF
149	38	94	324.38	25.00	324.38	-75.00	MollaF
150	39	95	333.75	25.00	333.75	-75.00	MollaF
151	40	96	343.13	25.00	343.13	-75.00	MollaF
152	41	97	352.50	25.00	352.50	-75.00	MollaF
153	42	98	361.88	25.00	361.88	-75.00	MollaF
154	43	99	371.25	25.00	371.25	-75.00	MollaF
155	44	100	380.63	25.00	380.63	-75.00	MollaF
156	45	101	390.00	25.00	390.00	-75.00	MollaF
157	46	102	400.00	25.00	400.00	-75.00	MollaF
158	47	103	410.00	25.00	410.00	-75.00	MollaF
159	48	104	416.67	25.00	416.67	-75.00	MollaF
160	49	105	423.33	25.00	423.33	-75.00	MollaF
161	50	106	430.00	25.00	430.00	-75.00	MollaF
162	51	107	438.33	25.00	438.33	-75.00	MollaF
163	52	108	446.67	25.00	446.67	-75.00	MollaF
164	53	109	455.00	25.00	455.00	-75.00	MollaF



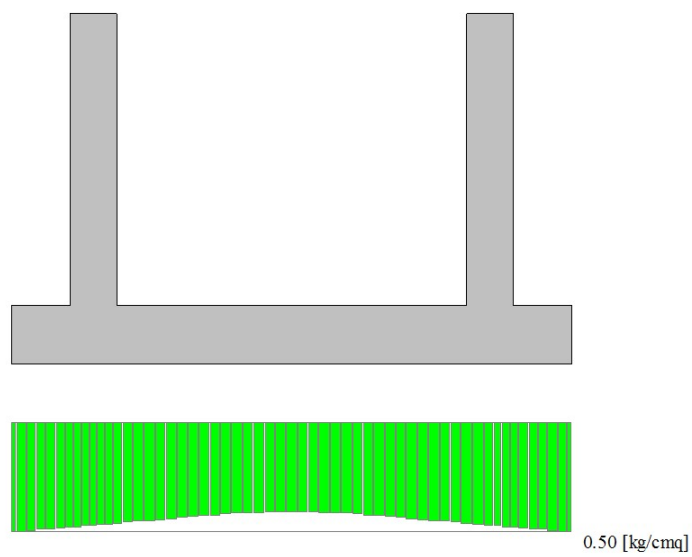
165	54	110	463.33	25.00	463.33	-75.00	MollaF
166	55	111	471.67	25.00	471.67	-75.00	MollaF
167	56	112	480.00	25.00	480.00	-75.00	MollaF
168	1	113	0.00	25.00	-100.00	25.00	MollaPL
169	115	143	70.00	34.82	-30.00	34.82	MollaPL
170	116	144	70.00	44.64	-30.00	44.64	MollaPL
171	117	145	70.00	54.46	-30.00	54.46	MollaPL
172	118	146	70.00	64.29	-30.00	64.29	MollaPL
173	119	147	70.00	74.11	-30.00	74.11	MollaPL
174	120	148	70.00	83.93	-30.00	83.93	MollaPL
175	121	149	70.00	93.75	-30.00	93.75	MollaPL
176	122	150	70.00	103.57	-30.00	103.57	MollaPL
177	123	151	70.00	113.39	-30.00	113.39	MollaPL
178	124	152	70.00	123.21	-30.00	123.21	MollaPL
179	125	153	70.00	133.04	-30.00	133.04	MollaPL
180	126	154	70.00	142.86	-30.00	142.86	MollaPL
181	127	155	70.00	152.68	-30.00	152.68	MollaPL
182	128	156	70.00	162.50	-30.00	162.50	MollaPL
183	129	157	70.00	172.32	-30.00	172.32	MollaPL
184	130	158	70.00	182.14	-30.00	182.14	MollaPL
185	131	159	70.00	191.96	-30.00	191.96	MollaPL
186	132	160	70.00	201.79	-30.00	201.79	MollaPL
187	133	161	70.00	211.61	-30.00	211.61	MollaPL
188	134	162	70.00	221.43	-30.00	221.43	MollaPL
189	135	163	70.00	231.25	-30.00	231.25	MollaPL
190	136	164	70.00	241.07	-30.00	241.07	MollaPL
191	137	165	70.00	250.89	-30.00	250.89	MollaPL
192	138	166	70.00	260.71	-30.00	260.71	MollaPL
193	139	167	70.00	270.54	-30.00	270.54	MollaPL
194	140	168	70.00	280.36	-30.00	280.36	MollaPL
195	141	169	70.00	290.18	-30.00	290.18	MollaPL
196	142	170	70.00	300.00	-30.00	300.00	MollaPL
197	56	114	480.00	25.00	580.00	25.00	MollaPR
198	171	199	410.00	34.82	510.00	34.82	MollaPR
199	172	200	410.00	44.64	510.00	44.64	MollaPR
200	173	201	410.00	54.46	510.00	54.46	MollaPR
201	174	202	410.00	64.29	510.00	64.29	MollaPR
202	175	203	410.00	74.11	510.00	74.11	MollaPR
203	176	204	410.00	83.93	510.00	83.93	MollaPR
204	177	205	410.00	93.75	510.00	93.75	MollaPR
205	178	206	410.00	103.57	510.00	103.57	MollaPR
206	179	207	410.00	113.39	510.00	113.39	MollaPR
207	180	208	410.00	123.21	510.00	123.21	MollaPR
208	181	209	410.00	133.04	510.00	133.04	MollaPR
209	182	210	410.00	142.86	510.00	142.86	MollaPR
210	183	211	410.00	152.68	510.00	152.68	MollaPR
211	184	212	410.00	162.50	510.00	162.50	MollaPR
212	185	213	410.00	172.32	510.00	172.32	MollaPR
213	186	214	410.00	182.14	510.00	182.14	MollaPR
214	187	215	410.00	191.96	510.00	191.96	MollaPR
215	188	216	410.00	201.79	510.00	201.79	MollaPR
216	189	217	410.00	211.61	510.00	211.61	MollaPR
217	190	218	410.00	221.43	510.00	221.43	MollaPR
218	191	219	410.00	231.25	510.00	231.25	MollaPR
219	192	220	410.00	241.07	510.00	241.07	MollaPR
220	193	221	410.00	250.89	510.00	250.89	MollaPR
221	194	222	410.00	260.71	510.00	260.71	MollaPR
222	195	223	410.00	270.54	510.00	270.54	MollaPR
223	196	224	410.00	280.36	510.00	280.36	MollaPR
224	197	225	410.00	290.18	510.00	290.18	MollaPR
225	198	226	410.00	300.00	510.00	300.00	MollaPR

## GRAFICI

### GEOMETRIA SCATOLARE

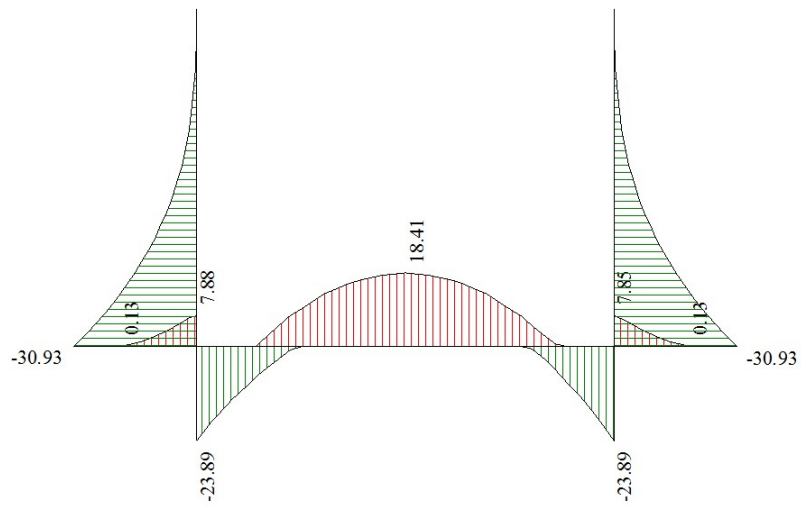


### PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE - INVILUPPO

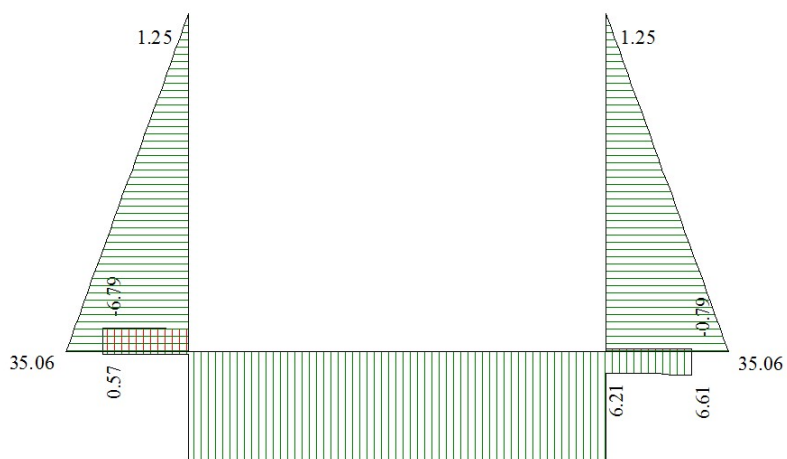


## **SOLLECITAZIONI SLU - INVILUPPO**

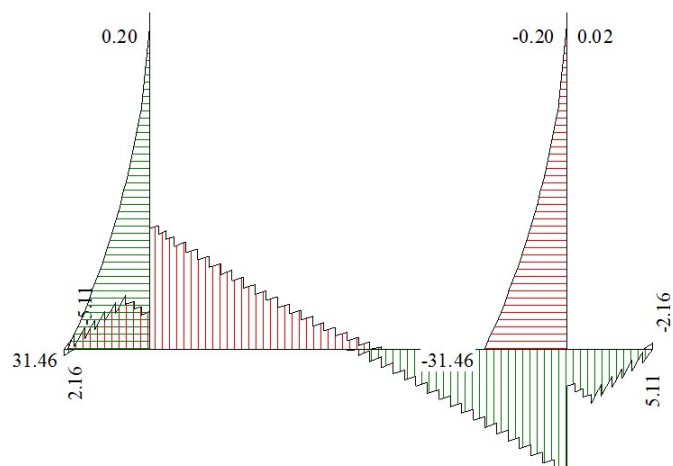
### **Momento**



### **Sforzo normale**

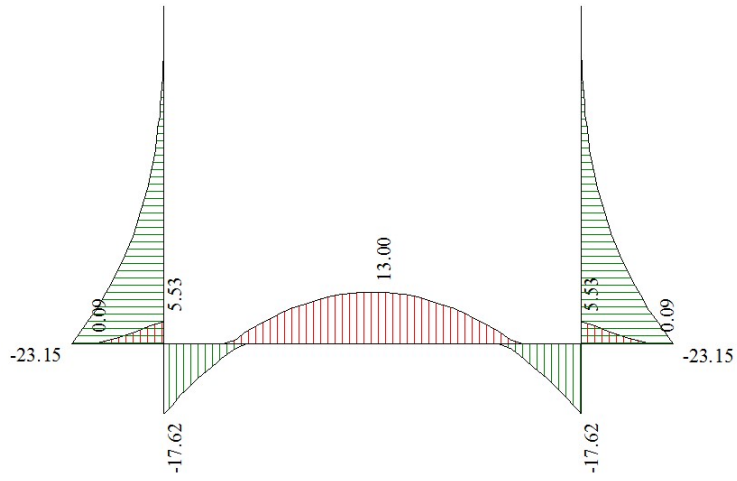


### **Taglio**

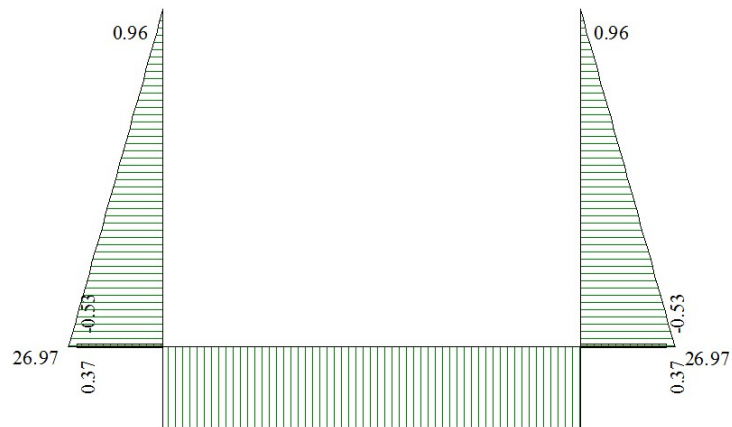


## **INVILUPPO SLE**

### **Momento**



### **Sforzo normale**



## **Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)**

### **Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo**

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

#### **Tipo di analisi svolta**

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte 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.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfianco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

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.

### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	10.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Licenza	AIU3352K6

### **Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### **Modalità di presentazione dei risultati**

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### **Informazioni generali sull'elaborazione**

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 9 VERIFICHE

### 9.1 CASO 1: MURO H=4,65 m (compresa fondazione)

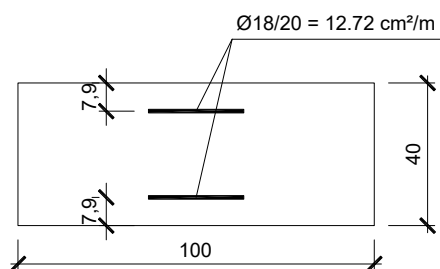
#### 9.1.1 - INTRODUZIONE

Si riportano nel seguito le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) della struttura scatolare con piedritto alto 4,65 m (compresa fondazione).

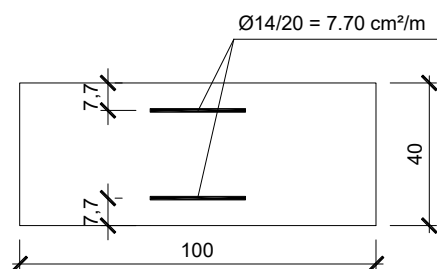
#### 9.1.2 - SEZIONI RESISTENTI

Nelle figure seguenti sono indicate le sezioni resistenti del piedritto e della fondazione.

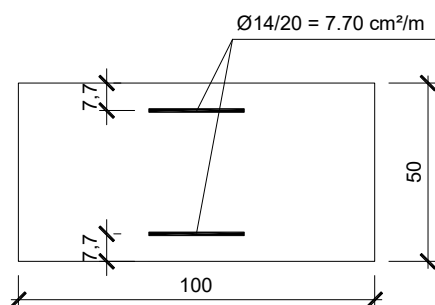
PIEDRITTO - SEZIONE ALLO SPICCATO DELLA FONDAZIONE



PIEDRITTO - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA



FONDAZIONE



#### 9.1.3 - CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Si riportano nel seguito le caratteristiche di sollecitazione di interesse per le verifiche:

*Piedritto - Sezione allo spiccatto della fondazione*

SLU

$$M_{\max} = 131,95 \text{ kNm}$$

$$N = 44,16 \text{ kN}$$

Combo 7

$$M_{\min} = 101,17 \text{ kNm}$$

$$N = 56,09 \text{ kN}$$

Combo 1-16

$$M = 101,17 \text{ kNm}$$

$$N_{\max} = 56,09 \text{ kN}$$

Combo 1-16

$$M = 114,59 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 42,1 \text{ kN}$$

Combo 8-10-12

$$V_{\max} = 88,20 \text{ kN}$$

Combo 7

#### SLE - Rara

$$M_{\max} = 88,43 \text{ kNm}$$

$$N = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 22

$$M_{\min} = 85,25 \text{ kNm}$$

$$N = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 23

$$M = 88,43 \text{ kNm}$$

$$N_{\max} = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 22

$$M = 85,25 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 23

#### SLE - Frequente

$$M_{\max} = 83,13 \text{ kNm}$$

$$N = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 19

$$M_{\min} = 81,01 \text{ kNm}$$

$$N = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 20

$$M = 83,13 \text{ kNm}$$

$$N_{\max} = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 19

$$M = 81,01 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 43,15 \text{ kN}$$

Combo 20

SLE - Quasi permanente

$M = 81,01 \text{ kNm}$

$N = 43,15 \text{ kN}$

Combo 18

Piedritto - Sezione di cambio armatura

SLU

$M_{\max} = 100,99 \text{ kNm}$

$N = 40,32 \text{ kN}$

Combo 7

$M_{\min} = 77,01 \text{ kNm}$

$N = 51,22 \text{ kN}$

Combo 1-16

$M = 77,01 \text{ kNm}$

$N_{\max} = 51,22 \text{ kN}$

Combo 1-16

$M = 87,78 \text{ kNm}$

$N_{\min} = 38,47 \text{ kN}$

Combo 8-10-12

SLE - Rara

$M_{\max} = 68,09 \text{ kNm}$

$N = 39,40 \text{ kN}$

Combo 22

$M_{\min} = 65,43 \text{ kNm}$

$N = 39,40 \text{ kN}$

Combo 23

$M = 68,09 \text{ kNm}$

$N_{\max} = 39,40 \text{ kN}$

Combo 22

$M = 65,43 \text{ kNm}$

$N_{\min} = 39,40 \text{ kN}$

Combo 23

SLE - Frequente

$M_{\max} = 63,66 \text{ kNm}$

$N = 39,40 \text{ kN}$

Combo 19



$M_{\min} = 61,90 \text{ kNm}$   
 $N = 39,40 \text{ kN}$   
Combo 20

$M = 63,66 \text{ kNm}$   
 $N_{\max} = 39,40 \text{ kN}$   
Combo 19

$M = 61,90 \text{ kNm}$   
 $N_{\min} = 39,40 \text{ kN}$   
Combo 20

#### SLE - Quasi permanente

$M = 61,90 \text{ kNm}$   
 $N = 39,40 \text{ kN}$   
Combo 18

#### Fondazione

Agendo in favore della sicurezza, la fondazione viene verificata a flessione semplice, trascurando il contributo stabilizzante del carico assiale.

#### SLU

$M = 114,31 \text{ kNm}$   
Combo 7

$V = 88,09 \text{ kN}$   
Combo 13

#### SLE - Rara

$M = 75,26 \text{ kNm}$   
Combo 22

#### SLE - Frequente

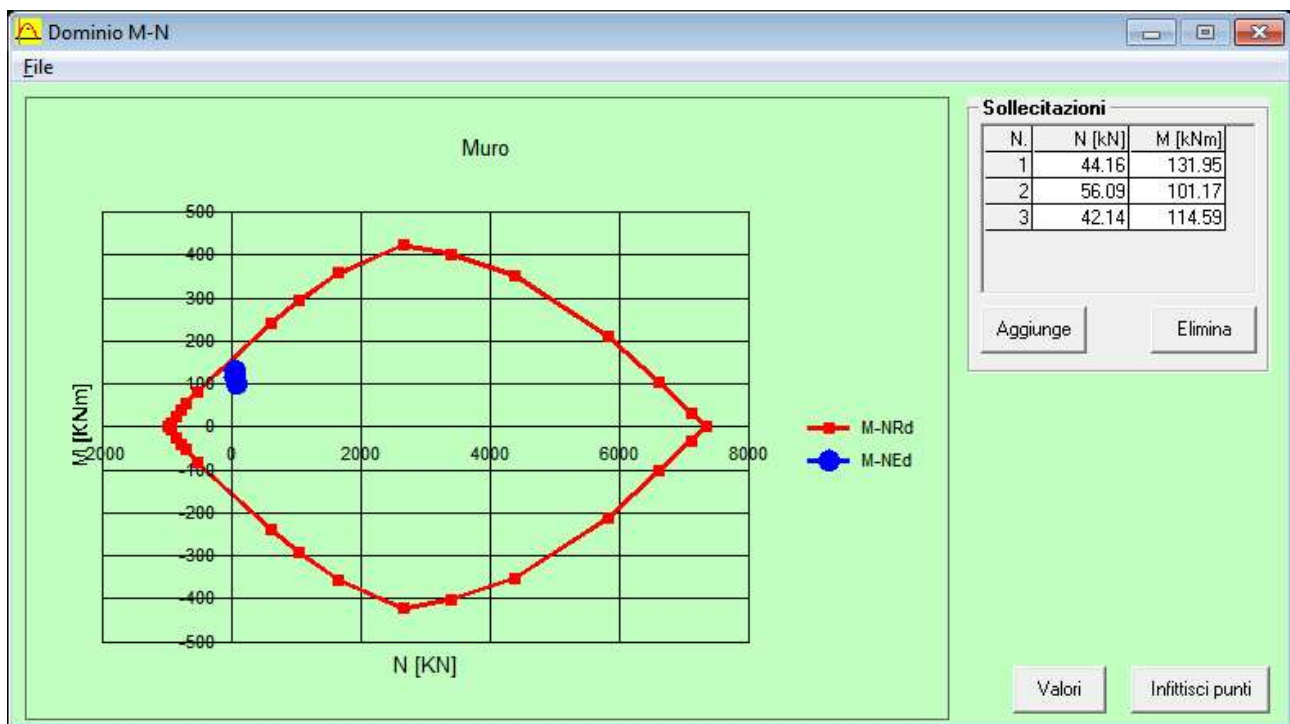
$M_{\max} = 70,44 \text{ kNm}$   
Combo 19

#### SLE - Quasi permanente

$M = 68,63 \text{ kNm}$   
Combo 18

#### **9.1.4 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU**

Il piedritto è caratterizzato da una sezione rettangolare di base  $b = 100 \text{ cm}$ , altezza  $h = 40 \text{ cm}$ , armata in modo simmetrico con  $A_s = \phi 18/20 \text{ cm} = 12,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Il baricentro dell'armatura si trova a  $7,9 \text{ cm}$  dal bordo.



### 9.1.5 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A TAGLIO SLU

La resistenza a taglio per elementi in cemento armato senza armatura trasversale resistente a taglio vale (4.1.2.3.5.1 NTC18):

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d; (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \}$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} = 1 + (200/321)^{0,5} = 1,789;$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) = 1272 / (1000 \times 321) = 0,003963;$$

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,50;$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 44160 / (1000 \times 400) = 0,11 \text{ MPa};$$

$$b_w = 1000 \text{ mm};$$

$$d = 321 \text{ mm};$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,789^{3/2} \times 28^{1/2} = 0,443$$

Ne deriva:

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \times 1,789 \times (100 \times 0,003963 \times 28)^{1/3} / 1,50 + 0,15 \times 0,11] \times 1000 \times 321 / 1000 ; (0,443 + 0,15 \times 0,11) \times 1000 \times 321 / 1000 \} = \max \{ 159,00 \text{ kN} ; 147,50 \text{ kN} \} = 159,00 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} = 88,20 \text{ kN} < 159,00 \text{ kN} = V_{Rd}$$

### 9.1.6 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio è condotta secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.5.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni per le strutture in c.a. ordinario.

La Normativa prescrive che le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono rispettare le seguenti limitazioni:

- comb. rara:  $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,6 \times 0,83 \times 35 = 17,43 \text{ N/mm}^2$

- comb. quasi permanente:  $\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 35 = 13,07 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda l'armatura ordinaria la massima tensione di trazione deve rispettare la seguente limitazione:

- comb. rara:  $\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ .

Combinazione rara - Mmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 18 / 20 = 12,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 88,43 \text{ kNm}$	$N = 43,15 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,1 \text{ cm}$	$x = 9,61 \text{ cm}$
$\sigma_c = 6,37 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 223,60 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

Combinazione rara - Mmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 18 / 20 = 12,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 85,25 \text{ kNm}$	$N = 43,15 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,1 \text{ cm}$	$x = 9,63 \text{ cm}$
$\sigma_c = 6,14 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 214,90 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

Combinazione rara - Nmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 18 / 20 = 12,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 88,43 \text{ kNm}$	$N = 43,15 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,1 \text{ cm}$	$x = 9,61 \text{ cm}$
$\sigma_c = 6,37 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 223,60 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

Combinazione rara - Nmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 18 / 20 = 12,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 85,25 \text{ kNm}$	$N = 43,15 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,1 \text{ cm}$	$x = 9,63 \text{ cm}$
$\sigma_c = 6,14 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 214,90 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 18 / 20 = 12,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 81,01 \text{ kNm}$	$N = 43,15 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,1 \text{ cm}$	$x = 9,66 \text{ cm}$
$\sigma_c = 5,83 \text{ MPa} < 13,07 \text{ MPa}$				

### 9.1.7 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE

La Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" al punto C4.1.2.2.4.5 permette la verifica della fessurazione senza calcolo diretto. La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio, in quanto per una situazione fessurativa accettabile, nei casi comuni, è bene rispettare alcune limitazioni sul tipo e quantità di armatura. A tale scopo la normativa fornisce indicazioni in merito al diametro massimo dei tondi e alla loro spaziatura massima, al di sotto dei quali sono garantiti i limiti di fessurazione prescritti. La normativa europea, a tal proposito, precisa che la verifica dei limiti fessurativi prescritti può ritenersi soddisfatta nel momento in cui sono soddisfatte le prescrizioni in termini di diametro o di passo dell'armatura

**Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

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

**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	$\leq w_1$

con  $w_1 = 0,2$  mm,  $w_2 = 0,3$  mm,  $w_3 = 0,4$  mm.

**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	-

Le combinazioni di carico a cui si fa riferimento sono pertanto la combinazione frequente e la combinazione quasi permanente, si avrà quindi:

XC2 => Condizioni ambientali: Ordinarie

Combinazione frequente - Mmax (combo 19)

$b = 100$  cm

$h = 40$  cm

$A_s = A_s' = \phi 18 / 20 = 12,72$  cm<sup>2</sup>/m

$M = 83,13 \text{ kNm}$        $N = 43,15 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,1 \text{ cm}$        $x = 9,64 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 209,20 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 30 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione frequente - Mmin (combo 20)

$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 18/20 = 12,72 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 81,01 \text{ kNm}$        $N = 43,15 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,1 \text{ cm}$        $x = 9,66 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 203,40 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 30 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione frequente - Nmax (combo 19)

$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 18/20 = 12,72 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 83,13 \text{ kNm}$        $N = 43,15 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,1 \text{ cm}$        $x = 9,64 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 209,20 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 30 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione frequente - Nmin (combo 20)

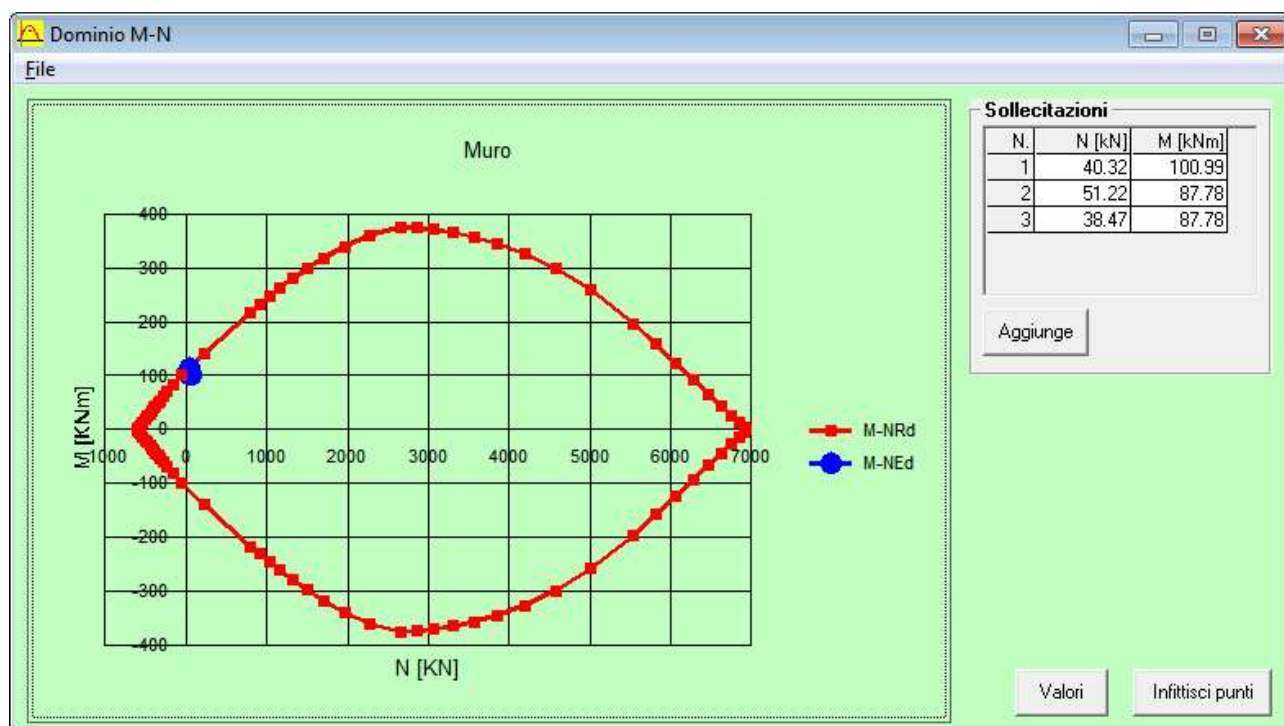
$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 18/20 = 12,72 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 81,01 \text{ kNm}$        $N = 43,15 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,1 \text{ cm}$        $x = 9,66 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 203,40 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 30 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 18/20 = 12,72 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 81,01 \text{ kNm}$        $N = 43,15 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,1 \text{ cm}$        $x = 9,66 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 203,40 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 24 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

**9.1.8 - PIEDRITTI - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU**

Il piedritto è caratterizzato da una sezione rettangolare di base  $b = 100 \text{ cm}$ , altezza  $h = 40 \text{ cm}$ , armata in modo simmetrico con  $A_s = \phi 14/20 \text{ cm} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Il baricentro dell'armatura si trova a  $7,7 \text{ cm}$  dal bordo.



### 9.1.9 - PIEDRITTI - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio è condotta secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.5.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni per le strutture in c.a. ordinario.

La Normativa prescrive che le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono rispettare le seguenti limitazioni:

- comb. rara:  $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,6 \times 0,83 \times 35 = 17,43 \text{ N/mm}^2$
- comb. quasi permanente:  $\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 35 = 13,07 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda l'armatura ordinaria la massima tensione di trazione deve rispettare la seguente limitazione:

- comb. rara:  $\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ .

#### Combinazione rara - Mmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 68,09 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$	$x = 8,10 \text{ cm}$
$\sigma_c = 6,02 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 269,60 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione rara - Mmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 65,43 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$	$x = 8,12 \text{ cm}$
$\sigma_c = 5,78 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 258,00 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione rara - Nmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 68,09 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$	$x = 8,10 \text{ cm}$
$\sigma_c = 6,02 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 269,60 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione rara - Nmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 65,43 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$	$x = 8,12 \text{ cm}$
$\sigma_c = 5,78 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 258,00 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 61,90 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,1 \text{ cm}$	$x = 9,66 \text{ cm}$
$\sigma_c = 5,46 \text{ MPa} < 13,07 \text{ MPa}$				

### 9.1.10 - PIEDRITTI - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE

La Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" al punto C4.1.2.2.4.5 permette la verifica della fessurazione senza calcolo diretto. La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio, in quanto per una situazione fessurativa accettabile, nei casi comuni, è bene rispettare alcune limitazioni sul tipo e quantità di armatura. A tale scopo la normativa fornisce indicazioni in merito al diametro massimo dei tondi e

alla loro spaziatura massima, al di sotto dei quali sono garantiti i limiti di fessurazione prescritti. La normativa europea, a tal proposito, precisa che la verifica dei limiti fessurativi prescritti può ritenersi soddisfatta nel momento in cui sono soddisfatte le prescrizioni in termini di diametro o di passo dell'armatura

**Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali**

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

**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	$\leq w_1$

con  $w_1 = 0,2$  mm,  $w_2 = 0,3$  mm,  $w_3 = 0,4$  mm.

**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	-

Le combinazioni di carico a cui si fa riferimento sono pertanto la combinazione frequente e la combinazione quasi permanente, si avrà quindi:

XC2 => Condizioni ambientali: Ordinarie

Combinazione frequente - Mmax (combo 19)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 63,66 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$ $x = 8,14 \text{ cm}$
$\sigma_s = 250,30 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 238 \text{ mm}$	=> ok	

Combinazione frequente - Mmin (combo 20)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 61,90 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$ $x = 8,15 \text{ cm}$
$\sigma_s = 242,60 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 247 \text{ mm}$	=> ok	

Combinazione frequente - Nmax (combo 19)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 63,66 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$ $x = 8,14 \text{ cm}$
$\sigma_s = 250,30 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 238 \text{ mm}$	=> ok	

Combinazione frequente - Nmin (combo 20)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 61,90 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$ $x = 8,15 \text{ cm}$
$\sigma_s = 242,60 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 247 \text{ mm}$	=> ok	

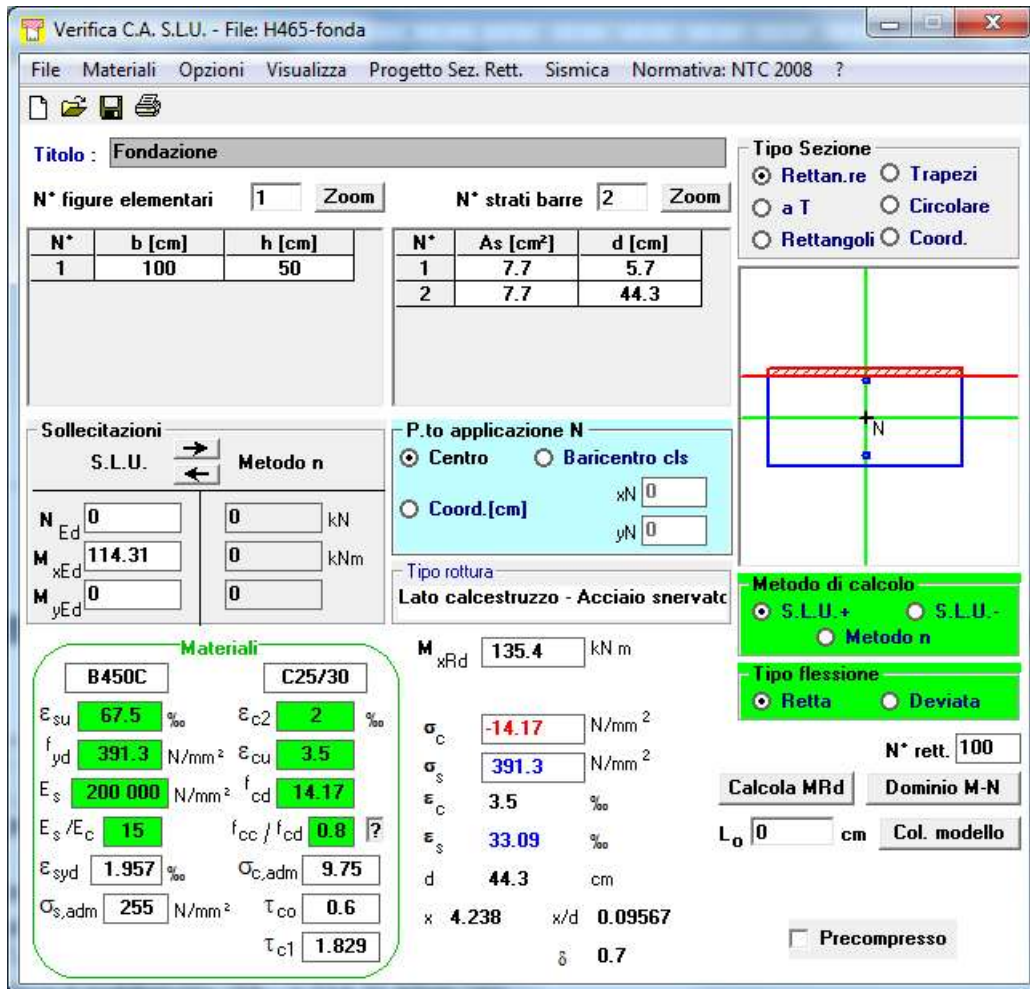
Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 61,90 \text{ kNm}$	$N = 39,40 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$ $x = 8,15 \text{ cm}$
$\sigma_s = 242,60 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 247 \text{ mm}$	=> ok	



### 9.1.11 - FONDAZIONE -VERIFICA A FLESSIONE SLU

La fondazione è caratterizzata da una sezione rettangolare di base  $b = 100$  cm, altezza  $h = 50$  cm, armata in modo simmetrico con  $A_s = \phi 14/20$  cm = 7,70 cm<sup>2</sup>/m. Il baricentro dell'armatura si trova a 5,7 cm dal bordo. Si garantisce così un momento resistente  $M_{Rd} = 135,40$  kNm/m, pertanto la verifica è soddisfatta ( $M_{Ed} = 114,31$  kNm/m).



### 9.1.12 - FONDAZIONE - VERIFICA A TAGLIO SLU

La resistenza a taglio per elementi in cemento armato senza armatura trasversale resistente a taglio vale (4.1.2.3.5.1 NTC18):

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d; (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \}$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} = 1 + (200/443)^{0,5} = 1,672;$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) = 770 / (1000 \times 443) = 0,001738;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,50;$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa};$$

$$b_w = 1000 \text{ mm};$$

$$d = 443 \text{ mm};$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,672^{3/2} \times 25^{1/2} = 0,378$$

Ne deriva:

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \times 1,672 \times (100 \times 0,001738 \times 25)^{1/3} / 1,50] \times 1000 \times 443 / 1000; 0,378 \times 1000 \times 443 / 1000 \} = \max \{ 145,04 \text{ kN} ; 167,45 \text{ kN} \} = 145,04 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} = 88,09 \text{ kN} < 145,04 \text{ kN} = V_{Rd}$$

### 9.1.13 - FONDAZIONE - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio è condotta secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.5.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni per le strutture in c.a. ordinario.

La Normativa prescrive che le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono rispettare le seguenti limitazioni:

- comb. rara:  $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,6 \times 0,83 \times 30 = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- comb. quasi permanente:  $\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 30 = 11,21 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda l'armatura ordinaria la massima tensione di trazione deve rispettare la seguente limitazione:

- comb. rara:  $\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ .

#### Combinazione rara (combo 22)

$$\begin{array}{llll} b = 100 \text{ cm} & h = 50 \text{ cm} & A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m} & \\ M = 75,26 \text{ kNm} & n = 15 & d = 44,3 \text{ cm} & x = 8,68 \text{ cm} \\ \sigma_c = 3,86 \text{ MPa} & & & < 14,94 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 237,40 \text{ MPa} & & & < 360,00 \text{ MPa} \end{array}$$

#### Combinazione quasi permanente (combo 18)

$$\begin{array}{llll} b = 100 \text{ cm} & h = 50 \text{ cm} & A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m} & \\ M = 68,63 \text{ kNm} & n = 15 & d = 44,3 \text{ cm} & x = 8,68 \text{ cm} \\ \sigma_c = 3,52 \text{ MPa} & & & < 14,94 \text{ MPa} \end{array}$$

### 9.1.14 - FONDAZIONE - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE

La Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" al punto C4.1.2.2.4.5 permette la verifica della fessurazione senza calcolo diretto. La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio, in quanto per una situazione fessurativa accettabile, nei casi comuni, è bene rispettare alcune limitazioni sul tipo e quantità di armatura. A tale scopo la normativa fornisce indicazioni in merito al diametro massimo dei tondi e alla loro spaziatura massima, al di sotto dei quali sono garantiti i limiti di fessurazione prescritti. La normativa europea, a tal proposito, precisa che la verifica dei limiti fessurativi prescritti può ritenersi soddisfatta nel momento in cui sono soddisfatte le prescrizioni in termini di diametro o di passo dell'armatura

**Tab. 4.1.III** – Descrizione delle condizioni ambientali

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

**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	$\leq w_1$

con  $w_1 = 0,2$  mm,  $w_2 = 0,3$  mm,  $w_3 = 0,4$  mm.

**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	-

Le combinazioni di carico a cui si fa riferimento sono pertanto la combinazione frequente e la combinazione quasi permanente, si avrà quindi:

XC2 => Condizioni ambientali: Ordinarie

Combinazione frequente (combo 19)

$b = 100$  cm       $h = 50$  cm       $A_s = A_s' = \phi 14/20 = 7,70$  cm<sup>2</sup>/m  
 $M = 70,44$  kNm       $n = 15$        $d = 44,3$  cm       $x = 8,68$  cm  
 $\sigma_s = 222,20$  MPa       $p_{max} = 270$  mm      => ok

Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100$  cm       $h = 50$  cm       $A_s = A_s' = \phi 14/20 = 7,70$  cm<sup>2</sup>/m  
 $M = 68,63$  kNm       $n = 15$        $d = 44,3$  cm       $x = 8,68$  cm  
 $\sigma_s = 216,50$  MPa       $p_{max} = 230$  mm      => ok

## 9.2 CASO 2: MURO H=3,00 m (compresa fondazione)

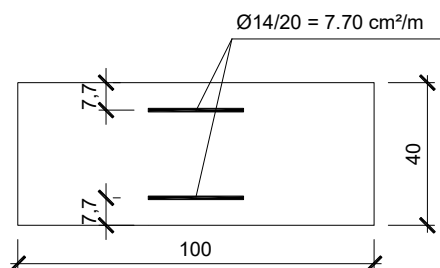
### 9.2.1 - INTRODUZIONE

Si riportano nel seguito le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) della struttura scatolare con piedritto alto 3,00 m (compresa fondazione).

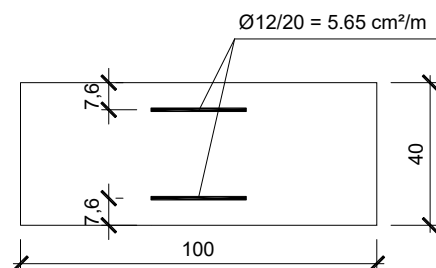
### 9.2.2 - SEZIONI RESISTENTI

Nelle figure seguenti sono indicate le sezioni resistenti del piedritto e della fondazione.

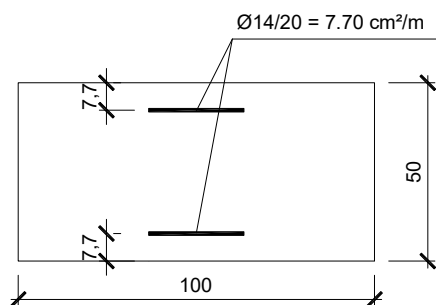
PIEDRITTO - SEZIONE ALLO SPICCATO DELLA FONDAZIONE



PIEDRITTO - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA



FONDAZIONE



### 9.2.3 - CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Si riportano nel seguito le caratteristiche di sollecitazione di interesse per le verifiche:

Piedritto - Sezione allo spiccatto della fondazione

SLU

$$M_{\max} = 30,93 \text{ kNm}$$

$$N = 35,06 \text{ kN}$$

Combo 2-13-14-15-17

$$M_{\min} = 24,71 \text{ kNm}$$

$$N = 35,06 \text{ kN}$$

Combo 1-16

$M = 24,71 \text{ kNm}$

$N_{\max} = 35,06 \text{ kN}$

Combo 1-16

$M = 26,65 \text{ kNm}$

$N_{\min} = 26,33 \text{ kN}$

Combo 8-10-12

$V_{\max} = 31,46 \text{ kN}$

Combo 2-13-14-15-17

#### SLE - Rara

$M_{\max} = 23,15 \text{ kNm}$

$N = 26,97 \text{ kN}$

Combo 22

$M_{\min} = 21,91 \text{ kNm}$

$N = 26,97 \text{ kN}$

Combo 23

$M = 23,15 \text{ kNm}$

$N_{\max} = 26,97 \text{ kN}$

Combo 22

$M = 21,91 \text{ kNm}$

$N_{\min} = 26,97 \text{ kN}$

Combo 23

#### SLE - Frequente

$M_{\max} = 21,08 \text{ kNm}$

$N = 26,97 \text{ kN}$

Combo 19

$M_{\min} = 20,25 \text{ kNm}$

$N = 26,97 \text{ kN}$

Combo 20

$M = 21,08 \text{ kNm}$

$N_{\max} = 26,97 \text{ kN}$

Combo 19

$M = 20,25 \text{ kNm}$

$N_{\min} = 26,97 \text{ kN}$

Combo 20

SLE - Quasi permanente

$M = 20,25 \text{ kNm}$

$N = 26,97 \text{ kN}$

Combo 18

Piedritto - Sezione di cambio armatura

SLU

$M_{\max} = 28,49 \text{ kNm}$

$N = 34,47 \text{ kN}$

Combo 2-13-14-15-17

$M_{\min} = 22,60 \text{ kNm}$

$N = 34,47 \text{ kN}$

Combo 1-16

$M = 22,60 \text{ kNm}$

$N_{\max} = 34,47 \text{ kN}$

Combo 1-16

$M = 24,47 \text{ kNm}$

$N_{\min} = 25,89 \text{ kN}$

Combo 8-10-12

SLE - Rara

$M_{\max} = 21,31 \text{ kNm}$

$N = 26,52 \text{ kN}$

Combo 22

$M_{\min} = 20,13 \text{ kNm}$

$N = 26,52 \text{ kN}$

Combo 23

$M = 21,31 \text{ kNm}$

$N_{\max} = 26,52 \text{ kN}$

Combo 22

$M = 20,13 \text{ kNm}$

$N_{\min} = 26,52 \text{ kN}$

Combo 23

SLE - Frequente

$M_{\max} = 19,35 \text{ kNm}$

$N = 26,52 \text{ kN}$

Combo 19

$M_{\min} = 18,56 \text{ kNm}$   
 $N = 26,52 \text{ kN}$   
Combo 20

$M = 19,35 \text{ kNm}$   
 $N_{\max} = 26,52 \text{ kN}$   
Combo 19

$M = 18,56 \text{ kNm}$   
 $N_{\min} = 26,52 \text{ kN}$   
Combo 20

#### SLE - Quasi permanente

$M = 18,56 \text{ kNm}$   
 $N = 26,52 \text{ kN}$   
Combo 18

#### Fondazione

Agendo in favore della sicurezza, la fondazione viene verificata a flessione semplice, trascurando il contributo stabilizzante del carico assiale.

#### SLU

$M = 23,88 \text{ kNm}$   
Combo 17

$V = 46,39 \text{ kN}$   
Combo 13

#### SLE - Rara

$M = 17,61 \text{ kNm}$   
Combo 22

#### SLE - Frequente

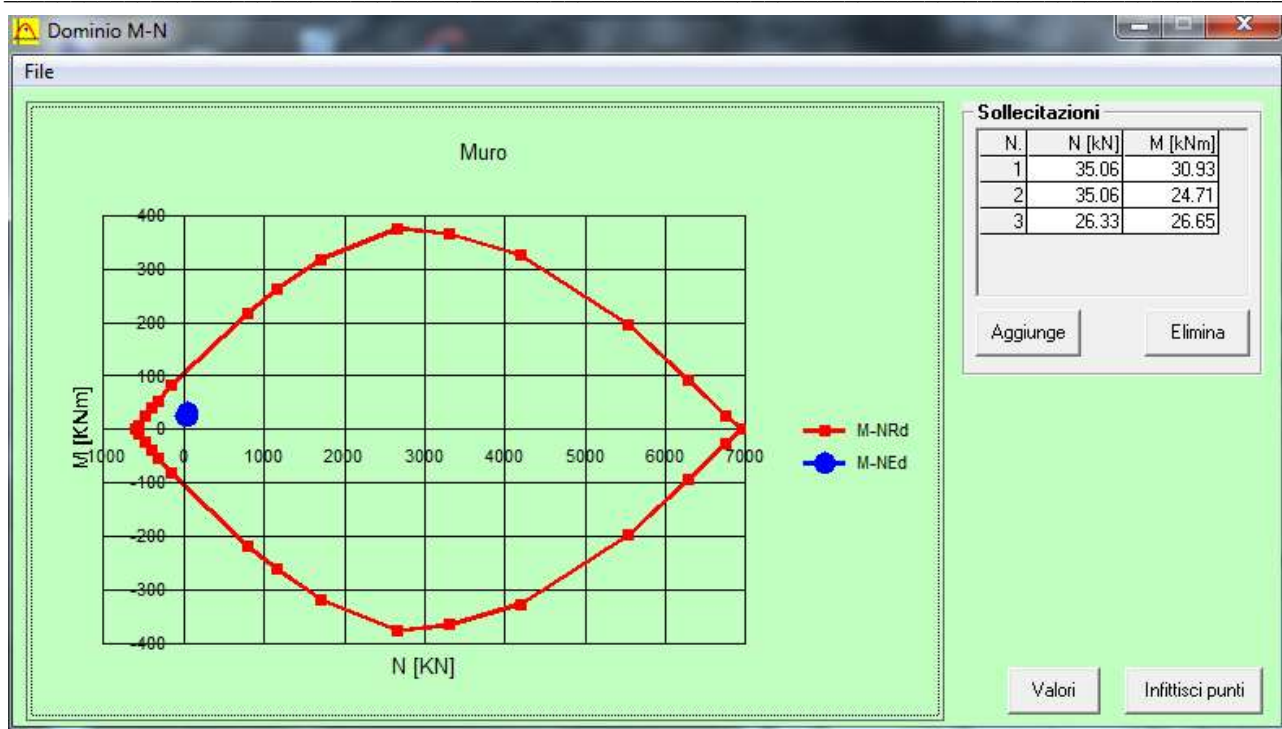
$M_{\max} = 15,76 \text{ kNm}$   
Combo 19

#### SLE - Quasi permanente

$M = 15,11 \text{ kNm}$   
Combo 18

### **9.2.4 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU**

Il piedritto è caratterizzato da una sezione rettangolare di base  $b = 100 \text{ cm}$ , altezza  $h = 40 \text{ cm}$ , armata in modo simmetrico con  $A_s = \phi 14/20 \text{ cm} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Il baricentro dell'armatura si trova a  $7,7 \text{ cm}$  dal bordo.



### 9.2.5 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A TAGLIO SLU

La resistenza a taglio per elementi in cemento armato senza armatura trasversale resistente a taglio vale (4.1.2.3.5.1 NTC18):

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d; (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \}$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} = 1 + (200/323)^{0,5} = 1,787;$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) = 770 / (1000 \times 323) = 0,002384;$$

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,50;$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 3506 / (1000 \times 400) = 0,01 \text{ MPa};$$

$$b_w = 1000 \text{ mm};$$

$$d = 323 \text{ mm};$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,787^{3/2} \times 28^{1/2} = 0,442$$

Ne deriva:

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \times 1,787 \times (100 \times 0,002384 \times 28)^{1/3} / 1,50 + 0,15 \times 0,01] \times 1000 \times 323 / 1000 ; (0,442 + 0,15 \times 0,01) \times 1000 \times 323 / 1000 \} = \max \{ 130,91 \text{ kN} ; 143,25 \text{ kN} \} = 130,91 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} = 31,46 \text{ kN} < 130,91 \text{ kN} = V_{Rd}$$

### 9.2.6 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio è condotta secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.5.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni per le strutture in c.a. ordinario.

La Normativa prescrive che le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono rispettare le seguenti limitazioni:

- comb. rara:  $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,6 \times 0,83 \times 35 = 17,43 \text{ N/mm}^2$

- comb. quasi permanente:  $\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 35 = 13,07 \text{ N/mm}^2$



Per quanto riguarda l'armatura ordinaria la massima tensione di trazione deve rispettare la seguente limitazione:

- comb. rara:  $\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ .

Combinazione rara - Mmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 23,15 \text{ kNm}$	$N = 26,97 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$
$\sigma_c = 2,02 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$			$x = 8,69 \text{ cm}$
$\sigma_s = 82,43 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$			

Combinazione rara - Mmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 21,91 \text{ kNm}$	$N = 26,97 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$
$\sigma_c = 1,91 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$			$x = 8,76 \text{ cm}$
$\sigma_s = 77,05 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$			

Combinazione rara - Nmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 23,15 \text{ kNm}$	$N = 26,97 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$
$\sigma_c = 2,02 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$			$x = 8,69 \text{ cm}$
$\sigma_s = 82,43 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$			

Combinazione rara - Nmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 21,91 \text{ kNm}$	$N = 26,97 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$
$\sigma_c = 1,91 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$			$x = 8,76 \text{ cm}$
$\sigma_s = 77,05 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$			

Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$	
$M = 20,25 \text{ kNm}$	$N = 26,97 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,3 \text{ cm}$
$\sigma_c = 1,76 \text{ MPa} < 13,07 \text{ MPa}$			$x = 8,87 \text{ cm}$

### 9.2.7 - PIEDRITTI - SEZIONE ALLO SPICCATO - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE

La Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" al punto C4.1.2.2.4.5 permette la verifica della fessurazione senza calcolo diretto. La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio, in quanto per una situazione fessurativa accettabile, nei casi comuni, è bene rispettare alcune limitazioni sul tipo e quantità di armatura. A tale scopo la normativa fornisce indicazioni in merito al diametro massimo dei tondi e alla loro spaziatura massima, al di sotto dei quali sono garantiti i limiti di fessurazione prescritti. La normativa europea, a tal proposito, precisa che la verifica dei limiti fessurativi prescritti può ritenersi soddisfatta nel momento in cui sono soddisfatte le prescrizioni in termini di diametro o di passo dell'armatura

**Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

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

**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	$\leq w_1$

con  $w_1 = 0,2$  mm,  $w_2 = 0,3$  mm,  $w_3 = 0,4$  mm.

**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	-

Le combinazioni di carico a cui si fa riferimento sono pertanto la combinazione frequente e la combinazione quasi permanente, si avrà quindi:

XC2 => Condizioni ambientali: Ordinarie

Combinazione frequente - Mmax (combo 19)

$b = 100$  cm

$h = 40$  cm

$A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70$  cm<sup>2</sup>/m

$M = 21,08 \text{ kNm}$        $N = 26,97 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,3 \text{ cm}$        $x = 8,81 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 73,44 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 40 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione frequente - Mmin (combo 20)

$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 14/20 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 20,25 \text{ kNm}$        $N = 26,97 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,3 \text{ cm}$        $x = 8,87 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 69,84 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 40 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione frequente - Nmax (combo 19)

$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 14/20 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 21,08 \text{ kNm}$        $N = 26,97 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,3 \text{ cm}$        $x = 8,81 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 73,44 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 40 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione frequente - Nmin (combo 20)

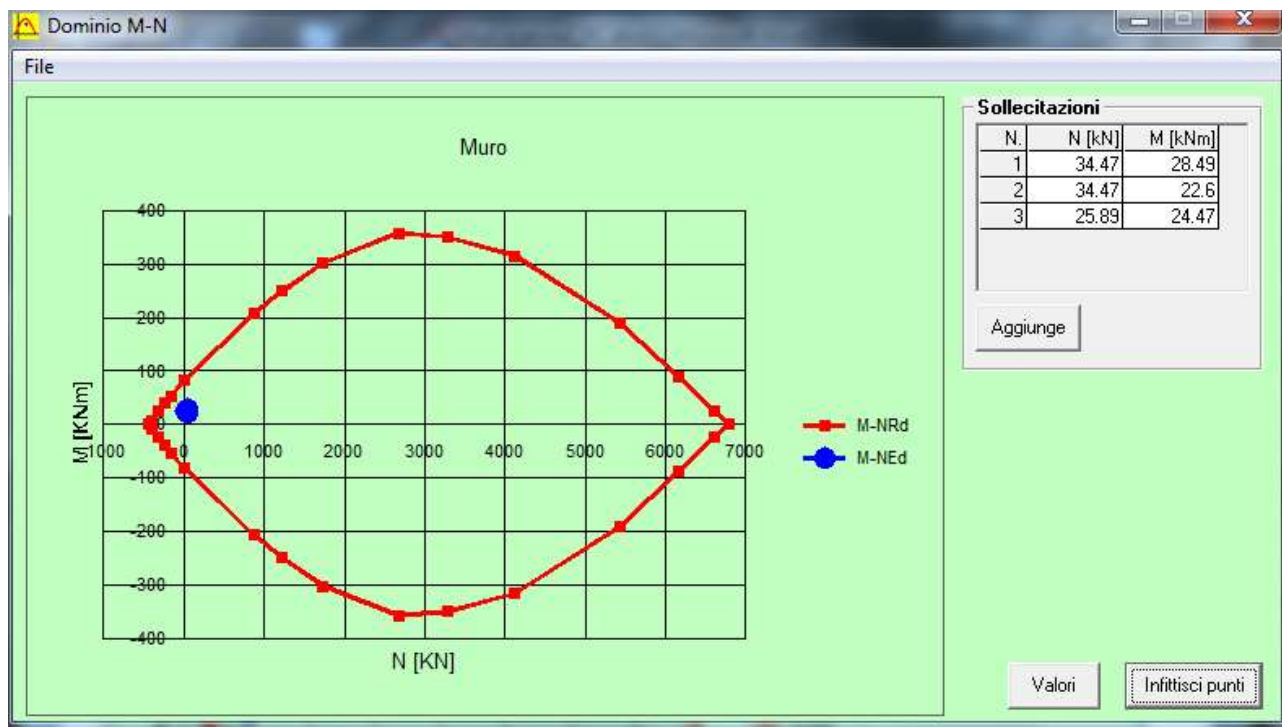
$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 14/20 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 20,25 \text{ kNm}$        $N = 26,97 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,3 \text{ cm}$        $x = 8,87 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 69,84 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 40 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $A_s = A_{s'} = \phi 14/20 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $M = 20,25 \text{ kNm}$        $N = 26,97 \text{ kN}$        $n = 15$        $d = 32,3 \text{ cm}$        $x = 8,87 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 69,84 \text{ MPa}$        $\phi_{\max} = 32 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  ok

**9.2.8 - PIEDRITTI - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A PRESSO FLESSIONE SLU**

Il piedritto è caratterizzato da una sezione rettangolare di base  $b = 100 \text{ cm}$ , altezza  $h = 40 \text{ cm}$ , armata in modo simmetrico con  $A_s = \phi 12/20 \text{ cm} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Il baricentro dell'armatura si trova a  $7,6 \text{ cm}$  dal bordo.



### 9.2.9 - PIEDRITTI - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio è condotta secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.5.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni per le strutture in c.a. ordinario.

La Normativa prescrive che le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono rispettare le seguenti limitazioni:

- comb. rara:  $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,6 \times 0,83 \times 35 = 17,43 \text{ N/mm}^2$
- comb. quasi permanente:  $\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 35 = 13,07 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda l'armatura ordinaria la massima tensione di trazione deve rispettare la seguente limitazione:

- comb. rara:  $\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ .

#### Combinazione rara - Mmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 12 / 20 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 21,31 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$	$x = 7,81 \text{ cm}$
$\sigma_c = 2,10 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 99,32 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione rara - Mmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 12 / 20 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 20,13 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$	$x = 7,89 \text{ cm}$
$\sigma_c = 1,98 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 92,46 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione rara - Nmax (combo 22)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 12 / 20 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 21,31 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$	$x = 7,81 \text{ cm}$
$\sigma_c = 2,10 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 99,32 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione rara - Nmin (combo 23)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 12 / 20 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 20,13 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$	$x = 7,89 \text{ cm}$
$\sigma_c = 1,98 \text{ MPa} < 17,43 \text{ MPa}$				
$\sigma_s = 92,46 \text{ MPa} < 360,00 \text{ MPa}$				

#### Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_s' = \phi 12 / 20 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$M = 18,56 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$	$x = 8,00 \text{ cm}$
$\sigma_c = 1,82 \text{ MPa} < 13,07 \text{ MPa}$				

### 9.2.10 - PIEDRITTI - SEZIONE DI CAMBIO ARMATURA - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE

La Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" al punto C4.1.2.2.4.5 permette la verifica della fessurazione senza calcolo diretto. La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio, in quanto per una situazione fessurativa accettabile, nei casi comuni, è bene rispettare alcune limitazioni sul tipo e quantità di armatura. A tale scopo la normativa fornisce indicazioni in merito al diametro massimo dei tondi e

alla loro spaziatura massima, al di sotto dei quali sono garantiti i limiti di fessurazione prescritti. La normativa europea, a tal proposito, precisa che la verifica dei limiti fessurativi prescritti può ritenersi soddisfatta nel momento in cui sono soddisfatte le prescrizioni in termini di diametro o di passo dell'armatura

**Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali**

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

**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	$\leq w_1$

con  $w_1 = 0,2$  mm,  $w_2 = 0,3$  mm,  $w_3 = 0,4$  mm.

**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	-

Le combinazioni di carico a cui si fa riferimento sono pertanto la combinazione frequente e la combinazione quasi permanente, si avrà quindi:

XC2 => Condizioni ambientali: Ordinarie

Combinazione frequente - Mmax (combo 19)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_{s'} = \phi 12/20 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$	
$M = 19,35 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$ $x = 7,96 \text{ cm}$
$\sigma_s = 85,90 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 300 \text{ mm}$	=> ok	

Combinazione frequente - Mmin (combo 20)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_{s'} = \phi 12/20 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$	
$M = 18,56 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$ $x = 8,00 \text{ cm}$
$\sigma_s = 83,34 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 300 \text{ mm}$	=> ok	

Combinazione frequente - Nmax (combo 19)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_{s'} = \phi 12/20 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$	
$M = 19,35 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$ $x = 7,96 \text{ cm}$
$\sigma_s = 85,90 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 300 \text{ mm}$	=> ok	

Combinazione frequente - Nmin (combo 20)

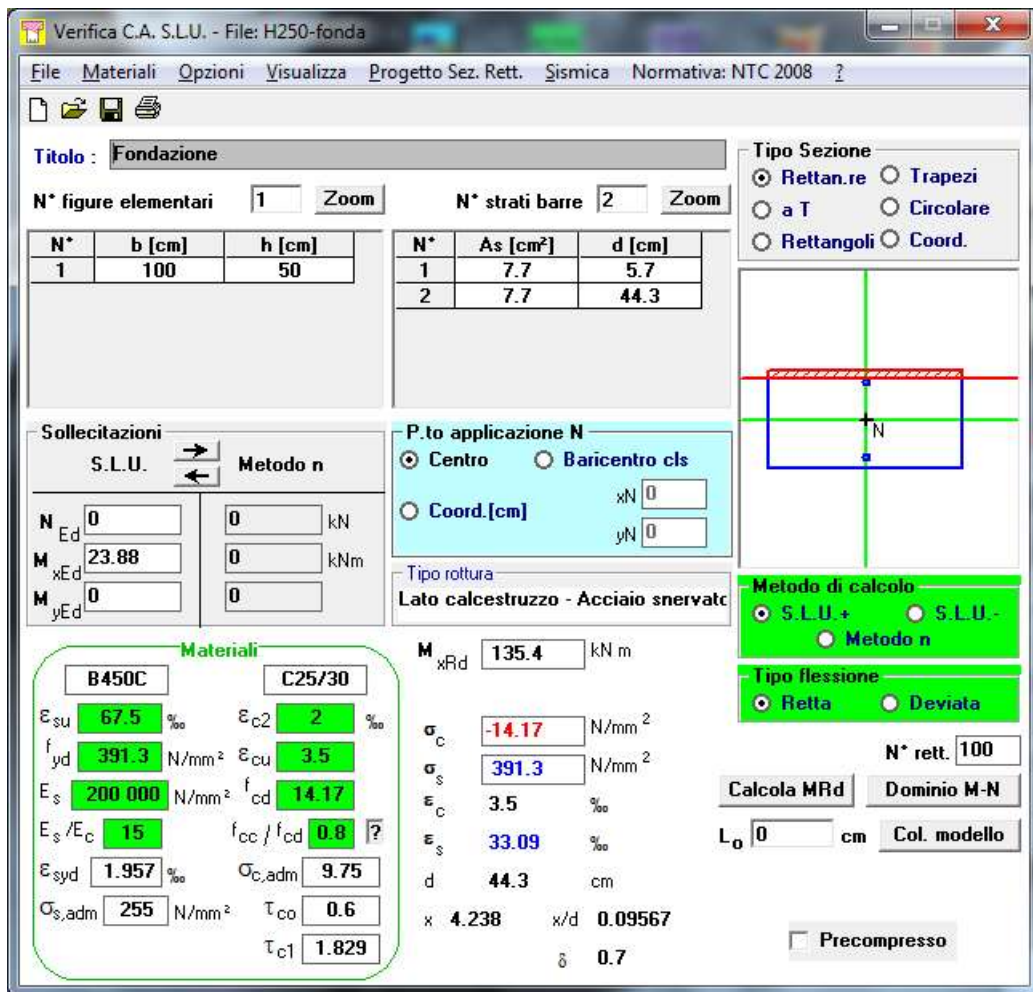
$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_{s'} = \phi 12/20 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$	
$M = 18,56 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$ $x = 8,00 \text{ cm}$
$\sigma_s = 83,34 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 300 \text{ mm}$	=> ok	

Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$A_s = A_{s'} = \phi 12/20 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$	
$M = 18,56 \text{ kNm}$	$N = 26,52 \text{ kN}$	$n = 15$	$d = 32,4 \text{ cm}$ $x = 8,00 \text{ cm}$
$\sigma_s = 83,34 \text{ MPa}$	$p_{\max} = 300 \text{ mm}$	=> ok	

### 9.2.11 - FONDAZIONE - VERIFICA A FLESSIONE SLU

La fondazione è caratterizzata da una sezione rettangolare di base  $b = 100 \text{ cm}$ , altezza  $h = 50 \text{ cm}$ , armata in modo simmetrico con  $A_s = \phi 14/20 \text{ cm} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Il baricentro dell'armatura si trova a  $5,7 \text{ cm}$  dal bordo. Si garantisce così un momento resistente  $M_{Rd} = 135,40 \text{ kNm}/\text{m}$ , pertanto la verifica è soddisfatta ( $M_{Ed} = 23,88 \text{ kNm}/\text{m}$ ).



### 9.2.12 - FONDAZIONE - VERIFICA A TAGLIO SLU

La resistenza a taglio per elementi in cemento armato senza armatura trasversale resistente a taglio vale (4.1.2.3.5.1 NTC18):

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d; (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \}$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} = 1 + (200/443)^{0,5} = 1,672;$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) = 770 / (1000 \times 443) = 0,001738;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,50;$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa};$$

$$b_w = 1000 \text{ mm};$$

$$d = 443 \text{ mm};$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,672^{3/2} \times 25^{1/2} = 0,378$$

Ne deriva:

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \times 1,672 \times (100 \times 0,001738 \times 25)^{1/3} / 1,50] \times 1000 \times 443 / 1000; 0,378 \times 1000 \times 443 / 1000 \} = \max \{ 145,04 \text{ kN}; 167,45 \text{ kN} \} = 145,04 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} = 46,39 \text{ kN} < 145,04 \text{ kN} = V_{Rd}$$

### 9.1.13 - FONDAZIONE - VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni in esercizio è condotta secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.5.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni per le strutture in c.a. ordinario.

La Normativa prescrive che le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono rispettare le seguenti limitazioni:

- comb. rara:  $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,6 \times 0,83 \times 30 = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- comb. quasi permanente:  $\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 30 = 11,21 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda l'armatura ordinaria la massima tensione di trazione deve rispettare la seguente limitazione:

- comb. rara:  $\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ .

#### Combinazione rara (combo 22)

$$\begin{array}{llll}
 b = 100 \text{ cm} & h = 50 \text{ cm} & A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m} \\
 M = 17,61 \text{ kNm} & n = 15 & d = 44,3 \text{ cm} & x = 8,68 \text{ cm} \\
 \sigma_c = 0,90 \text{ MPa} & & & < 14,94 \text{ MPa} \\
 \sigma_s = 55,55 \text{ MPa} & & & < 360,00 \text{ MPa}
 \end{array}$$

#### Combinazione quasi permanente (combo 18)

$$\begin{array}{llll}
 b = 100 \text{ cm} & h = 50 \text{ cm} & A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m} \\
 M = 15,11 \text{ kNm} & n = 15 & d = 44,3 \text{ cm} & x = 8,68 \text{ cm} \\
 \sigma_c = 0,77 \text{ MPa} & & & < 14,94 \text{ MPa}
 \end{array}$$

### 9.1.14 - FONDAZIONE - VERIFICA A FESSURAZIONE SLE

La Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" al punto C4.1.2.2.4.5 permette la verifica della fessurazione senza calcolo diretto. La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio, in quanto per una situazione fessurativa accettabile, nei casi comuni, è bene rispettare alcune limitazioni sul tipo e quantità di armatura. A tale scopo la normativa fornisce indicazioni in merito al diametro massimo dei tondi e alla loro spaziatura massima, al di sotto dei quali sono garantiti i limiti di fessurazione prescritti. La normativa europea, a tal proposito, precisa che la verifica dei limiti fessurativi prescritti può ritenersi soddisfatta nel momento in cui sono soddisfatte le prescrizioni in termini di diametro o di passo dell'armatura

**Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali**

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



**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	$\leq w_1$

con  $w_1 = 0,2$  mm,  $w_2 = 0,3$  mm,  $w_3 = 0,4$  mm.

**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	-

Le combinazioni di carico a cui si fa riferimento sono pertanto la combinazione frequente e la combinazione quasi permanente, si avrà quindi:

XC2 => Condizioni ambientali: Ordinarie

Combinazione frequente (combo 19)

$b = 100$  cm       $h = 50$  cm       $A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70$  cm<sup>2</sup>/m  
 $M = 15,76$  kNm       $n = 15$        $d = 44,3$  cm       $x = 8,68$  cm  
 $\sigma_s = 49,71$  MPa       $p_{max} = 300$  mm      => ok

Combinazione quasi permanente (combo 18)

$b = 100$  cm       $h = 50$  cm       $A_s = A_s' = \phi 14 / 20 = 7,70$  cm<sup>2</sup>/m  
 $M = 15,11$  kNm       $n = 15$        $d = 44,3$  cm       $x = 8,68$  cm  
 $\sigma_s = 47,66$  MPa       $p_{max} = 300$  mm      => ok