

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO  
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa  
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)  
e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)  
1° stralcio

**PROGETTO ESECUTIVO**

cod. AN58

PROGETTAZIONE:  
RAGGRUPPAMENTO  
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:

MANDANTI:



**sinergo**

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

OPERE D'ARTE MINORI:

*Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA  
Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 2087*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl  
Albo Geol. Lombardia n. A762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

*Dott. ing. Vincenzo Catone*



PROTOCOLLO:

DATA:

**07 - OPERE D'ARTE MINORI**  
**07.14 - OS.06 - MURO VIA CA' LILLINA**  
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

**L0702M E 2101**

NOME FILE

T00OS06STRRE01.pdf

REVISIONE

SCALA

CODICE  
ELAB.

**T00OS06STRRE01**

**A**

R

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2023	ZUFFELLATO	GALANTE	MUFFATO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



# INDICE

1	INQUADRAMENTO GENERALE .....	2
1.1	Descrizione dell'opera .....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Normativa nazionale cogente.....	5
2.2	Eurocodici .....	5
2.3	Norme EN, UNI, ISO.....	6
2.4	Norme CNR .....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
3.1	Calcestruzzo per pali e zattera di fondazione gettati in opera .....	8
3.2	Calcestruzzo per paramento verticale gettato in opera .....	9
3.3	Acciaio per calcestruzzo armato .....	10
3.4	Acciaio per micropali .....	10
4	ANALISI DI VERIFICA.....	11
4.1	Sezioni di verifica .....	11
4.2	Modello geotecnico .....	12
4.3	Superficie piezometrica .....	13
4.4	Approccio normativo .....	13
4.4.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	15
4.4.1.1	<i>Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio</i> .....	15
4.4.1.2	<i>Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione</i> .....	17
4.4.1.3	<i>Verifica di funzionalità SLE di limitazione delle tensioni in esercizio</i> .....	17
4.4.1.4	<i>Verifica di funzionalità SLE a fessurazione</i> .....	17
4.4.2	<i>Verifiche geotecniche</i> .....	19
4.5	Metodi e analisi di calcolo .....	20
4.5.1	<i>Tipo di analisi svolta</i> .....	20
4.5.2	<i>Codici di calcolo</i> .....	20
4.5.3	<i>Origine e caratteristiche del codice di calcolo</i> .....	21
4.6	Azioni sismiche .....	22
4.7	Analisi dei carichi .....	24
4.8	Risultati delle verifiche strutturali .....	25
4.8.1	<i>Verifica a taglio della parete</i> .....	26
4.8.2	<i>Verifica a taglio della ciabatta di fondazione</i> .....	28
4.8.3	<i>Verifica a flessione della parete</i> .....	30
4.8.3.1	<i>Momento massimo in sommità del muro</i> .....	30
4.8.3.2	<i>Momento massimo alla base del muro</i> .....	32
4.8.4	<i>Verifica a flessione della ciabatta di fondazione</i> .....	34

<b>5</b>	<b>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....</b>	<b>36</b>
<b>5.1</b>	<b>Criteri di calcolo .....</b>	<b>36</b>
<b>5.1.1</b>	<b>Verifica SLU per portata verticale dei pali .....</b>	<b>37</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Verifica SLU di resistenza della sezione per carichi assiali .....</b>	<b>37</b>
<b>5.1.3</b>	<b>Verifica SLU di resistenza a flessione della sezione .....</b>	<b>38</b>
<b>5.1.4</b>	<b>Verifica SLU a taglio della sezione .....</b>	<b>38</b>
<b>5.1.5</b>	<b>Verifica SLU al carico limite orizzontale del palo .....</b>	<b>38</b>
<b>5.1.6</b>	<b>Verifiche SLU al capacità portante verticale .....</b>	<b>41</b>
<b>5.1.7</b>	<b>Verifiche SLU di resistenza ai carichi assiali dei pali di fondazione .....</b>	<b>45</b>
<b>5.1.8</b>	<b>Verifiche SLU di resistenza a flessione dei pali di fondazione.....</b>	<b>47</b>
<b>5.1.9</b>	<b>Verifiche SLU di resistenza a Taglio dei pali di fondazione.....</b>	<b>49</b>
<b>5.1.10</b>	<b>Verifica SLU di capacità portante trasversale.....</b>	<b>51</b>
<b>5.2</b>	<b>Modello di calcolo .....</b>	<b>54</b>
<b>5.3</b>	<b>Sollecitazioni agenti .....</b>	<b>56</b>
<b>5.3.1</b>	<b>Condizioni elementari di carico .....</b>	<b>56</b>
<b>5.3.2</b>	<b>Inviluppi.....</b>	<b>68</b>
<b>6</b>	<b>GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....</b>	<b>78</b>

## 1 INQUADRAMENTO GENERALE

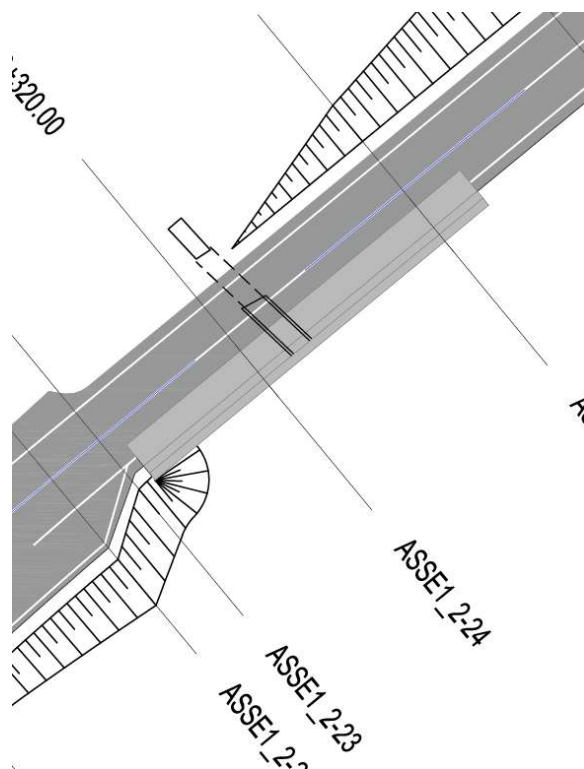
Il presente documento ha per oggetto la verifica dei muri di sostegno previsti nell'ambito del progetto esecutivo per l'adeguamento a due corsie del tratto della galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza-Mercatello Ovest (Lotto 3°) dell'itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto - Fano.

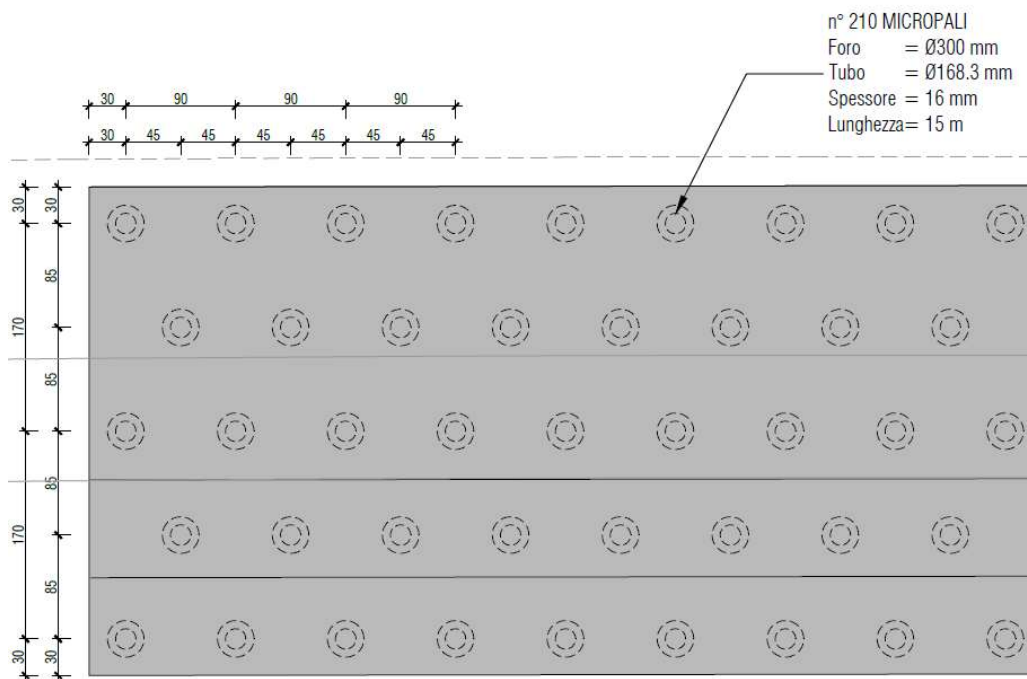
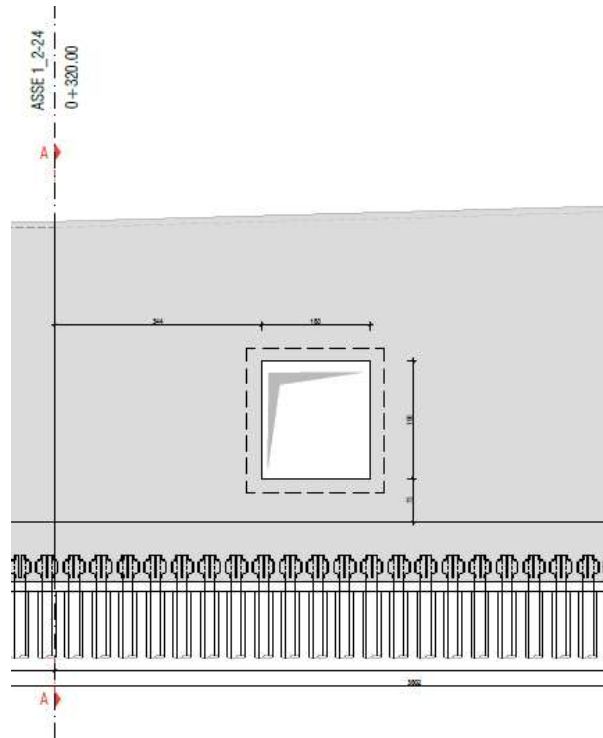
L'intervento è localizzato tra Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

### 1.1 Descrizione dell'opera

Il muro trattato nell'ambito dell'elaborato si colloca in prossimità della nuova rotatoria che realizza la connessione lato Umbria del tratto già realizzato alla viabilità esistente SP200 individuato nelle chilometriche 0+320 asse 1\_2-24 e 0+440,00 asse 1\_2-25. Il tratto in questione è definibile come di sottoscarpa in calcestruzzo armato gettato in opera, preposto a sottendere il rilevato stradale.

Di seguito si illustrano l'ubicazione planimetrica e gli schemi tipologici del muro in oggetto.





L'opera è fondata su micropali colati a gravità di diametro di perforazione  $\Phi = 300$  mm, armati con profili tubolari metallici in acciaio S355 J0 di diametro esterno pari a  $\varnothing_{ext} = 168,30$  mm, spessore di  $s = 16,00$  mm, disposti su più file su maglia a quinconce con passo in direzione longitudinale  $i_l = 0,45$ m mentre

in direzione trasversale  $i_t = 0,85m$  in modo tale che la distanza tra i pali risulti  $i_{pali} = 0,96 m$  (superiore a 3 volte il diametro, ovvero 0,9 m). La lunghezza dei pali è pari a  $L = 15,0 m$ .

La superficie di scavo provvisorio, realizzata in modo da assicurare la stabilità del terreno durante la costruzione del muro e prima delle operazioni di riempimento a tergo, viene profilata con pendenza  $h/b=1/1$ , ricorrendo localmente ad una sistemazione a gradoni che favorisce il corretto ammorsamento del riempimento sui fianchi del rilevato esistente.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla consultazione degli elaborati grafici allegati al progetto

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

### 2.1 Normativa nazionale cogente

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- [4] D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - “Nuovo Codice della Strada”
- [5] D.P.R. 16/12/92 n.495 e s.m.i. “Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada”

### 2.2 Eurocodici

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

#### **Eurocodice** – Criteri generali di progettazione strutturale

- [1] UNI EN 1990:2006

#### **Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture

- [2] UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [3] UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [4] UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- [6] UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- [7] UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [8] UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### **Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- [9] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [11] UNI EN 1992-4:2018 Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo

#### **Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio

- [12] UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [13] UNI EN 1993-1-5:2019 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra



[14] UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

[15] UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

[16] UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

[17] UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

[18] UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

**Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

[19] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[20] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

**Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica

[21] UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali

[22] UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

**Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

[23] UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

[24] UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti

[25] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

## 2.3 Norme EN, UNI, ISO

### Calcestruzzo:

[1] EN 206:2016 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

[2] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

### Acciaio per strutture metalliche e strutture composte:

[3] EN 10025-1:2004

[4] EN 10025-2:2019

[5] EN 10025-3:2019

[6] EN 10025-4:2019

[7] EN 10025-5:2019

[8] EN 10025-6:2019

[9] EN 10210-1

[10] EN 10219-1

### Bulloni e chiodi:

[11] EN 15048

[12] EN 14399

[13] EN 10263

### Saldature:

[14] EN ISO 4063:2011

## Relazione di calcolo Muro OS.06

---

[15] EN 1011

[16] EN ISO 9692

## 2.4 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [1] CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [2] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [3] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [4] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo per pali e zattera di fondazione gettati in opera

Vengono rispettate le prescrizioni normative riportate nelle NTC2018.

È stato utilizzato calcestruzzo C28/35 i cui parametri sono riportati nella Tabella seguente:

<b>CALCESTRUZZO</b>			
MATERIALE	C28/35		
$f_{ck}$	=	28.00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ck,cube}$	=	35.00 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{cm}$	=	36.00 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
$f_{ctm}$	=	2.77 MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
$f_{ctk}$	=	1.94 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
$f_{ctm}$	=	3.32 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
$E_{cm}$	=	32308.25 MPa	Modulo elastico istantaneo
$\rho$	=	2400.00 kg/m <sup>3</sup>	Densità
COEFFICIENTI			
$\nu$	=	0.20	Coefficiente di Poisson
$\alpha$	=	1.00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
$\gamma_c$	=	1.50	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$\alpha_{cc}$	=	0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\eta$	=	1.00	Coefficiente per la determinazione della resistenza tangenziale di calcolo
RESISTENZE DI CALCOLO			
$f_{cd}$	=	15.87 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
$f_{cd}$	=	12.69 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
$f_{ctk}$	=	1.29 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
$f_{ctk}$	=	1.03 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
$f_{bd}$	=	2.90 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo
$f_{bd}$	=	1.94 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo (valida per ancoraggi in zona di calcestruzzo teso o con armature molto addensate)
ALTRE CARATTERISTICHE			
Consistenza	=	S4	
Classe di esposizione	=	XC4	
Max A/C	=	0.50	
Classe di resistenza minima	=	C32/40	
Minimo contenuto di cemento	=	300.00 kg/m <sup>3</sup>	
Minimo contenuto d'aria	=	-- %	
Altri requisiti	=	--	
Condizione ambientale	=	Aggressiva	
$C_{min}$	=	C28/35	
$C_0$	=	C40/50	
Copriferro per barre in piastre	=	25.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per barre in piastre	=	30.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per barre	=	30.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per barre	=	35.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per cavi in piastre	=	35.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per cavi in piastre	=	40.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per cavi	=	40.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per cavi	=	45.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )

### 3.2 Calcestruzzo per paramento verticale gettato in opera

Vengono rispettate le prescrizioni normative riportate nelle NTC2018.

È stato utilizzato calcestruzzo C32/40 i cui parametri sono riportati nella Tabella seguente:

<b>CALCESTRUZZO</b>		
MATERIALE	C32/40	
$f_{ck}$	= 32.00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ck,cube}$	= 40.00 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{cm}$	= 40.00 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
$f_{ctm}$	= 3.02 MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
$f_{ctk}$	= 2.12 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
$f_{efm}$	= 3.63 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
$E_{cm}$	= 33345.76 MPa	Modulo elastico istantaneo
$\rho$	= 2400.00 kg/m <sup>3</sup>	Densità
COEFFICIENTI		
$\nu$	= 0.20	Coefficiente di Poisson
$\alpha$	= 1.00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
$\gamma_c$	= 1.50	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$\alpha_{cc}$	= 0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\eta$	= 1.00	Coefficiente per la determinazione della resistenza tangenziale di calcolo
RESISTENZE DI CALCOLO		
$f_{cd}$	= 18.13 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
$f_{cd}$	= 14.51 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
$f_{ctk}$	= 1.41 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
$f_{ctk}$	= 1.13 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
$f_{bd}$	= 3.18 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo
$f_{bd}$	= 2.12 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo (valida per ancoraggi in zona di calcestruzzo teso o con armature molto addensate)
ALTRE CARATTERISTICHE		
Consistenza	=	S4
Classe di esposizione	=	XC4
Max A/C	=	0.50
Classe di resistenza minima	=	C32/40
Minimo contenuto di cemento	=	300.00 kg/m <sup>3</sup>
Minimo contenuto d'aria	=	-- %
Altri requisiti	=	--
Condizione ambientale	=	Aggressiva
$C_{min}$	=	C28/35
$C_0$	=	C40/50
Copriferro per barre in piastre	=	25.00 mm ( $\geq C_0$ )
Copriferro per barre in piastre	=	30.00 mm ( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per barre	=	30.00 mm ( $\geq C_0$ )
Copriferro per barre	=	35.00 mm ( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per cavi in piastre	=	35.00 mm ( $\geq C_0$ )
Copriferro per cavi in piastre	=	40.00 mm ( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per cavi	=	40.00 mm ( $\geq C_0$ )
Copriferro per cavi	=	45.00 mm ( $C_{min} \leq C < C_0$ )

### 3.3 Acciaio per calcestruzzo armato

Vengono rispettate le prescrizioni normative riportate nelle NTC2018.

È stato utilizzato acciaio B450C i cui parametri sono riportati nella Tabella seguente:

<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO</b>		
MATERIALE	B450C	
$f_{y\ nom}$	= 450.00 MPa	Resistenza caratteristica a snervamento
$f_{t\ nom}$	= 540.00 MPa	Resistenza caratteristica a rottura
$f_{yk}$	= 450.00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{ik}$	= 540.00 MPa	Tensione caratteristica a rottura
$(A_{gt})_k$	≥ 7.50 %	Allungamento
$\phi < 12\text{mm}$	→ 4.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$12 \leq \phi \leq 16\text{mm}$	→ 5.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$16 \leq \phi \leq 25\text{mm}$	→ 8.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$25 \leq \phi \leq 40\text{mm}$	→ 10.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$f_{yd}$	= 391.30 MPa	Resistenza di calcolo dell'acciaio

### 3.4 Acciaio per micropali

Vengono rispettate le prescrizioni normative riportate nelle NTC2018.

È stato utilizzato acciaio S355J0 i cui parametri sono riportati nella Tabella seguente:

<b>ACCIAIO</b>		
MATERIALE	S355	
$f_{yk}$	= 355.00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40\text{mm}$ )
$f_{ik}$	= 510.00 MPa	Tensione caratteristica a rottura ( $t \leq 40\text{mm}$ )
$f_{yk}$	= 335.00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento ( $40 < t \leq 80\text{mm}$ )
$f_{ik}$	= 470.00 MPa	Tensione caratteristica a rottura ( $40 < t \leq 80\text{mm}$ )
E	= 2.10E+05 MPa	Modulo di Elasticità longitudinale
G	= 8.08E+04 MPa	Modulo di Elasticità tangenziale
$\rho$	= 7850.00 kg/m <sup>3</sup>	Densità
COEFFICIENTI		
$\nu$	= 0.30	Coefficiente di Poisson
$\alpha$	= 1.20E-06	Coefficiente di dilatazione termica
$\gamma_{M0}$	= 1.05	Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4
$\gamma_{M1}$	= 1.05	Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature
$\gamma_{M1}$	= 1.10	Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari
$\gamma_{M2}$	= 1.25	Coefficiente di sicurezza per la resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)
RESISTENZE DI CALCOLO		
$f_{yk} / \gamma_{M0}$	= 338.10 MPa	Resistenza di calcolo per le sezioni di classe 1-2-3-4 ( $t \leq 40\text{mm}$ )
$f_{yk} / \gamma_{M1}$	= 338.10 MPa	Resistenza di calcolo all'instabilità delle membrature ( $t \leq 40\text{mm}$ )
$f_{yk} / \gamma_{M1}$	= 322.73 MPa	Resistenza di calcolo all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari ( $t \leq 40\text{mm}$ )
$f_{yk} / \gamma_{M2}$	= 284.00 MPa	Resistenza di calcolo nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) ( $t \leq 40\text{mm}$ )
$f_{yk} / \gamma_{M0}$	= 319.05 MPa	Resistenza di calcolo per le sezioni di classe 1-2-3-4 ( $40 < t \leq 80\text{mm}$ )
$f_{yk} / \gamma_{M1}$	= 319.05 MPa	Resistenza di calcolo all'instabilità delle membrature ( $40 < t \leq 80\text{mm}$ )
$f_{yk} / \gamma_{M1}$	= 304.55 MPa	Resistenza di calcolo all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari ( $40 < t \leq 80\text{mm}$ )
$f_{yk} / \gamma_{M2}$	= 268.00 MPa	Resistenza di calcolo nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) ( $40 < t \leq 80\text{mm}$ )

## 4 ANALISI DI VERIFICA

### 4.1 Sezioni di verifica

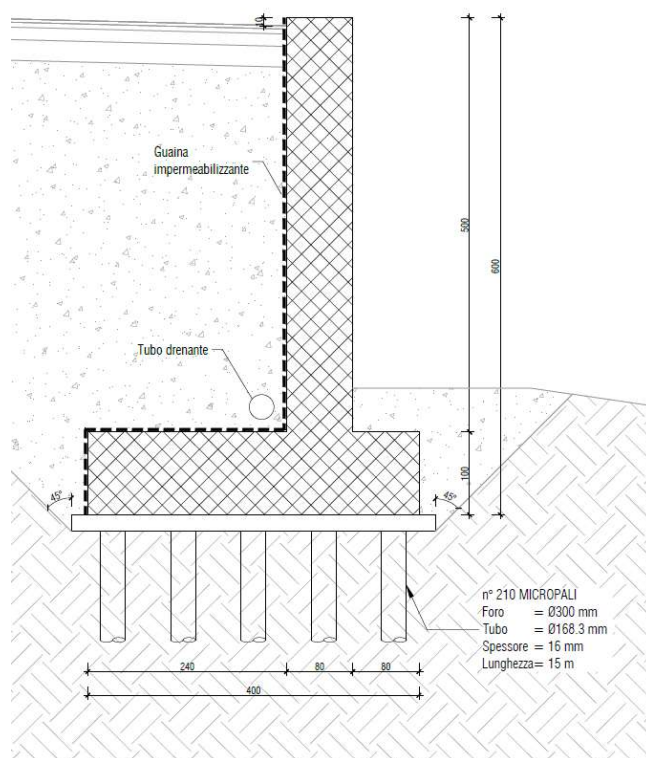
Le analisi di dimensionamento dei muri sono avvenute facendo riferimento a quanto riportato al §4.

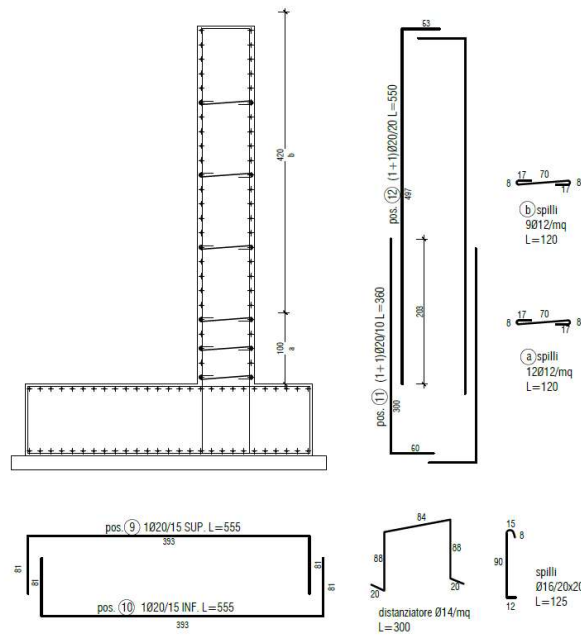
Ai fini della definizione delle sezioni di verifica è stato condotto un esame di dettaglio delle condizioni geometriche (altezza del muro, inclinazione della scarpata sottesa dal muro), delle caratteristiche stratigrafiche (spessore e tipologia delle formazioni), delle condizioni idrauliche (profondità della falda), dei carichi sollecitanti l'opera di sostegno.

Le condizioni prese a riferimento nei calcoli sono quelle complessivamente più critiche ai fini della sicurezza dell'opera dunque dimensionanti anche nei confronti delle sezioni non direttamente soggette a verifica, caratterizzate da altezze inferiori, maggiori distanze reciproche opera di sostegno-edifici, ecc. (tali fattori possono occorrere disgiuntamente o contemporaneamente).

Le verifiche dei muri, dunque, sono state effettuate riferendosi alle sezioni caratterizzate dalle massime altezze di scavo.

Le caratteristiche geometriche del muro e le armature in corrispondenza delle sezioni di verifica sono riportate nella seguente figura.





La seguente Tabella riassume le caratteristiche dei micropali:

$\Phi$ PREFORO [mm]	$\Phi$ ESTERNO [mm]	s [mm]	L AMMORSAMENTO NELLA CIABATTA [m]	L MICROPALO DA INTRADOSSO CIABATTA [m]	L TOT [m]	TIPOLOGIA ACCIAIO
300	108	8	0.7	15.0	15.7	S 355 J0

Tabella 4.1 - Caratteristiche dei micropali

## 4.2 Modello geotecnico

Le analisi vengono condotte in condizioni di lungo termine utilizzando i parametri di resistenza al taglio drenati essendo il terreno presente a comportamento prevalentemente granulare.

Come legame costitutivo viene adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci.

Dal punto di vista generale il riferimento è costituito dalla caratterizzazione geotecnica contenuta nella "Relazione geotecnica generale". A partire dai valori dei parametri geotecnici indicati nella "Relazione Geotecnica", nelle verifiche dei muri si sono in definitiva adottati i valori caratteristici dei parametri geotecnici riassunti in tabella seguente.

TERRENO	$\gamma$ [kN/mc]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]
TERRENO DI RIPORTO	19.00	0	35



### 4.3 Superficie piezometrica

Per lo studio locale della falda si è fatto riferimento alle letture e alle informazioni piezometriche disponibili dalla campagna di indagine svolta nel 2018.

Si è proceduto con l'installazione di n. 2 piezometri a tubo aperto.

La verticale di sondaggio S12p, realizzata immediatamente a monte della paratia di imbocco esistente sull'imbocco lato Umbria della galleria Guinza, è stata attrezzata con un piezometro finestrato tra -6.0 m e -16.7 m dal piano campagna ed isolato completamente dal terreno sovrastante mediante impermeabilizzazione dell'intercapedine anulare.

La misura eseguita immediatamente dopo l'ultimazione del sondaggio ha rilevato una soggiacenza di -14.3 m, più in profondità rispetto all'intradosso dell'arco rovescio della galleria.

Considerando la lettura in rapporto alla litostratigrafia marnoso-arenacea a prevalente componente pelitica (Membro di Galeata sup. FMA4b), si esclude che le opere in progetto possano intercettare orizzonti idrici significativamente in rete.

Tale considerazione può essere estesa anche alle opere previste in progetto sull'imbocco lato Marche, in presenza di un modello geotecnico del sottosuolo integralmente costituito dal flysch marnoso-arenaceo "Membro di Collina" FMA5, ancor più acquitardo.

Pertanto, in corrispondenza del collegamento lato Umbria e dell'imbocco lato Marche della galleria Guinza, non è presente una falda lateralmente continua e, dunque, nelle verifiche non viene modellata una superficie piezometrica.

L'annullamento di potenziali spinte idrostatiche a tergo delle opere, destinate da venute d'acqua localizzate e linee di drenaggio preferenziali, è in ogni caso garantita dai dispositivi drenanti predisposti per la dissipazione delle pressioni neutre, quali dreni suborizzontali, canalette di guardia, vespai drenanti predisposti a tergo dell'opera, ecc..

Anche nel foro S13p, eseguito in corrispondenza della rotatoria lato Marche a fine tracciato, è stato installato un piezometro a tubo aperto, finestrato a partire da -5.0m da quota boccaforo fino a fondo foro (-18m). Si dispone di una misura eseguita durante l'avanzamento del sondaggio (perforazione a -13.8m), che ha restituito una soggiacenza di -2.8 m, legata ad una circolazione idrica sub superficiale che coinvolge i depositi di versante e alluvionali.

Nei calcoli delle opere in prossimità del collegamento lato Marche, il livello piezometrico di progetto viene assunto cautelativamente a -2.0 m da p.c., implicando un andamento idrostatico delle pressioni interstiziali con la profondità.

### 4.4 Approccio normativo

Le analisi sono state eseguite conformemente al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018), con il metodo degli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura) e stati limite di esercizio (valutazione degli stati di tensione, fessurazione e deformazioni per le condizioni relative al carico di esercizio).

Con riferimento alla sicurezza delle opere, la normativa di riferimento richiede, detto  $R_d$ , il valore della resistenza di calcolo ed  $E_d$  la risultante di calcolo dei carichi, che per ciascun stato limite ultimo deve risultare:

$$R_d \geq E_d$$

Le opere devono inoltre essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio.

Detto  $C_d$  il prescritto valore dell'effetto delle azioni ed  $E_d$  la risultante di calcolo dei carichi in condizioni di esercizio, deve risultare:

Relazione di calcolo Muro OS.06



$$C_d \geq E_d$$

Vengono svolte due tipologie di verifiche:

- Verifiche strutturali;
- Verifiche geotecniche.

Per le verifiche inerenti i micropali e per i relativi criteri, si rimanda integralmente al §6.

Le verifiche strutturali analizzate nell'ambito del presente capitolo sono riguardanti gli elementi costituenti il muro di sostegno, cioè la parete verticale e la ciabatta di fondazione.

Esse vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

1. verifiche di sicurezza SLU/SLV a flessione semplice/composta;
2. verifiche di sicurezza SLU/SLV a taglio;
3. verifiche di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio;
4. verifiche di funzionalità SLE a fessurazione.

Le verifiche geotecniche vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

1. verifiche di sicurezza SLU/SLV di stabilità globale.

Dal punto di vista generale, le analisi allo stato limite ultimo possono essere condotte con riferimento tanto a condizioni statiche (SLU propriamente inteso) che sismiche (SLV).

Nel seguito la verifica verrà eseguita per il solo scenario SLU/SLV al quale competono le sollecitazioni di progetto  $E_d$  più gravose, intendendo in tal modo indirettamente conseguite le opportune condizioni di sicurezza anche nello scenario meno gravoso non direttamente sottoposto a verifica.

Le verifiche di sicurezza strutturale vengono effettuate con riferimento all'Approccio 2 (Combinazione A1+M1+R3 in condizioni statiche, M1+R3 nel caso sismico, nel quale i coefficienti parziali sulle azioni sono unitari).

Per le verifiche di sicurezza di stabilità globale è da impiegarsi l'approccio Progettuale 1, combinazione 2 (A2+M2+R2 per il caso statico SLU, M2+R2 per quello sismico SLV, in cui i coefficienti amplificativi delle azioni sono unitari).

La valutazione del grado di sicurezza avviene con riferimento a quanto disposto nell'impianto normativo per i muri di sostegno ai § 6.5.3.1.1 e §6.8.2 per la analisi statiche e al § 7.11.4 e §7.11.6.2 per le verifiche sismiche.

Nelle analisi si è tenuto conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 5.3 e Tabella 5.4 (§6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2 del NTC2018) sulle azioni  $\gamma_F$  e sui parametri geotecnici  $\gamma_M$ , e di quelli operanti sulla resistenza globale del sistema opera-terreno rispettivamente per le verifiche di stabilità globale (Tabella 5.5, paragrafo 6.8.2 di NTC2018) e per le verifiche di resistenza interna (Tabella 5.6).

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

**Tabella 4.2 - Coefficienti parziali per le azioni**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.0	1.25
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

**Tabella 4.3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Coefficiente	R2	
	SLU	SLV
$\gamma_R$	1.1	1.2

**Tabella 4.4 - Coefficienti parziali sul sistema geotecnico per le verifiche di stabilità globale**

#### 4.4.1 Verifiche strutturali

Nelle verifiche agli SLU/SLV, la parete da un punto di vista statico è schematizzabile come una mensola incastrata alla base in corrispondenza della ciabatta di fondazione. I carichi agenti determinano in ogni sezione uno stato di sollecitazione di flessione composta e taglio.

Nelle verifiche agli SLU/SLV, la ciabatta di fondazione da un punto di vista statico è schematizzabile come due mensole, una di monte ed una di valle, incastrate alla base in corrispondenza della sezione a filo parete verticale. I carichi agenti determinano in ogni sezione uno stato di sollecitazione di flessione semplice e taglio.

##### 4.4.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio

Nella verifica di resistenza agli SLU/SLV a taglio, il valore caratteristico dell'azione resistente  $V_{Rd}$  viene determinata in accordo ai criteri di cui al §4.1.2.3.5.1 e §4.1.2.3.5.2 delle NTC2018, rispettivamente in assenza di specifica armatura a taglio e per una sezione dotata di specifica armatura resistente a taglio.

Il valore dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , in cui  $V_{Rd}$  è, in prima battuta, la resistenza di calcolo a taglio in assenza di specifica armatura a taglio (eq. 4.1.23 NTC 2018):

$$V_{Rd} = \{ [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \}$$

dove:  $f_{ck}$  espresso in Mpa

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$d$  altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm)

Con riferimento all'armatura trasversale, invece, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con l'equazione 4.1.27 delle NTC2018 seguente.

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con l'eq. 4.1.28 delle NTC2018 seguente.

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + (\cot \theta)^2)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

dove:

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

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

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

$v f_{cd}$  resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $v = 0,5$ )

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

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

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

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

Le armature longitudinali verranno dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \cot \theta) / 2$$

Lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole.

#### **4.4.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione**

La verifica di resistenza SLU/SLV per flessione composta consiste nel controllare che il punto rappresentativo della coppia di valori delle azioni di calcolo forza normale  $N_{Ed}$  e momento flettente  $M_{Ed}$  derivante dalla combinazione di carico allo SLU/SLV risulti interno al dominio resistente della sezione.

Deve risultare  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , con  $M_{Ed}$  massimo valore del momento flettente sollecitante e  $M_{Rd}$  momento resistente di progetto.

#### **4.4.1.3 Verifica di funzionalità SLE di limitazione delle tensioni in esercizio**

Secondo quanto previsto dalle NTC2018 al §4.1.2.2.5 e dalla Circolare esplicativa n.7 delle NTC2018 al §C4.1.2.2.5, per la verifica allo SLE delle tensioni massime di compressione nel calcestruzzo, andrà verificato che il valore della tensione massima nel calcestruzzo soddisfi le relazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente} \quad [4.1.16]$$

Occorre verificare anche la tensione massima nelle armature d'acciaio soddisfi la relazione:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,80 f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.17]$$

#### **4.4.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione**

La verifica a fessurazione avviene ai sensi di quanto disposto al §4.1.2.2.4 di NTC 2018.

Si valuta lo stato limite di apertura delle fessure; per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione viene fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Nel caso delle strutture in oggetto, si considerano condizioni ambientali ordinarie. I muri sono armati con armatura ordinaria, da considerarsi poco sensibili nei confronti della corrosione.

Di seguito si riporta la Tabella 4.1.IV del paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC2018, con i limiti di fessure per lo stato limite di esercizio considerato.

**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	$\leq w_1$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Il valore di calcolo è dato da:

$$w_k = 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Dove:  $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}(1 + \alpha_e \rho_{eff})}{\rho_{eff}}}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$  deformazione unitaria media delle barre d'armatura

$\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$A_{c,eff}$  è l'area di calcestruzzo efficace

$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$$k_t = \begin{cases} 0,6 & \text{carichi di breve durata} \\ 0,4 & \text{carichi di lunga durata} \end{cases}$$

$$\Delta_{sm} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad \text{distanza media tra le fessure}$$

$\emptyset$  è il diametro delle barre ( $\emptyset_{eq}$  equivalente se si utilizzano più barre)

$$\emptyset_{eq} = \frac{n_1 \emptyset_1^2 + n_2 \emptyset_2^2}{n_1 \emptyset_1 + n_2 \emptyset_2}$$

$$k_1 = \begin{cases} 0,8 & \text{barre ad aderenza migliorata} \\ 1,6 & \text{barre lisce} \end{cases}$$

$$k_2 = \begin{cases} 0,5 & \text{se flessione semplice} \\ 1 & \text{se trazione semplice} \end{cases} \quad \text{in caso di trazione eccentrica } k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1}$$

dove  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  sono le deformazioni più grande e più piccola nella sezione fessurata.

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

#### **4.4.2 Verifiche geotecniche**

La resistenza di progetto  $R_d$  del sistema geotecnico viene dedotta come (§6.2.4.1 di NTC2018):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema, coerentemente con le prescrizioni normative, viene mutuato dal set R2 relativo alle condizioni di stabilità dei fronti di scavo.

Una volta amplificate le azioni e parzializzate le caratteristiche geotecniche dei terreni nei modi sopra precisati, si adotta un coefficiente di sicurezza minimo pari a:

In condizioni statiche:  $FS_{adm} = \gamma_R = 1.1$

In condizioni sismiche (pseudo-statiche):  $FS_{adm} = \gamma_R = 1.2$

#### 4.5 Metodi e analisi di calcolo

Le verifiche sono state eseguite con i classici metodi presenti diffusamente in letteratura e dettagliati in premessa ai tabulati di calcolo allegati al presente elaborato, al quale si rimanda per approfondimenti e delucidazioni. La spinta delle terre è stata valutata considerando il muro che non sia libero di roto-traslare a causa della presenza dei pali di fondazione. Il coefficiente di spinta a riposo (terreni normali-consolidati) è stato calcolato secondo l'espressione seguente:

$$k_o = 1 - \sin \varphi'$$

Si trascura a favore della sicurezza l'attrito fra il terreno e il paramento del muro ( $\delta = 0$ ) quindi la retta di azione della spinta risulta orizzontale.

Le spinte ottenute in tale modo sono state considerate come azioni agenti a tergo del muro valutando le sollecitazioni sugli elementi "plate" della parete e della zattera di fondazione sia sulle "beam" dei pali.

In riferimento a §10.2 delle Norme Tecniche si riportano alcune indicazioni relative al tipo di analisi svolta e alle caratteristiche del codice di calcolo utilizzato.

##### 4.5.1 Tipo di analisi svolta

Per il suddetto modello si è eseguita un'analisi pseudo-statica lineare in ottemperanza alle NTC18. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio, proporzionale al peso  $W$  del volume del terreno potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale si possono esprimere come quanto riportato al §7.11.3.5.2 delle NTC2018:

$$F_h = k_h \cdot W \qquad F_v = k_v \cdot W$$

Con:  $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad (a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g)$   
 $k_v = \pm 0,5k_h$

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tab. 7.11.1 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido.

**Tab. 7.11.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

##### 4.5.2 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- Grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- Storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- Utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- Pratica d'uso frequente.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche, isotrope ed omogenee.

#### **4.5.3 Origine e caratteristiche del codice di calcolo**

Il software utilizzato per il calcolo è il MIDAS/Gen prodotto da:

**MIDAS Information Technology, Co., Ltd.**

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea

Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

Il n° di serie della Licenza è: midas Gen / USGW000935



#### 4.6 Azioni sismiche

Le analisi sismiche sono state effettuate secondo un approccio pseudo-statico con azioni statiche equivalenti all'azione inerziale e proporzionali, tramite i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v = \pm 0,5k_h$ , al peso della massa potenzialmente instabile. Il segno  $\pm$  sta ad indicare che la componente verticale dell'azione sismica è considerata agente sia verso l'alto che verso il basso.

Considerando i seguenti parametri:

Vita nominale della costruzione:	$V_N = 50 \text{ anni};$
Classe d'uso:	$IV - c_u = 2,0;$
Periodo di riferimento:	$V_R = 50 \text{ anni} \cdot 2,0 = 100 \text{ anni};$
Terreno tipo:	$B$
Categoria topografica:	$T2$
Fattore di struttura:	$q_0 = 1,5$
Regolarità in altezza:	$SI$

Si riportano i valori delle principali grandezze sismiche per il sito di progetto relative allo stato limite di salvaguardia della vita SLV e di danno SLD, limitatamente al caso analizzato.

SLATO LIMITE	$a_g$ [g]	$S_s$ [-]	$S_T$ [-]	$S$ [-]	$a_{max}$ [g]	$\beta_m$ [-]	$k_h$	$k_v$
SLD	0.124	1.200	1.200	1.440	0.179	1.0	0.179	$\pm 0.090$
SLV	0.288	1.124	1.200	1.349	0.388	1.0	0.388	$\pm 0.194$

**Tabella 4.5 – Parametri sismici**

dove:  $a_g$  accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

$S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  coefficiente di amplificazione topografica;

$$S = S_s \cdot S_T;$$

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$k_h$  coefficiente pseudo-statico orizzontale per muri;

$k_v$  coefficiente pseudo-statico verticale per muri;

Si noti in particolare che, in coerenza con quanto disposto al §7.11.6.2.1 di NTC2018, per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore del coefficiente  $\beta_m$  è stato assunto unitario.

Per tener conto delle azioni sismiche, nel caso dinamico oltre alla spinta statica sono state considerate anche forze di inerzia orizzontali e verticali, proporzionali al peso della struttura e del cuneo di spinta, ed un incremento di spinta orizzontale del terreno.

L'incremento di spinta del terreno  $\Delta P_d$  è pari alla differenza tra la spinta calcolata in condizioni statiche+sismiche ( $F_d$ ) e quella calcolata in condizioni statiche ( $F$ ):

$$\Delta P_d = F_d - F$$

La spinta di calcolo risultante del terreno, somma di quella statica e di quella dinamica, è data dall'equazione seguente:

$$F_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

Dove  $H$  è l'altezza del muro,  $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno,  $K$  è il coefficiente di spinta statico+dinamico del terreno, che per gli stati di spinta attiva viene ricavato a mezzo della formula di Mononobe-Okabe e  $k_v$  è il coefficiente sismico verticale.

Nelle analisi l'incremento di spinta è stato applicato a tergo del muro come un carico distribuito di forma rettangolare. Occorre considerare inoltre le forze d'inerzia dovute alla massa del muro e del cuneo di spinta, che assumono la seguente espressione:

$$F_h = k_h \cdot W \qquad F_v = k_v \cdot W$$

in cui  $W$  è la massa inerziale equivalente del muro e del terreno soprastante la zattera di fondazione a monte del muro. Tali forze vanno applicate nel baricentro dei pesi.

#### 4.7 Analisi dei carichi

Ai fini dei calcoli dei muri di sostegno sono stati considerati i seguenti carichi:

G1- Peso proprio elementi strutturali in cemento armato (muro di sostegno e pali):

Calcolato automaticamente dal programma di calcolo; ( $\gamma_{C.A.}=25$  kN/mc)

G2- Peso proprio del terreno di riempimento sopra la zattera di fondazione:

Dimensioni terreno sopra la zattera 2.00m x 5.00m;

$$W_{G2} = \gamma_t \cdot Vol = 19 \frac{kN}{m^3} \cdot (2,0 \cdot 5,0)m^2 = 190,0 \frac{kN}{m};$$

Distribuendolo uniformemente sopra la zattera di fondazione si ottiene una pressione pari a:

$$p_{G2} = \gamma_t \cdot H = 19 \frac{kN}{m^3} \cdot 5m = 95,0 kPa;$$

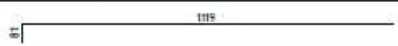
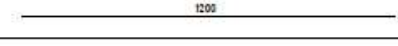
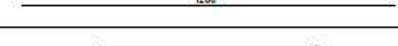
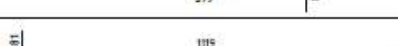
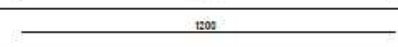
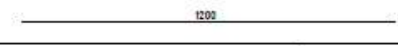
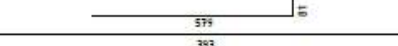

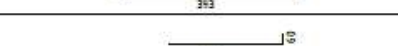
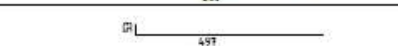
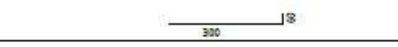
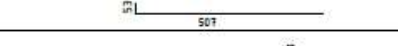
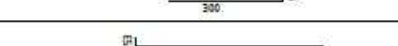
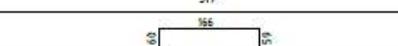
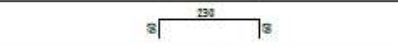
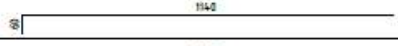
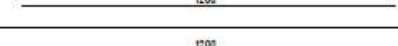
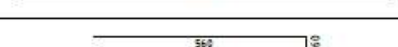
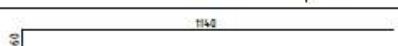
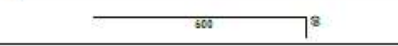
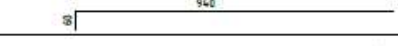
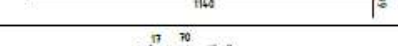
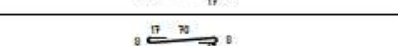
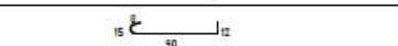



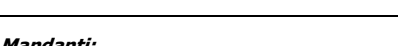

Urto – Azione definita secondo §3.6.3.3.2 delle NTC2018:

Azione di collisione accidentale:  $F = 100kN$  (h=1,00m sopra il muro)

(utilizzato un legame cinematico rigido sul muro che simula il montante della barriera)

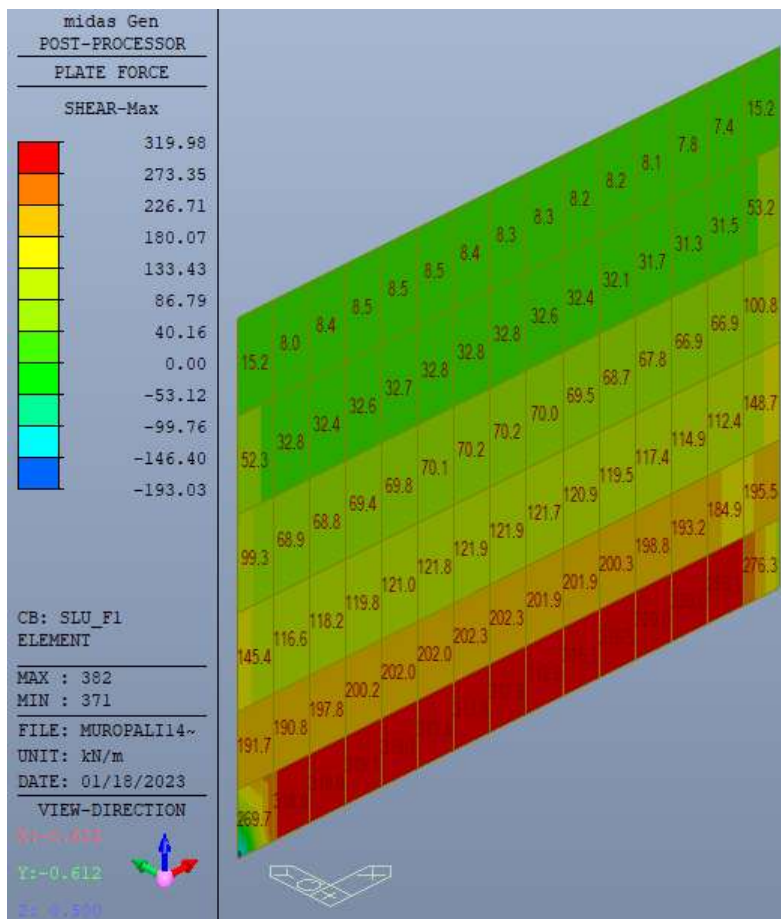
#### 4.8 Risultati delle verifiche strutturali

Sono state eseguite conformemente alle seguenti distinte dei ferri d'armatura:

ELEMENTO: Muro di sostegno						N.ELEMENTI: 1
POSIZIONE	N. PEZZI	Φ [mm]	L [cm]	L. TOT [m]	PESO [kg]	SCHEMA PIEGATURA (misure al filo esterno)
1	27	20	1200	324	798.9	
2	27	20	1200	324	798.9	
3	27	20	1200	324	798.9	
4	27	20	660	178.2	439.4	
5	27	20	1200	324	798.9	
6	27	20	1200	324	798.9	
7	27	20	1200	324	798.9	
8	27	20	660	178.2	439.4	
9	254	20	555	14.10	3477.1	
10	254	20	555	14.10	3477.1	
11	260	20	360	936	2308.2	
12	130	20	550	715	1763.2	
13	360	20	360	1324.8	3267	
14	184	20	577	1061.7	2610.1	
15	100	20	360	360	887.8	
16	50	20	606	303	74.7.2	
17	36	20	285	102.6	253	
18	18	20	335	60.3	14.8.7	
19	32	20	1200	384	946.9	
20	32	20	1200	384	946.9	
21	32	20	1200	384	946.9	
22	32	20	620	198.4	489.2	
23	20	20	1200	240	591.8	
24	20	20	660	132	325.5	
25	20	20	1000	200	493.2	
26	20	20	1200	240	591.8	
spilli a	6.84	12	120	820.8	728.9	
spilli b	3.42	12	120	410.4	364.4	
spilli c	4.44	16	125	555	875.7	
PESO TOTALE:					31920.1	

### 4.8.1 Verifica a taglio della parete

Le sollecitazioni Taglianti massime sono alla base del muro e si hanno nella combinazione Fondamentale agli stati limite ultimi SLU\_F1. Le sollecitazioni ottenute sono riportate nella figura seguente:



**Figura 4.1: Taglio massimo in corrispondenza del paramento del muro (Comb. SLU\_F1)**

Si considera dunque una sollecitazione massima sulla parete pari a :

$$V_{Ed} = 320 \frac{kNm}{m};$$

Le caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione del paramento verticale del muro sono le seguenti:

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

ACCIAIO:	B 450 C	
$f_{yk}$	450	MPa
$E_s$	210000	MPa
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391.3	MPa

CLS:	C 32/40	
$f_{ck}$	32	MPa
$R_{ck}$	40	MPa
$E_{cm}$	33345.8	MPa
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{ctd}$	18.13	MPa
$f_{cm}$	40	MPa
$f_{ctm}$	3.024	MPa
$f_{ctk}$	2.117	MPa
$f_{ctd}$	1.411	MPa

**AZIONI DI PROGETTO:**

$N_{Ed}$	100	kN
$V_{Ed}$	320	kN

**PROPRIETA' SEZIONE:**

RETTANGOLARE		
b	1000	mm
h	800	mm
$A_c$	800000	mm <sup>2</sup>
d	740	mm

**Armature trasversali:**

$A_{sw}$	271	mm <sup>2</sup>
s	200	mm

Utilizzando tali dati di input, le formulazioni indicate nelle NTC2018 portano ad avere una resistenza in assenza di armatura specifica non sufficiente per soddisfare la verifica. Si procede dunque ad eseguire la verifica considerando la presenza di armatura specifica (12 $\Phi$ 12/mq):

**4.1.2.3.5.2 Elementi CON armature trasversali resistenti a Taglio**

Inclinazione dei puntoni di CLS e dei ferri piegati ( $\alpha=90^\circ$  staffe)

$\theta$	45	°	0.785	rad
$\alpha$	90	°	1.571	rad

**[4.1.27]** Resistenza di progetto a "taglio trazione" (con riferimento all'armatura Trasversale)

$V_{Rd}$	354	kN
FS	1.105	
OK		

**[4.1.28]** Resistenza di progetto a "taglio compressione" (con riferimento al CLS d'anima)

$V_{Rd}$	2432	kN
FS	7.600	
OK		

Risultando dunque la resistenza offerta dalla sezione la minore delle resistenze precedenti:

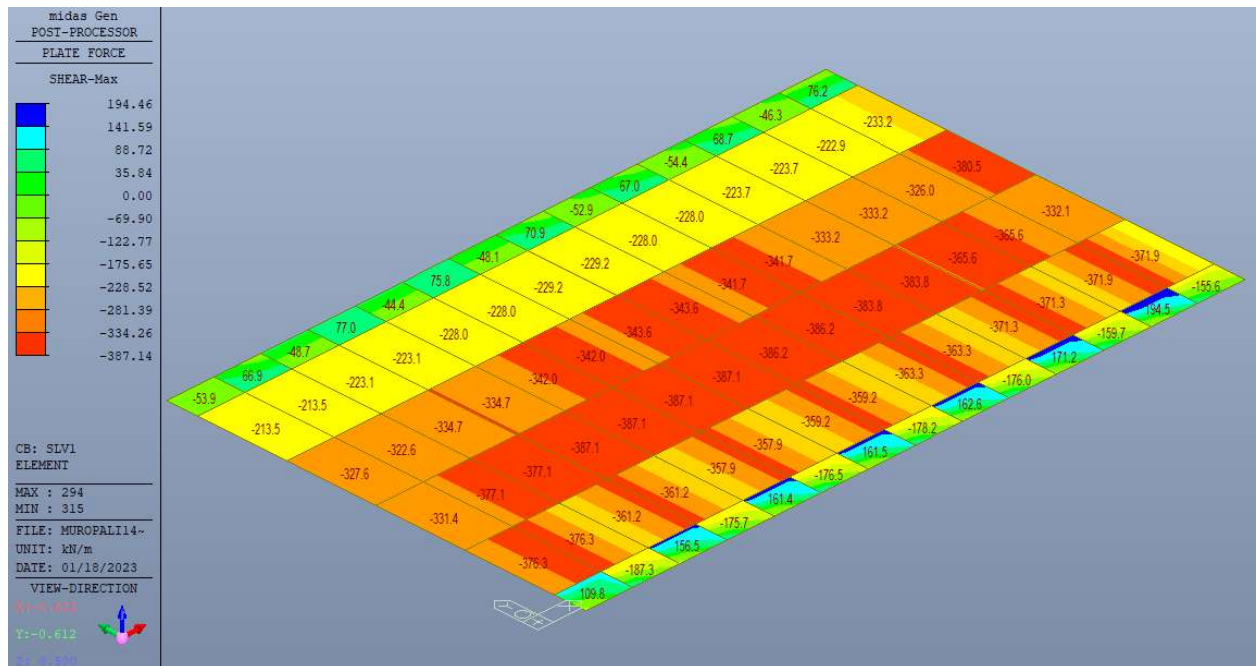
**RESISTENZA DI PROGETTO A TAGLIO DELLA TRAVE:**

$V_{Rd}$	354	kN
FS	1.105	
OK		

La verifica risulta soddisfatta.

### 4.8.2 Verifica a taglio della ciabatta di fondazione

Le sollecitazioni Taglianti massime sulla zattera di fondazione del muro e si hanno nella combinazione sismica agli stati limite di salvaguardia della vita SLV1. Le sollecitazioni ottenute sono riportate nella figura seguente:



**Figura 4.2: Taglio massimo in corrispondenza della zattera di fondazione del muro (Comb. SLV1)**

Si considera dunque una sollecitazione massima sulla parete pari a :

$$V_{Ed} = 387,14 \frac{kNm}{m};$$

Le caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione del paramento verticale del muro sono le seguenti:



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

ACCIAIO:	B 450 C	
$f_{yk}$	450	MPa
$E_s$	210000	MPa
$\nu_s$	1.15	
$f_{yd}$	391.3	MPa

CLS:	C 28/35	
$f_{ck}$	28	MPa
$R_{ck}$	35	MPa
$E_{cm}$	32308.2	MPa
$\nu_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	15.87	MPa
$f_{cm}$	36	MPa
$f_{ctm}$	2.766	MPa
$f_{ctk}$	1.936	MPa
$f_{ctd}$	1.291	MPa

AZIONI DI PROGETTO:

$N_{Ed}$	0	kN
$V_{Ed}$	387.14	kN

PROPRIETA' SEZIONE:

RETTANGOLARE		
b	1,000	mm
h	1,000	mm
$A_c$	1,000,000	mm <sup>2</sup>
d	940	mm

Armature trasversali:

$A_{sw}$	271	mm <sup>2</sup>
s	200	mm

Utilizzando tali dati di input, le formulazioni indicate nelle NTC2018 portano ad avere una resistenza in assenza di armatura specifica non sufficiente per soddisfare la verifica. Si procede dunque ad eseguire la verifica considerando la presenza di armatura specifica (12 $\Phi$ 12/mq):

**4.1.2.3.5.2 Elementi CON armature trasversali resistenti a Taglio**

Inclinazione dei puntoni di CLS e dei ferri piegati ( $\alpha=90^\circ$  staffe)

$\theta$	45	°	0.785	rad
$\alpha$	90	°	1.571	rad

**[4.1.27]** Resistenza di progetto a "taglio trazione" (con riferimento all'armatura Trasversale)

$V_{Rd}$	449	kN
FS	1.161	
OK		

**[4.1.28]** Resistenza di progetto a "taglio compressione" (con riferimento al CLS d'anima)

$V_{Rd}$	3356	kN
FS	8.668	
OK		

Risultando dunque la resistenza offerta dalla sezione la minore delle resistenze precedenti:

**RESISTENZA DI PROGETTO A TAGLIO DELLA SEZIONE:**

$V_{Rd}$	449	kN
FS	1.161	
OK		

La verifica risulta soddisfatta.

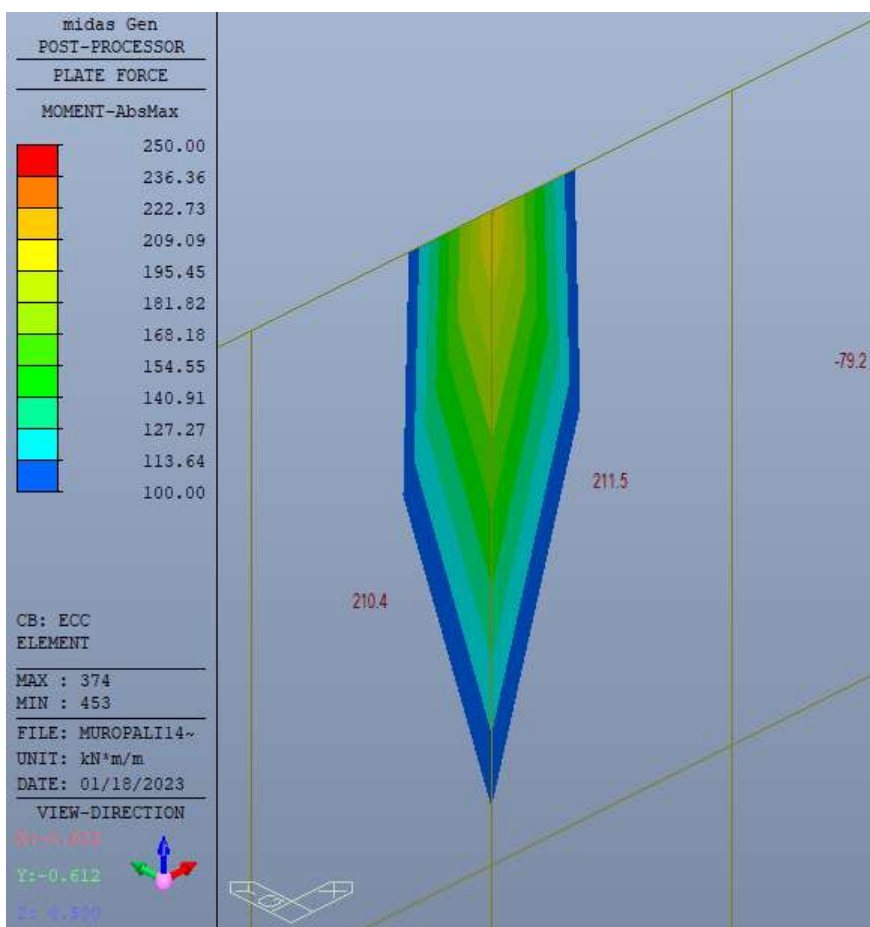


### 4.8.3 Verifica a flessione della parete

Le verifiche strutturali sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo per il calcolo della resistenza delle sezioni in calcestruzzo armato "VCA\_SLU" del prof. Piero Gelfi in ottemperanza alle NTC2018.

#### 4.8.3.1 Momento massimo in sommità del muro

Le sollecitazioni flessionali massime in sommità del muro si hanno nella combinazione eccezionale per la quale l'urto sulle barriere crea un effetto localizzato in corrispondenza del montante della barriera. Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella figura seguente:



**Figura 4.3: Momento massimo in corrispondenza del montante dove è stato schematizzato l'urto (Comb. Ecc)**

Dalla figura seguente è possibile affermare che il momento massimo in sommità del muro è sicuramente inferiore rispetto la tacca 222.73 – 236.36 kNm che non è presente in corrispondenza del punto di impatto. A favore della sicurezza si considera dunque:

$$M_{Ed} = 236,36 \text{ kNm}$$

Si calcola il momento resistente della sezione considerando l'armatura presente nella parte sommitale del muro (5Φ20/m) considerando una striscia di larghezza unitaria (b=100cm):

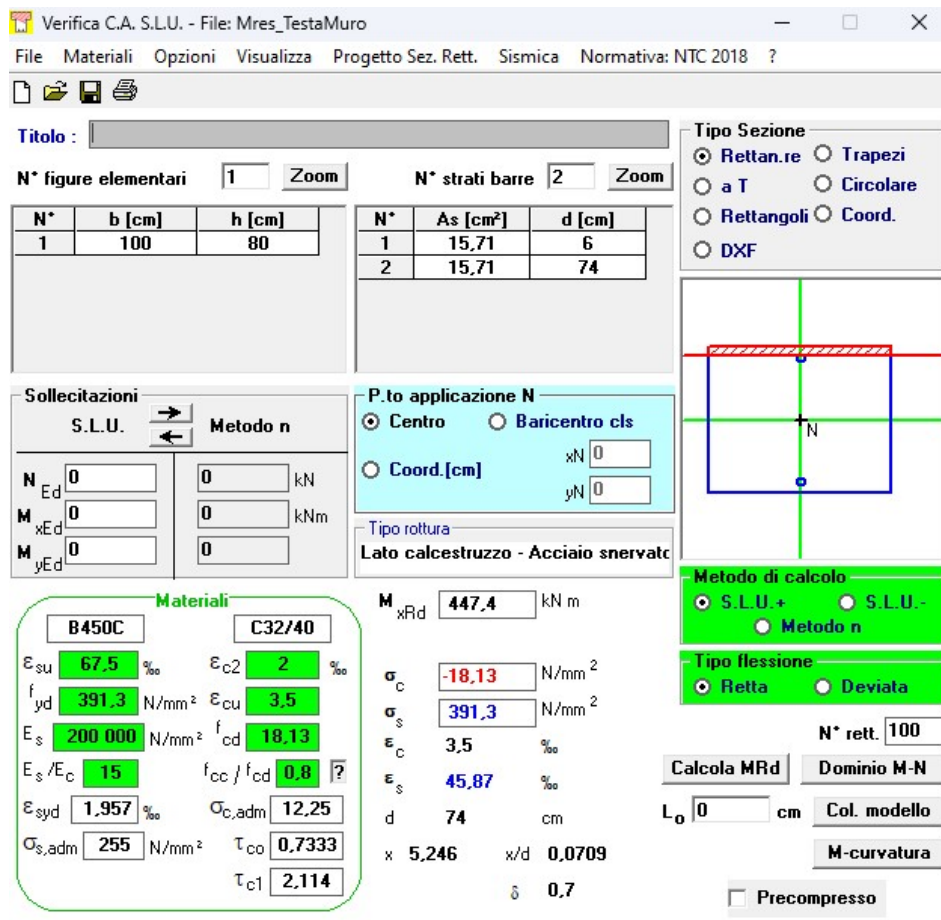


Figura 4.4: Momento resistente della sezione di testa del muro in c.a.

Risulta che il momento resistente sulla testa del muro in sommità è pari a:

$$M_{Rd} = 447,4 \text{ kNm}$$

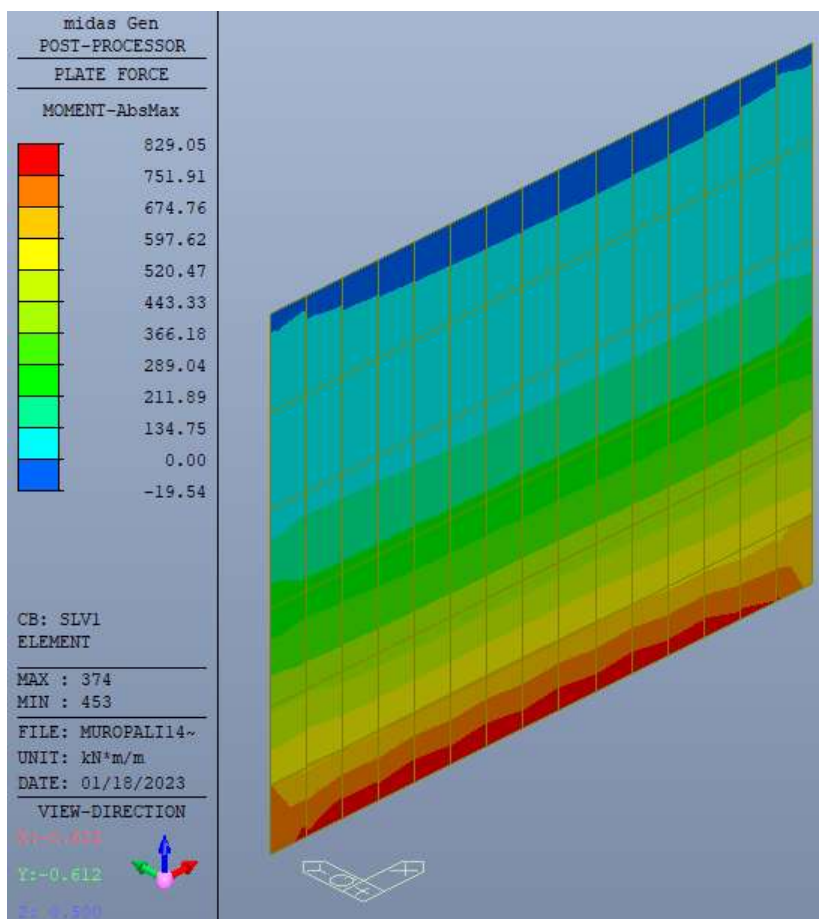
Essendo dunque:

$$M_{Ed} = 236,36 \text{ kNm} < 447,4 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 4.8.3.2 Momento massimo alla base del muro

Le sollecitazioni flessionali massime alla base del muro si hanno nella combinazione sismica agli stati limite di salvaguardia della vita SLV per la quale le sollecitazioni ottenute sono riportate nella figura seguente:



**Figura 4.5: Momento massimo sul paramento del muro (Comb. SLV1)**

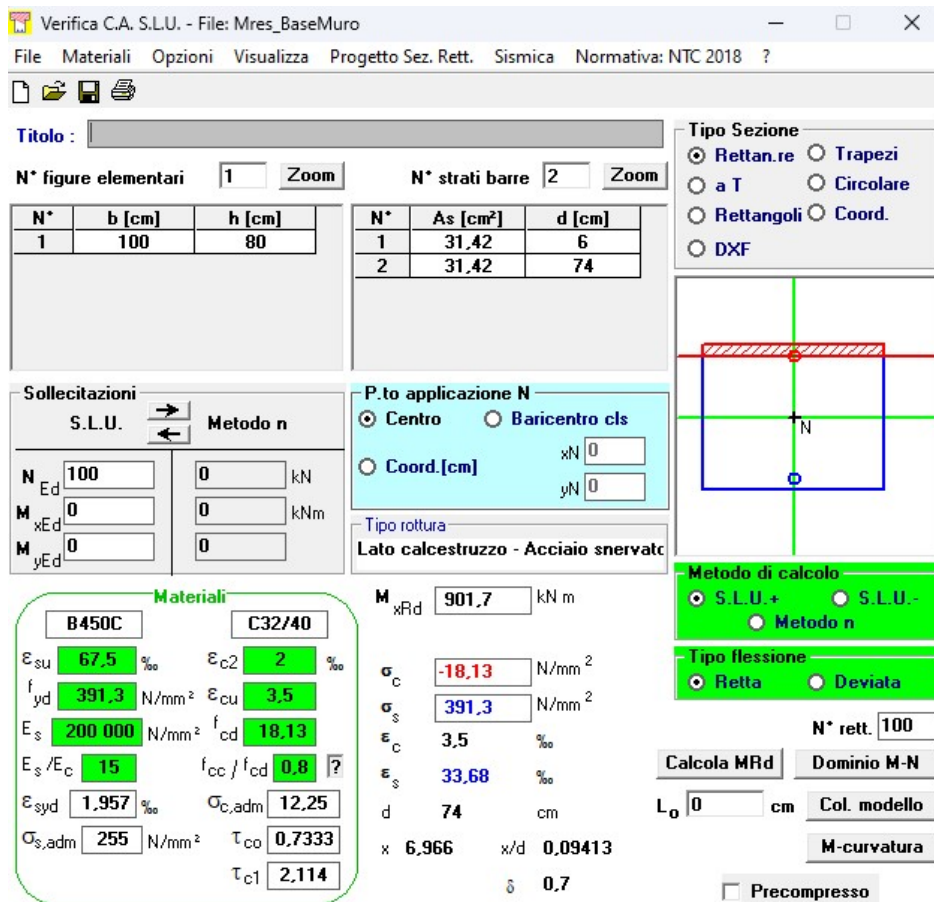
Si ottiene un momento flettente massimo pari a:

$$M_{Ed} = 829,05 \frac{kNm}{m};$$

Alla base del muro la sezione è sollecitata da presso-flessione il cui valore dello sforzo normale agente è pari al peso del paramento verticale del muro che grava alla base, pari a:

$$N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{c.a.} \cdot s \cdot H = 1 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,8 m \cdot 5,0 m = 100 \frac{kN}{m};$$

Si calcola il momento resistente della sezione considerando l'armatura presente alla base del muro (10Φ20/m) considerando una striscia di larghezza unitaria (b=100cm):



**Figura 4.6: Momento resistente della sezione di Base del muro in c.a.**

Risulta che il momento resistente sulla testa del muro è pari a:

$$M_{Rd} = 901,7 \text{ kNm}$$

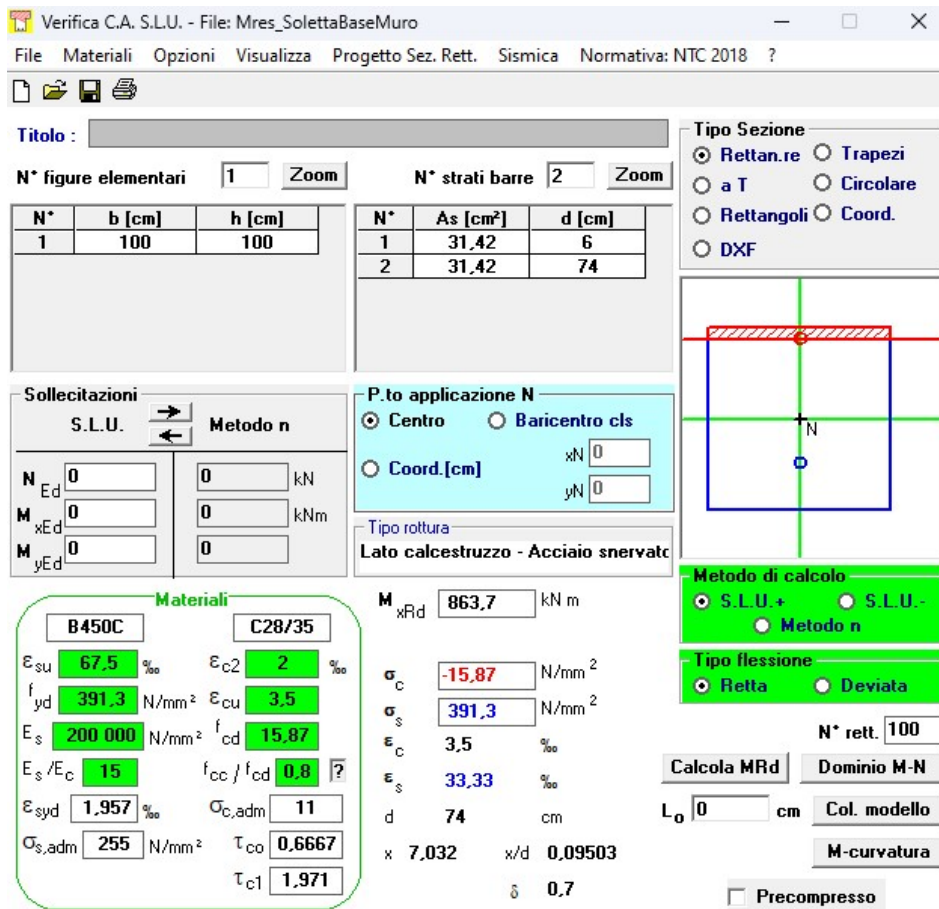
Essendo dunque:

$$M_{Ed} = 829,05 \text{ kNm} < 901,70 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.







**Verifica C.A. S.L.U. - File: Mres\_SolettaBaseMuro**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	6
2	31,42	74

**Tipologia Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.  
 DXF

**Solecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
M<sub>xEd</sub>   kNm  
M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipologia rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C	C28/35
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200 000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 15,87
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 11
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6667
	τ <sub>c1</sub> 1,971

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**

Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

**Figura 4.8: Momento resistente della sezione di Base del muro in c.a.**

Risulta che il momento resistente sulla testa del muro è pari a:

$$M_{Rd} = 863,70 \text{ kNm}$$

Essendo dunque:

$$M_{Ed} = 680,52 \text{ kNm} < 863,70 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 5.1 Criteri di calcolo

Le analisi dei micropali di fondazione sono state eseguite conformemente all'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018).

Nel seguito vengono analizzate esclusivamente le condizioni di sicurezza: le analisi di funzionalità relative alle condizioni di esercizio (SLE) vengono omesse in considerazione del fatto che i pali riducono notevolmente i fenomeni di cedimento. Dal punto di vista geotecnico tale circostanza fa sì che non siano da temersi fenomeni deformativi che possano compromettere la funzionalità della struttura di interesse.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) vengono effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure esplicitati di seguito e nei successivi paragrafi.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Lo sviluppo del calcolo di progetto del singolo micropalo viene effettuato con riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

- portanza verticale dei pali;
- resistenza della sezione per carichi assiali;
- resistenza a flessione della sezione;
- resistenza a taglio della sezione;
- portanza trasversale,

accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Per tutti gli SLU sopra elencati, in ottemperanza alle prescrizioni della normativa tecnica di riferimento, si procede con l'approccio 2 (A1+M1+R3, M1+R3 nel caso sismico SLV).

L'entità del valore dell'azione di progetto agli SLU/SLV è stata quantificata in base agli scarichi derivanti dal calcolo strutturale sotto forma di caratteristiche di sollecitazione agenti in corrispondenza della sommità del micropalo.

### 5.1.1 Verifica SLU per portata verticale dei pali

L'analisi della capacità portante dei micropali di fondazione è avvenuta nel rispetto dei criteri di progetto di cui al 6.6 delle NTC 2018.

La dipendenza della capacità portante del micropalo dall'attrito laterale che si sviluppa tra il conglomerato cementizio ed il terreno viene considerata sia nel caso di palo compresso sia nel caso teso mentre la capacità di punta viene considerato soltanto nel caso in cui il palo sia compresso.

Con riferimento allo stato limite di compressione per forze assiali applicate al micropalo, la verifica va effettuata confrontando la massima azione di progetto  $N_{Ed}$  sul micropalo, determinata valutando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU, SLV), con la resistenza di progetto  $N_{Rd}$ .

Il metodo di calcolo impiegato è quello delle classiche formule statiche per le quali vengono valutate in modo separato il contributo offerto dalla resistenza laterale e quella di punta.

La portata laterale viene considerata come attrito che viene calcolato come un'aliquota della pressione orizzontale agente lungo il fusto del palo ovvero attraverso la formulazione seguente:

$$R_{l,k} = \sigma'_{vm} \cdot A_{lat} \cdot \beta$$

Con:	$\sigma'_{vm}$	pressione litostatica in mezzeria dello strato considerato
	$A_{lat}$	Area laterale del palo nello strato considerato
	$\beta = k \cdot \tan \varphi'$	Coeff. d'attrito che dipende dalla scabrezza palo-terreno
	$k = 0,5$	Coeff. riduttivo variabile tra 0,4-0,7 per pali trivellati

La portata di punta è stata assunta convenzionalmente pari ad un'aliquota di quella verticale pari a:

$$R_{b,k} = 0,15 \cdot R_{l,k}$$

La resistenza di progetto dei micropali per forze assiali è data da:

$$N_{Rd} = \begin{matrix} N_{C,Rd} = R_{l,k} + R_{b,k} & \text{Capacità portante in compressione} \\ N_{t,Rd} = R_{l,k} & \text{Capacità portante a trazione} \end{matrix}$$

### 5.1.2 Verifica SLU di resistenza della sezione per carichi assiali

Le analisi di resistenza della sezione vengono condotte impegnando la struttura metallica ed il nocciolo di malta interno, mentre si trascura il contributo offerto dalla corteccia di malta esterna in quanto esposta agli agenti esterni come inclusioni o dilavamenti locali risultano assai probabili.

La trattazione del problema viene sviluppata a mezzo delle formule e delle grandezze di seguito introdotte:

$$P_{lim} = f_{yd} \cdot A_{a,id}$$

dove:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	resistenza di progetto dell'acciaio costituente il tubo;
	$f_{yk}$	resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio
	$\gamma_{M1}$	coeff. Parziale di sicurezza per la resistenza dell'acciaio
	$A_{a,id} = \frac{\pi}{4} \cdot (d_{ext}^2 - d_{int}^2) + \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{n} \cdot d_i^2 \cdot \psi$	



$d_{ext}$	di diametro esterno dell'anima tubolare metallica
$d_{int}$	di diametro interno dell'anima tubolare metallica
$n$	coeff. Di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
$\psi$	coeff. Riduttore della pressione nel calcestruzzo

### 5.1.3 Verifica SLU di resistenza a flessione della sezione

Deve risultare  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , con  $M_{Ed}$  momento flettente di progetto a taglio e  $M_{Rd}$  momento resistete di progetto. A favore della sicurezza considerando il solo contributo del solo acciaio, trascurando il contributo offerto dal calcestruzzo nella sezione in calcestruzzo armato.

La resistenza di calcolo a flessione della sezione  $M_{Rd}$  vale, per sezioni di classe 1 e 2 (cfr. §4.2.4.1.2.3 di NTC 2018):

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

### 5.1.4 Verifica SLU a taglio della sezione

Deve risultare  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ , con  $V_{Ed}$  sollecitazione di progetto a taglio e  $V_{Rd}$  resistenza di calcolo a taglio. La resistenza di calcolo  $V_{Rd}$  si considera, a favore della sicurezza, quella relativa al solo acciaio trascurando il contributo del calcestruzzo.

La resistenza con queste ipotesi vale, in assenza di torsione (cfr. § 4.2.4.1.2.4 di NTC 2018):

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove:  $A = \frac{\pi}{4} \cdot (d_{ext}^2 - d_{int}^2)$

$d_{ext}$  diametro esterno dell'anima tubolare metallica

$d_{int}$  diametro interno dell'anima tubolare metallica

$A_v = \frac{2A}{\pi}$  Area resistente a taglio (§4.2.4.1.2.4 NTC2018)

### 5.1.5 Verifica SLU al carico limite orizzontale del palo

Per pali sottoposti a carichi orizzontali, viene impiegato l'approccio 2 (A1+M1+R3).

La verifica viene condotta con riferimento al palo isolato, avendo rispettato la distanza minima di 3 volte il diametro per considerare trascurabili gli effetti di gruppo.

Deve essere rispettata la condizione  $E_d \geq R_d$ , dove:

$E_d$  valore di progetto del carico orizzontale;

$R_d$  valore di progetto della capacità portante del palo per carichi orizzontali.

Si è adottata la procedura di seguito riportata.

Determinazione del valore di calcolo del carico limite per azioni orizzontali  $R_{tr,cal}$ . Tale grandezza è da intendersi come valore medio, pertanto sussiste la corrispondenza  $R_{tr,cal} = (R_{tr,cal})_{media}$

Il valore caratteristico  $R_{tr,k}$ , è determinato a mezzo della relazione:

$$R_{tr,k} = \frac{(R_{tr,k})_{media}}{\xi_3}$$

I coefficienti di riduzione  $\xi_3$ , tratti dalla Tabella 6.4.IV al §6.4.3.1.1 di NTC 2018, permettono di tenere in conto, tramite il numero di verticali di prova indagate  $n$ , la variabilità dei terreni di fondazione. Si riporta quanto indicato nella Tabella 6.4.IV delle NTC2018 seguente.

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

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

Si è adottato per  $\xi_3 = 1.70$ , corrispondente a  $n = 1$ .

La capacità portante di progetto per carichi trasversali  $V_d$ , è ottenuta applicando i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_T$  del set R3 di cui in Tabella 6.4.IV al §6.4.3.1.2 di NTC 2018 al valore caratteristico  $V_k$ , riportata nel seguito.

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

**Tab. 6.4.VI – Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

Si è dunque adottato  $\gamma_T = 1.3$ .

Il valore della portata limite di progetto per carichi trasversali del singolo palo viene dunque valutata secondo la seguente espressione:

$$V_d = \frac{V_k}{\gamma_T}$$

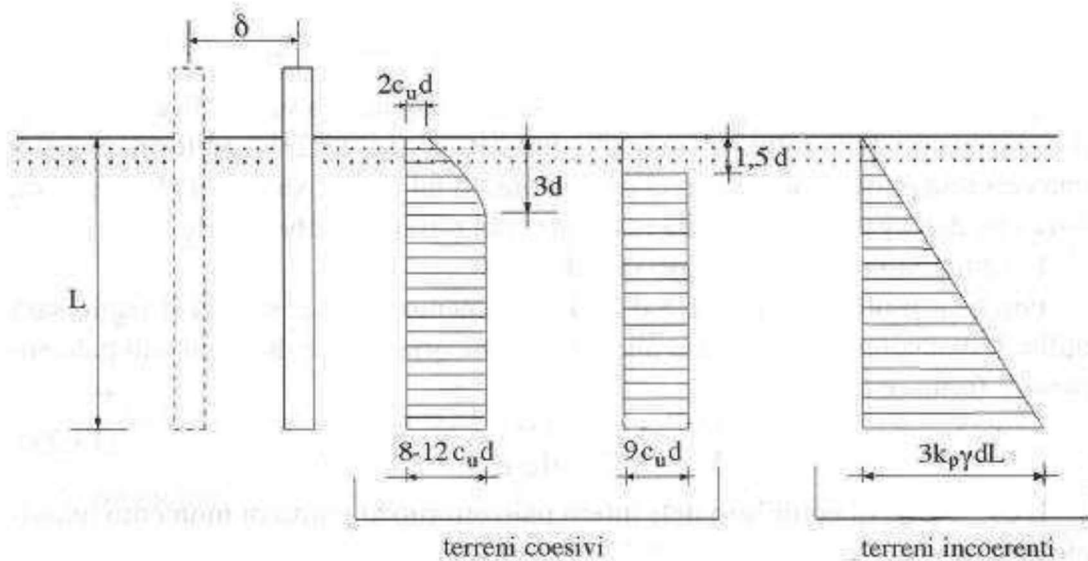
È stata utilizzata la teoria sviluppata da Broms (1964), che si basa sulle seguenti ipotesi:

- palo immerso in un terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluenza, è importante solo da dimensione  $d$  della sezione del palo.
- comportamento flessione del palo di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinga il valore  $M_y$  momento di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica" con rotazione che continua indefinita sotto momento costante.

Si è considerata la testa del palo impedita di ruotare.

La verifica viene effettuata con riferimento alle condizioni drenate essendo i terreni a comportamento prevalentemente granulare quindi la resistenza viene espressa in termini di tensioni efficaci.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato in Figura seguente.



**Figura 5.1 – Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale**

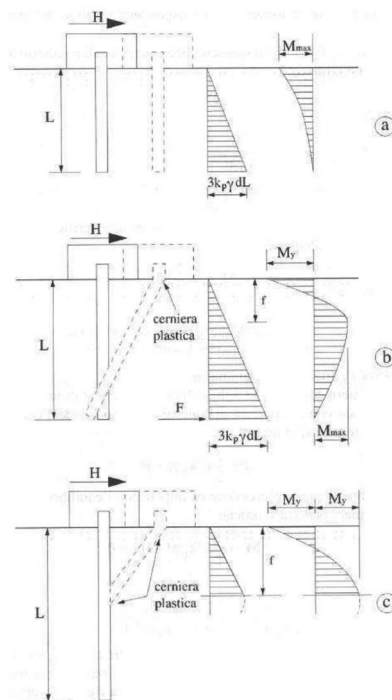
I possibili meccanismi di rottura sono presentati in Figura 6.2 e possono essere indicati come:

rottura di palo corto nel caso non si raggiunga il valore di  $M_y$  in nessuna sezione del palo

rottura di palo intermedio quando si raggiunge il valore di  $M_y$  all'attacco palo-fondazione ed in nessun'altro punto del palo

rottura di palo lungo quando si raggiunge il valore di  $M_y$  all'attacco palo-fondazione ed in un'altra sezione lungo il palo

I meccanismi di rottura possibili sono stati rappresentati nella figura seguente:



**Figura 5.2 - Possibili meccanismi di rottura nel caso drenato**

Si riportano le equazioni che individuano il carico limite nei tre casi precedenti.

$$\begin{aligned}
 \text{Palo corto:} \quad H &= 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 \\
 \text{Palo intermedio:} \quad H &= \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L} \\
 \text{Palo lungo:} \quad H &= k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}
 \end{aligned}$$

### 5.1.6 Verifiche SLU al capacità portante verticale

Le azioni massime subite dai pali agli stati limite ultimi sono state calcolate dal programma di calcolo Midas GEN e le più gravose sono riportate nella Figura seguente:

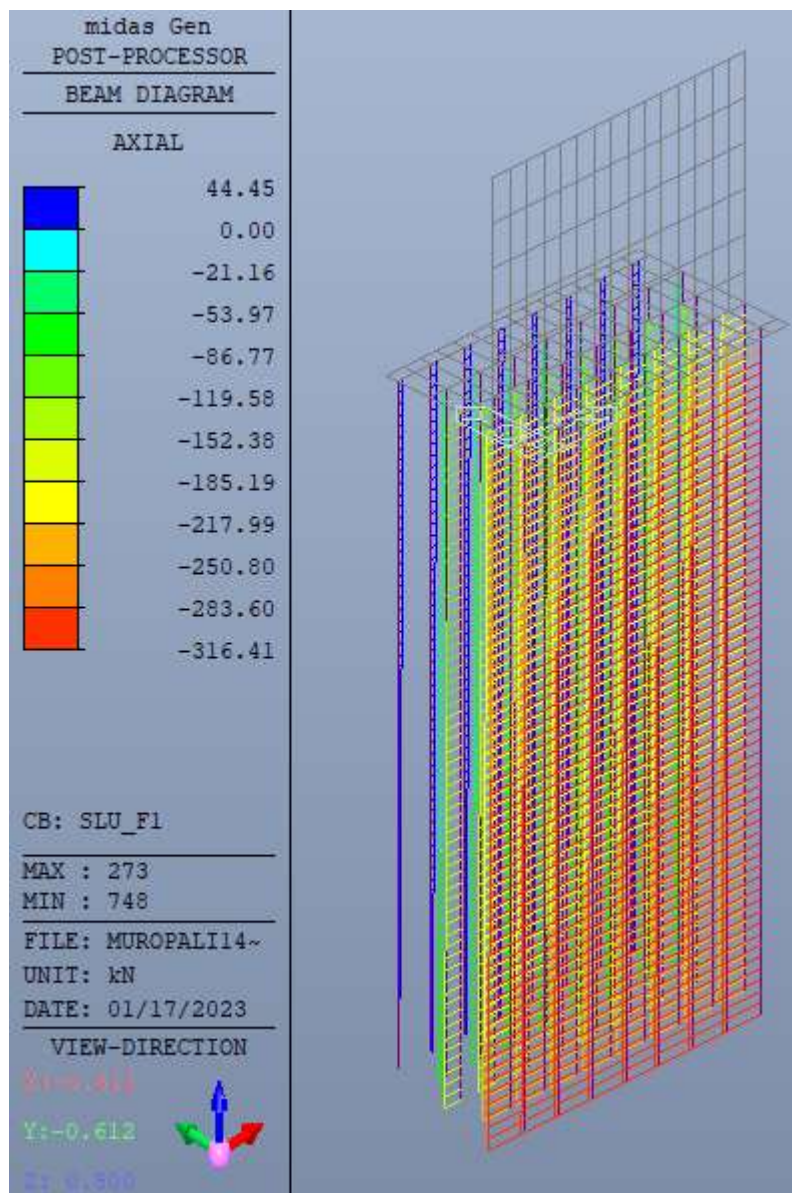


Figura 5.3: Azioni assiali massime agli SLU/SLV ottenute dal programma di calcolo Midas GEN (Comb. SLU\_F1)

L'azione massima sollecitante risulta dunque pari a:

$$N_{Ed} = 316,41 \text{ kN};$$

Utilizzando come valori di input i seguenti:

Quota falda	<b>-50.00</b>	[m]
Quota testa palo	<b>-0.50</b>	[m]
Quota punta palo	<b>-15.00</b>	[m]
Diametro palo	<b>0.300</b>	[m]

**PROGETTO ESECUTIVO**

**Relazione di calcolo Muro OS.06**

Sovraccarico a piano campagna	<b>9.50</b>	[kPa]
Peso specifico terreno	<b>19.00</b>	[kN/mc]
Lunghezza attiva palo	<b>14.50</b>	[m]

STRATIGRAFIA							PARAMETRI LUNGO TERMINE <sup>A</sup>		
Strato n.	Quota sup. strato [m]	H strato [m]	Check falda	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Coesivo o Granul. [kPa]	Cu	$\varphi'$ [°]	K	$\beta$
1	<b>-0.5</b>	14.5	0.0	<b>19.0</b>	<b>G</b>	-	<b>35</b>	<b>0.50</b>	0.35
2	<b>-15.0</b>	-	-	-	-	-	-	-	-

PORTATA LATERALE						
h attiva [m]	A <sub>lat</sub> [m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{v\text{SUP}}$ [kPa]	$\sigma'_{vm}$ [kPa]	$\sigma'_{v\text{INF}}$ [kPa]	qsi [kN]	Appr. 1
14.50	13.67	9.50	147.25	285.00	704.52	

PORTATA DI PUNTA			
A <sub>b</sub>	0.0707		
$\sigma'_{v}$	285.00	[m <sup>2</sup> ]	GRANULARE
N <sub>q</sub> /N* <sub>q</sub>	<b>13.25</b>		
phi base	35 °	[kPa]	

Si ottengono le seguenti resistenze caratteristiche:

<b>PORTATA LATERALE LIMITE</b>	<b>Rs</b>	<b>704.5</b>	[kN]
<b>PORTATA LIMITE DI PUNTA</b>	<b>Rb</b>	<b>105.7</b>	[kN]

Applicando i coefficienti normativi  $\xi_3$  e  $\gamma_{M3}$  si ottiene:

<b>PORTATA LATERALE LIMITE DI PROGETTO</b>	<b>Rs,d</b>	<b>360.37</b>	[kN]
--	-------------	---------------	------

Relazione di calcolo Muro OS.06

<b>PORTATA LIMITE DI PUNTA DI PROGETTO</b>	<b>Rb,d</b>	<b>46.05</b>	<b>[kN]</b>
--	-------------	--------------	-------------

Da cui deriva che le capacità portanti dei pali soggetti a compressione e trazione risultano:

$$N_{Rd} = \begin{matrix} 406,42 \text{ kN compr. max} \\ 360,37 \text{ kN traz. max} \end{matrix}$$

Essendo dunque:

$$N_{Ed} = \begin{matrix} 316,41 \text{ kN} \\ 44,45 \text{ kN} \end{matrix} \leq \begin{matrix} 406,42 \text{ kN} \\ 360,37 \text{ kN} \end{matrix} = N_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.



### 5.1.7 Verifiche SLU di resistenza ai carichi assiali dei pali di fondazione

Le azioni massime subite dai pali agli stati limite ultimi sono state calcolate dal programma di calcolo Midas GEN e le più gravose sono riportate nella Figura seguente:

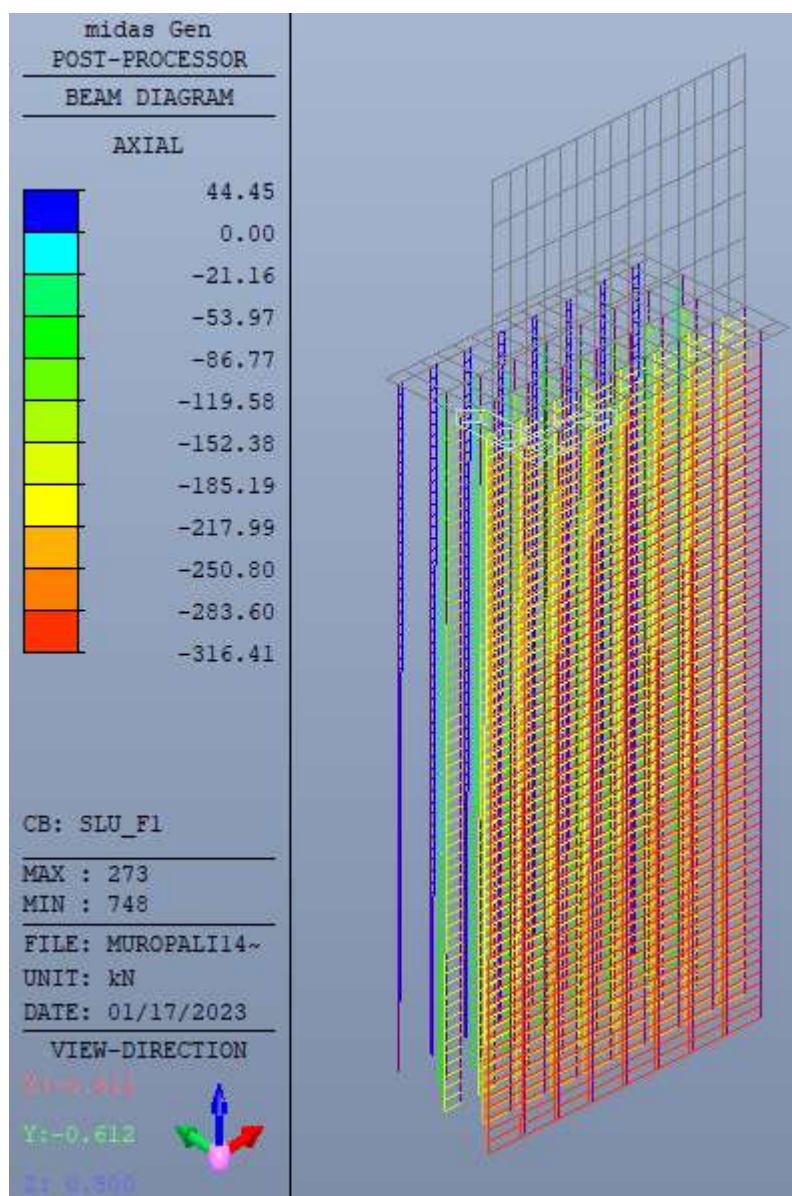


Figura 5.4: Azioni assiali massime agli SLU/SLV ottenute dal programma di calcolo Midas GEN (Comb. SLU\_F1)

L'azione massima sollecitante risulta dunque pari a:

$$N_{Ed} = \begin{matrix} 316,41 \text{ kN}; & \text{Compressione max} \\ 44,45 \text{ kN}; & \text{Trazione max} \end{matrix}$$



Per il calcolo della resistenza a compressione si considera a favore della sicurezza assorbito dal solo calcestruzzo, calcolato dunque nel modo seguente:

$$N_{c,Rd} = f_{cd} \cdot A_c = 0,85 \cdot \frac{28}{1,5} \cdot \pi \frac{300^2}{4} \cdot 10^{-3} = 1\,121,5 \text{ kN};$$

Essendo dunque:

$$N_{c,Ed} = 316,41 \text{ kN} \leq 1\,121,5 \text{ kN} = N_{c,Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Per il calcolo della resistenza a trazione si considera a favore della sicurezza assorbito dal solo acciaio, calcolato dunque nel modo seguente:

$$N_{t,Rd} = f_{yd} \cdot A_s = 308,7 \text{ MPa} \cdot \pi \cdot \frac{168,3^2 - 153,3^2}{4} \cdot 10^{-3} = 1\,169,6 \text{ kN};$$

Con: 
$$A_s = \pi \cdot \frac{\sigma_{ext}^2 - \sigma_{int}^2}{4}$$

Essendo dunque:

$$N_{c,Ed} = 44,45 \text{ kN} \leq 1\,169,6 \text{ kN} = N_{c,Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 5.1.8 Verifiche SLU di resistenza a flessione dei pali di fondazione

Le azioni massime subite dai pali agli stati limite ultimi sono state calcolate dal programma di calcolo Midas GEN e le più gravose sono riportate nella Figura seguente:

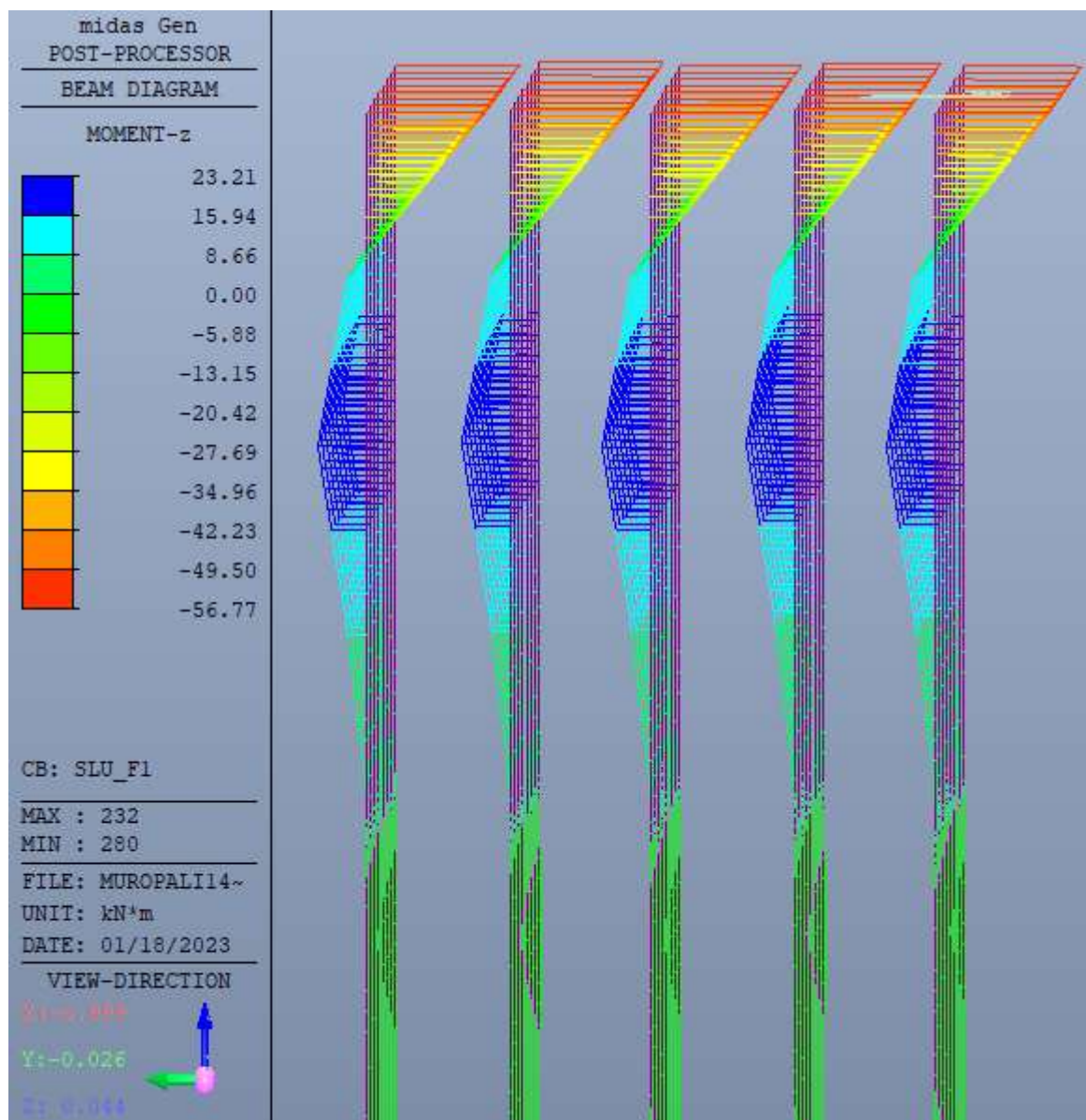


Figura 5.5: Azioni assiali massime agli SLU/SLV ottenute dal programma di calcolo Midas GEN (Comb. SLU\_F1)

L'azione massima sollecitante risulta dunque pari a:

$$M_{Ed} = 56,77 \text{ kN};$$

Calcolo il momento di plasticizzazione del micropalo considerando calcestruzzo dei micropali (C28/35) e acciaio per la camicia dei micropali (S355J0) ottenendo quanto segue:

**Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

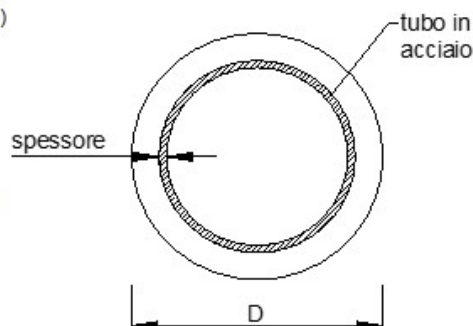
Diametro = 300 (mm)

**Tubo**

Diametro esterno = 168.3 (mm)

Spessore = 16.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



**Caratteristiche dei Materiali**

**malta**

Rck = 34 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_{m,c}$  = 1.5

$\alpha$  = 0.8

fcd = Rck /  $\gamma_{m,c}$  = 22.67 (N/mm<sup>2</sup>)

**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 355 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_{E,d}$  = 1.05

$\gamma_m$  = 1

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$  = 338.1 (N/mm<sup>2</sup>)

Es = 210000 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{ys}$  = 0.161%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

**Momento di Plasticizzazione**

**My = 139.5 (kN m)**

Calcolo

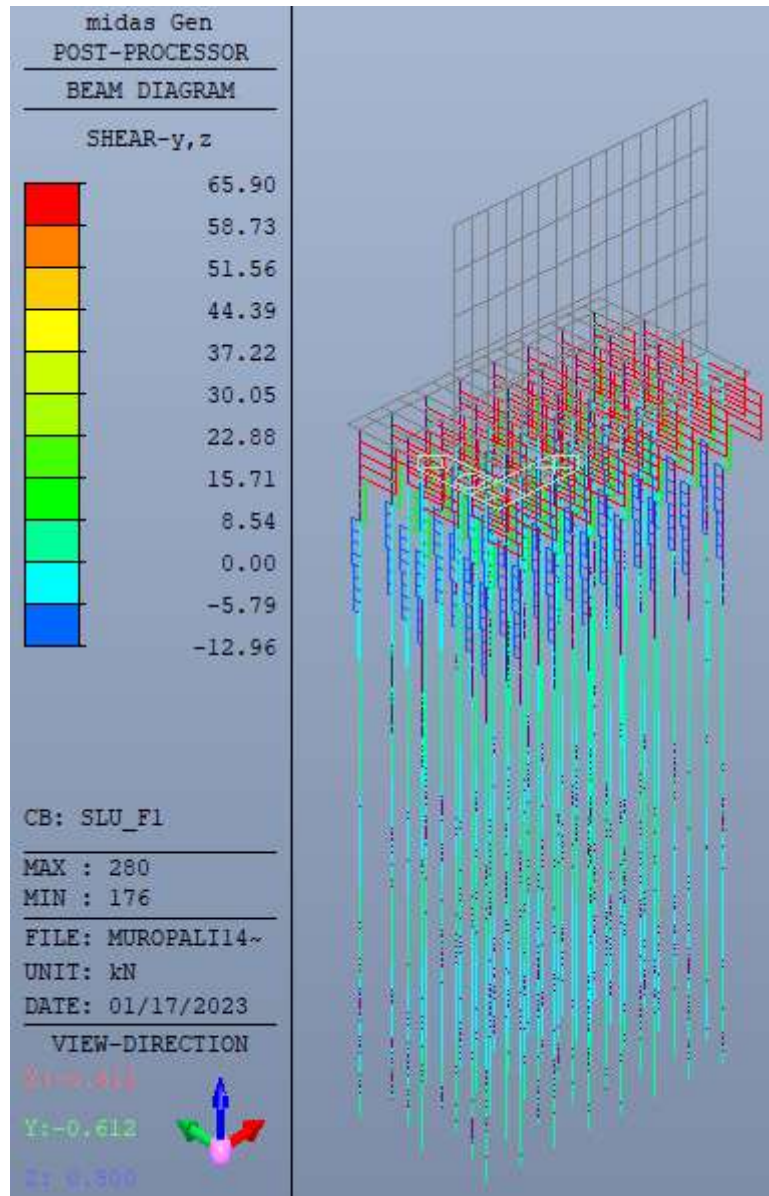
Essendo dunque:

$$M_{Ed} = 56,77 \text{ kN} \leq 139,5 \text{ kN} = M_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 5.1.9 Verifiche SLU di resistenza a Taglio dei pali di fondazione

Le azioni massime subite dai pali agli stati limite ultimi sono state calcolate dal programma di calcolo Midas GEN e le più gravose sono riportate nella Figura seguente:



**Figura 5.6: Azioni trasversali massime agli SLU/SLV ottenute dal programma di calcolo Midas GEN (Comb. SLU\_F1)**

L'azione massima sollecitante risulta dunque pari a:

$$V_{Ed} = 65,9 \text{ kN};$$

La resistenza con queste ipotesi vale, in assenza di torsione (cfr. § 4.2.4.1.2.4 di NTC 2018):

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2412 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 10^{-3} = 470,82 \text{ kN};$$

dove:  $A = \frac{\pi}{4} \cdot (d_{ext}^2 - d_{int}^2) = 3\,788,7 \text{ mm}^2$

$$A_v = \frac{2A}{\pi} = 2412 \text{ mm}^2$$

Essendo dunque:

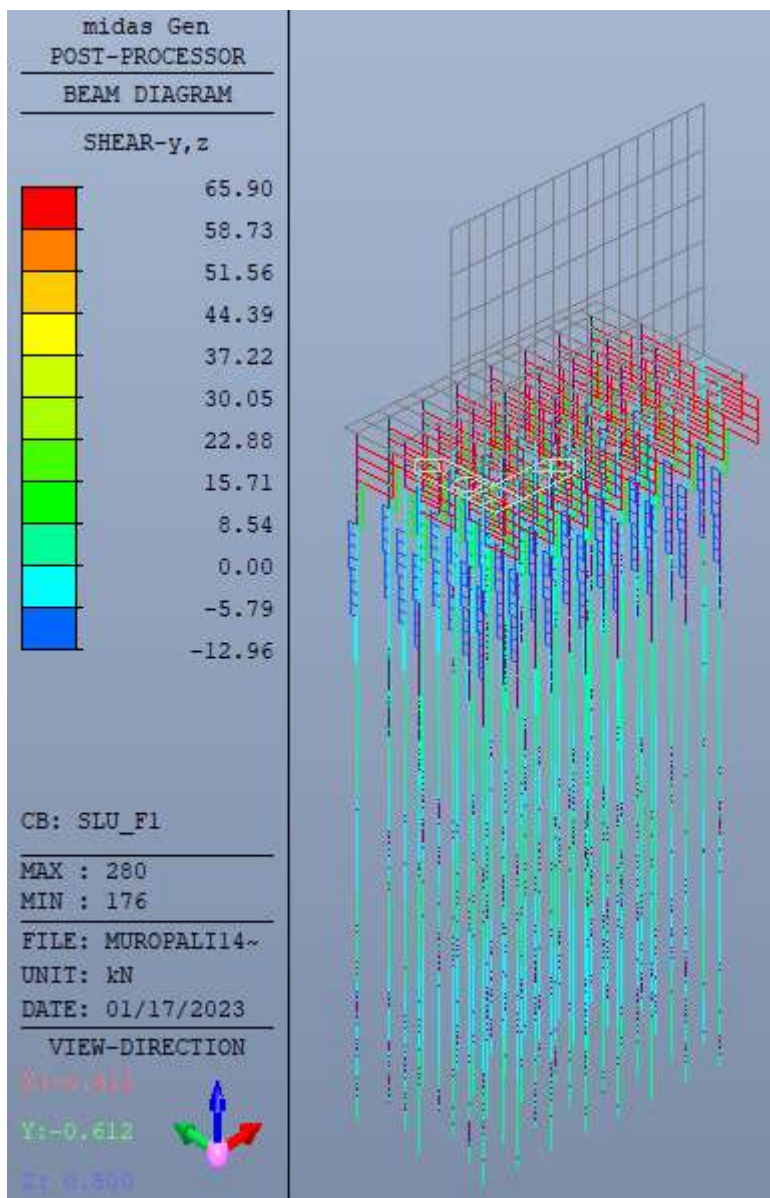
$$V_{Ed} = 65,9 \text{ kN} \leq 470,82 \text{ kN} = V_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.



### 5.1.10 Verifica SLU di capacità portante trasversale

Le azioni massime subite dai pali agli stati limite ultimi sono state calcolate dal programma di calcolo Midas GEN e le più gravose sono riportate nella Figura seguente:



**Figura 5.7: Azioni trasversali massime agli SLU/SLV ottenute dal programma di calcolo Midas GEN (Comb. SLU\_F1)**

L'azione massima sollecitante risulta dunque pari a:

$$V_{Ed} = 65,9 \text{ kN};$$

Calcolo il valore del carico limite di pali in terreni posti in corrispondenza di terreni prevalentemente incoerenti secondo la teoria di Broms:

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:** Guinza

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

$M_y$  = momento di plasticizzazione della sezione

$F_s$  = coefficiente di sicurezza

$\varphi'$  = angolo di attrito del terreno

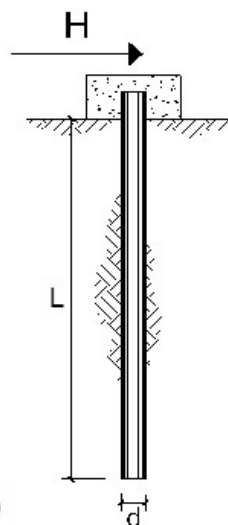
$k_p$  = coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$ )

$\gamma$  = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda  $\gamma = \gamma'$ )

Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$



Impostando il calcolo secondo quanto derivante dal modello geotecnico di riferimento:

**Relazione di calcolo Muro OS.06**

DATI DI INPUT:

L =	15.00	(m)
d =	0.30	(m)
My =	139.46	(kN m)
Fs =	2.21	(-)
$\varphi'$ =	35.00	(°)
kp =	3.69	(-)
$\gamma$ =	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )

Palo corto:

H1 =	7098.97	(kN)	H1/FS =	3212.20	(kN)
------	---------	------	---------	---------	------

Palo intermedio:

H2 =	2375.62	(kN)	H2/FS =	1074.94	(kN)
------	---------	------	---------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	176.81	(kN)	H3/FS =	80.01	(kN)
------	--------	------	---------	-------	------

H lim = min(H1, H2, H3) = 176.81 (kN) palo lungo

H amm = H lim / FS = 80.01 (kN)

Con  $\xi$  fattore di correlazione pari a 1.7.

I risultati ottenuti sono riportati nel riepilogo seguente:

Palo corto:

H1 =	7098.97	(kN)	H1/FS =	3212.20	(kN)
------	---------	------	---------	---------	------

Palo intermedio:

H2 =	2375.62	(kN)	H2/FS =	1074.94	(kN)
------	---------	------	---------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	176.81	(kN)	H3/FS =	80.01	(kN)
------	--------	------	---------	-------	------

H lim = min(H1, H2, H3) = 176.81 (kN) palo lungo

H amm = H lim / FS = 80.01 (kN)

Essendo dunque:

$$V_{Ed} = 65,9 \text{ kN} \leq 80.01 \text{ kN} = V_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.



## 5.2 Modello di calcolo

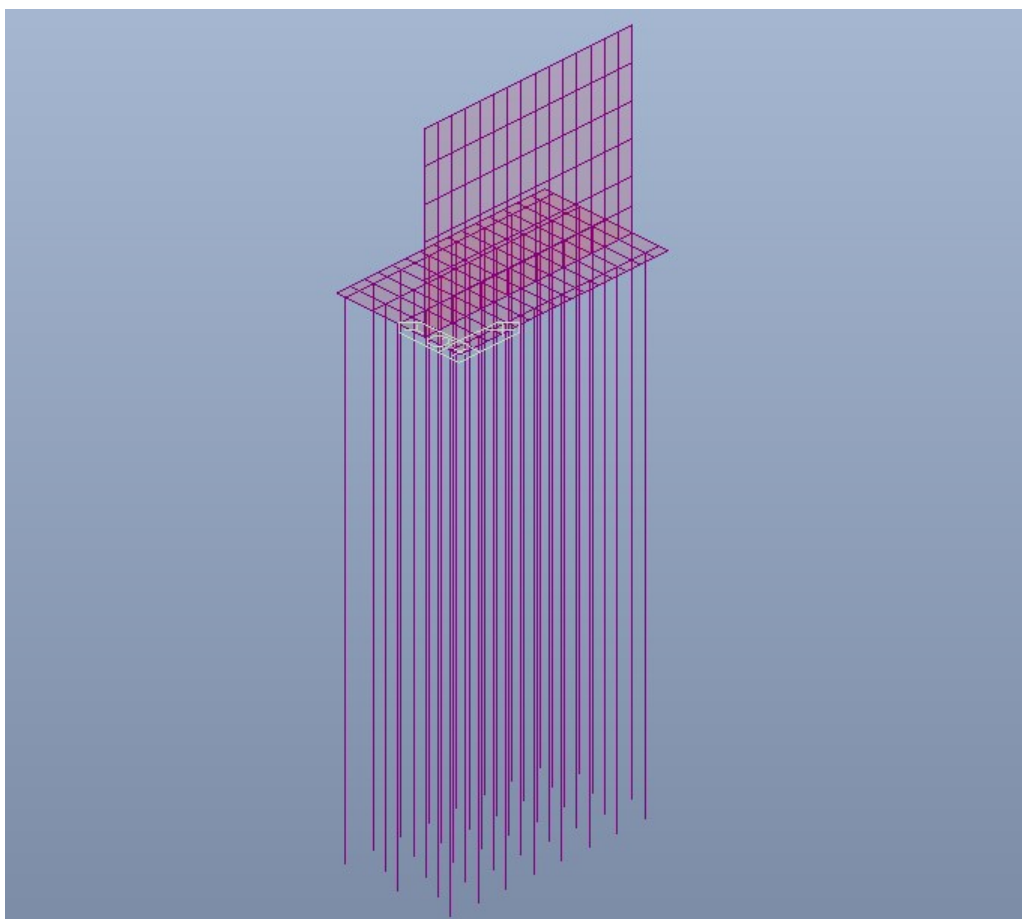
Il modello di calcolo agli elementi finiti è stato implementato mediante il programma di calcolo “Midas GEN” modellando la struttura per una lunghezza di 6,75 m.

Il muro di sostegno è stato modellato utilizzando elementi bidimensionali “plate” discretizzando la struttura per conci con dimensione massima di 0,45x1,00 m per il paramento in elevazione e 0,45x0,85 m per la zattera di fondazione.

I micropali di fondazione sono stati modellati utilizzando elementi monodimensionali “beam” discretizzandoli in conci di lunghezza massima 1,00 m.

I vincoli utilizzati nel modello sono delle molle elastiche in direzione x ed y lungo tutta la lunghezza dei pali utilizzando le rigidità calcolate in accordo al terreno di fondazione e delle molle elastiche lungo z applicate alla base degli stessi che racchiudono l'effetto globale verticale offerto dal palo intero.

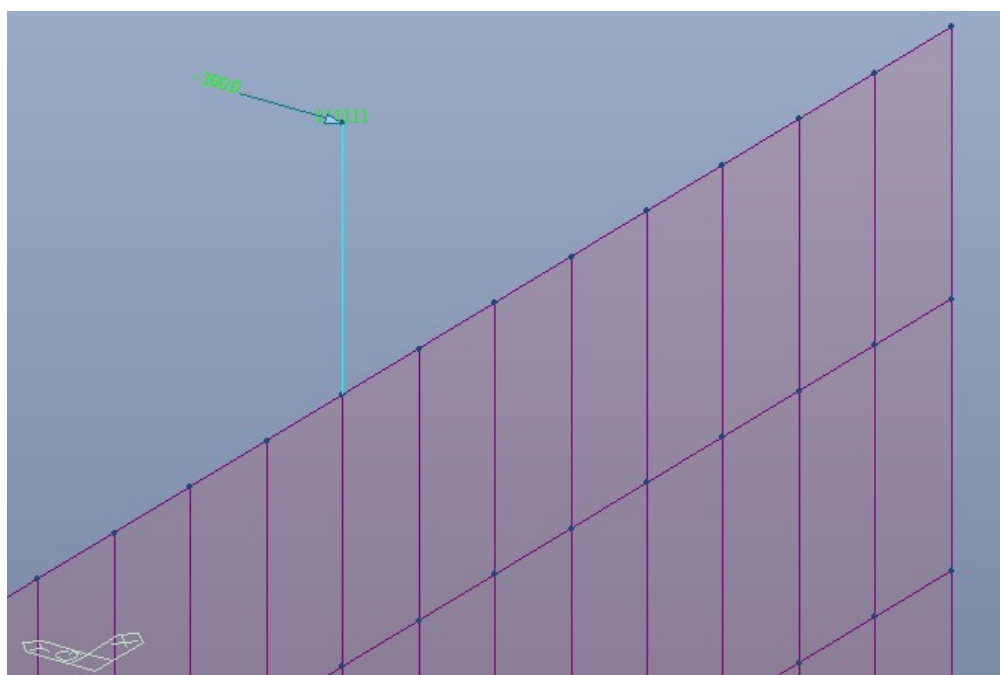
Il modello di calcolo utilizzato è riportato nella figura seguente.



**Figura 5.8: Modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato per il muro di sostegno**

È stato creato un legame cinematico di tipo rigido dal punto di applicazione dell'urto accidentale sulle protezioni alla sommità del muro (1,00 m al di sopra del piano stradale) che simuli il comportamento del montante delle barriere presenti, come visibile nella figura seguente:

**Relazione di calcolo Muro OS.06**



**Figura 5.9: Estratto del modello con legame rigido per applicazione dell'azione di urto accidentale**

I vincoli sono stati utilizzati esclusivamente sui pali di fondazione secondo delle molle alla Winkler opportunamente tarate secondo le caratteristiche dei terreni di fondazione del muro di sostegno e discretizzando il terreno in strati di profondità pari ad 1,0 m ciascuno fino alla punta del palo.

I risultati sono riportati nella Tabella seguente:

Tipologia	Addensamento	z [m]	d palo [m]	cu [kPa]	nh [kN/m <sup>3</sup> ]	kh [kN/m <sup>3</sup> ]	kh [kN/m]	Media sullo strato [kN/n]
incoerente	da medio a molto	0.00	0.300		5000.00	0.00	0.00	117752.94
incoerente	da medio a molto	1.00	0.300		5000.00	16666.67	15700.00	
incoerente	da medio a molto	2.00	0.300		5000.00	33333.33	31400.00	
incoerente	da medio a molto	3.00	0.300		5000.00	50000.00	47100.00	
incoerente	da medio a molto	4.00	0.300		5000.00	66666.67	62800.00	
incoerente	da medio a molto	5.00	0.300		5000.00	83333.33	78500.00	
incoerente	da medio a molto	6.00	0.300		5000.00	100000.00	94200.00	
incoerente	da medio a molto	7.00	0.300		5000.00	116666.67	109900.00	
incoerente	da medio a molto	8.00	0.300		5000.00	133333.33	125600.00	
incoerente	da medio a molto	9.00	0.300		5000.00	150000.00	141300.00	
incoerente	da medio a molto	10.00	0.300		5000.00	166666.67	157000.00	
incoerente	da medio a molto	11.00	0.300		5000.00	183333.33	172700.00	
incoerente	da medio a molto	12.00	0.300		5000.00	200000.00	188400.00	
incoerente	da medio a molto	13.00	0.300		5000.00	216666.67	204100.00	
incoerente	da medio a molto	14.00	0.300		5000.00	233333.33	219800.00	
incoerente	da medio a molto	15.00	0.300		5001.00	250050.00	235547.10	

**Figura 5.10: Valori della rigidità trasversale di Winkler tarata sui terreni di fondazione dei micropali**

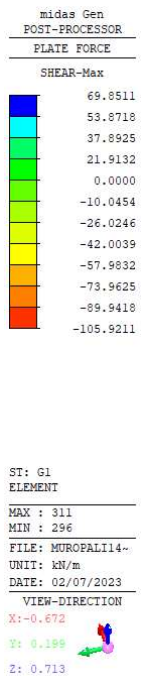
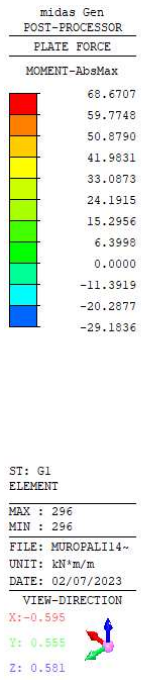
Il valore delle molle verticali da applicare in punta dei pali sono risultate pari a:

$$k_{w,v} = 200\,000 \frac{kN}{m^3};$$

### 5.3 Sollecitazioni agenti

#### 5.3.1 Condizioni elementari di carico

- G1-Struttura in elevazione



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

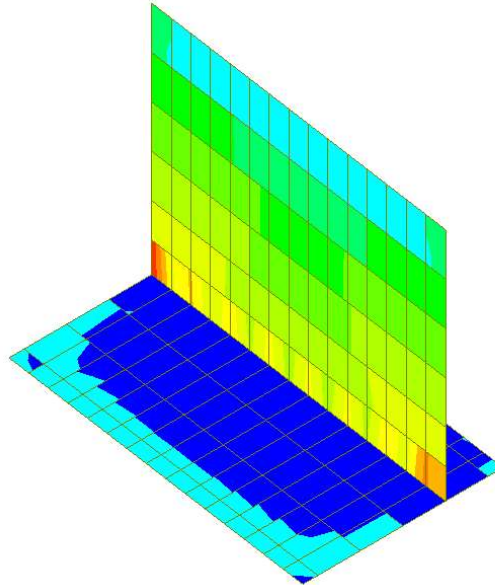
25.8062
0.0000
-11.4337
-30.0537
-48.6737
-67.2937
-85.9136
-104.5336
-123.1536
-141.7736
-160.3936
-179.0136

ST: G1  
 ELEMENT

MAX : 325  
 MIN : 385

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: KN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.561  
 Y: 0.487  
 Z: 0.669



• **G1-Struttura in fondazione**

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 BEAM DIAGRAM  
 MOMENT-y,z

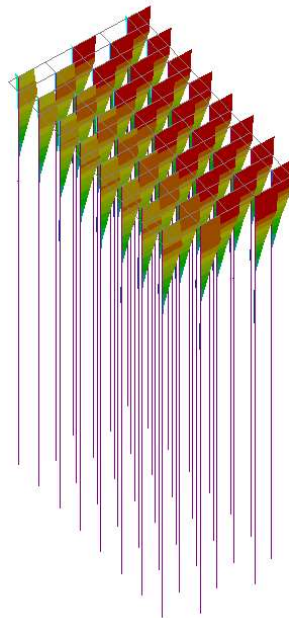
0.9014
0.8127
0.7240
0.6354
0.5467
0.4581
0.3694
0.2808
0.1921
0.1034
0.0000
-0.0739

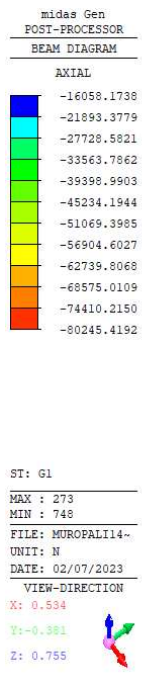
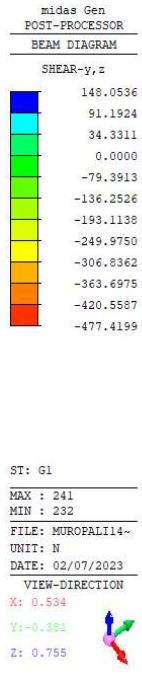
ST: G1

MAX : 272  
 MIN : 272

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: N\*m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: 0.534  
 Y: -0.381  
 Z: 0.755





- **G2-Struttura in elevazione**



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

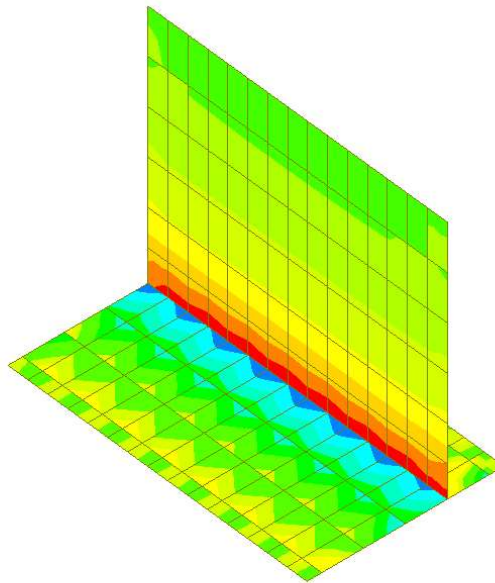
275.0419
229.6764
180.3109
130.9453
81.5798
32.2143
0.0000
-66.5168
-115.8823
-165.2479
-214.6134
-263.9789

ST: G2  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 325

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.565  
 Y: 0.509  
 Z: 0.650



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

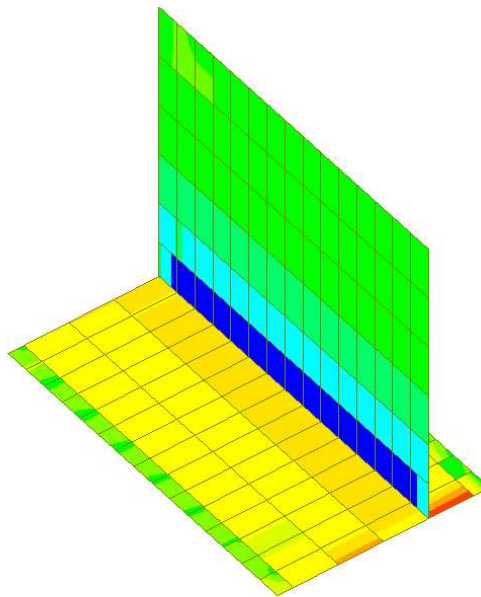
163.9043
124.1193
84.3342
44.5491
0.0000
-35.0210
-74.8060
-114.5911
-154.3762
-194.1612
-233.9463
-273.7313

ST: G2  
 ELEMENT

MAX : 382  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.589  
 Y: 0.444  
 Z: 0.676



midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

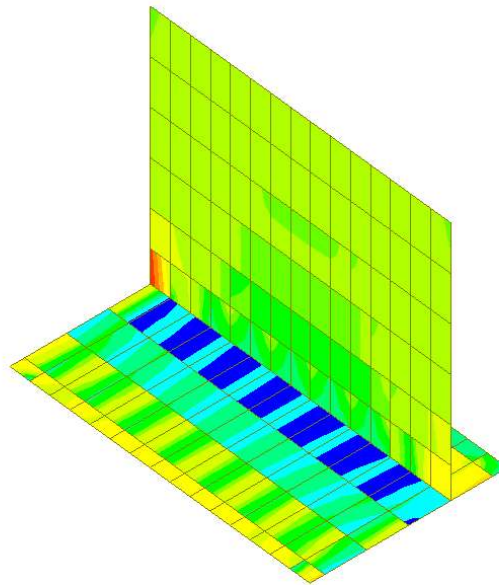
136.0987
106.1581
76.2175
46.2768
16.3362
0.0000
-43.5451
-73.4857
-103.4263
-133.3669
-163.3076
-193.2482

ST: G2  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 385

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.565  
 Y: 0.505  
 Z: 0.650



• **G2-Struttura in fondazione**

midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 BEAM DIAGRAM  
 MOMENT-y, z

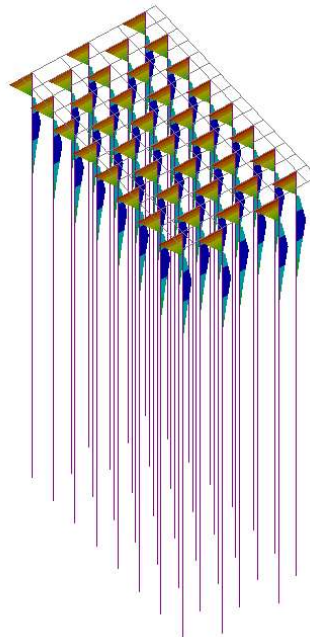
12003.6859
8006.2189
4008.7520
0.0000
-3986.1820
-7983.6489
-11981.1159
-15978.5828
-19976.0498
-23973.5167
-27970.9837
-31968.4506

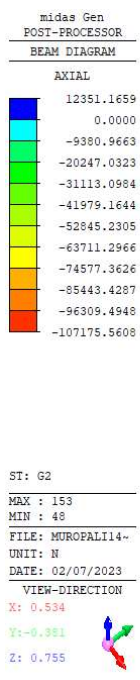
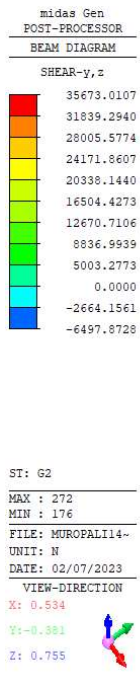
ST: G2

MAX : 192  
 MIN : 280

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: N\*m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: 0.534  
 Y: -0.881  
 Z: 0.755





- Q\_acc-Struttura in elevazione



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

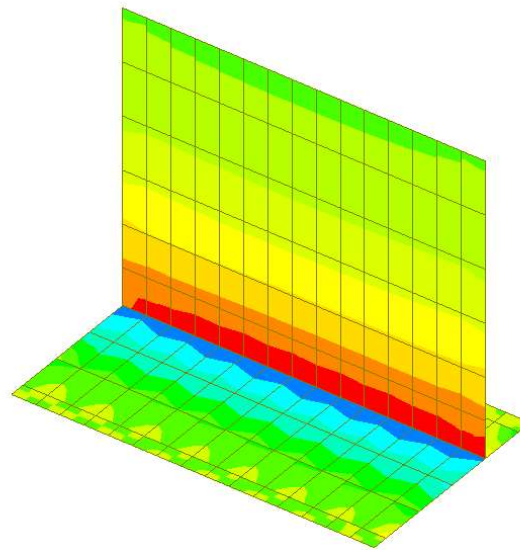
134.5785
111.8848
89.1910
66.4973
43.8036
21.1098
0.0000
-24.2777
-46.9714
-69.6652
-92.3589
-115.0527

ST: QACC  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 315

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.478  
 Y: 0.659  
 Z: 0.581



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

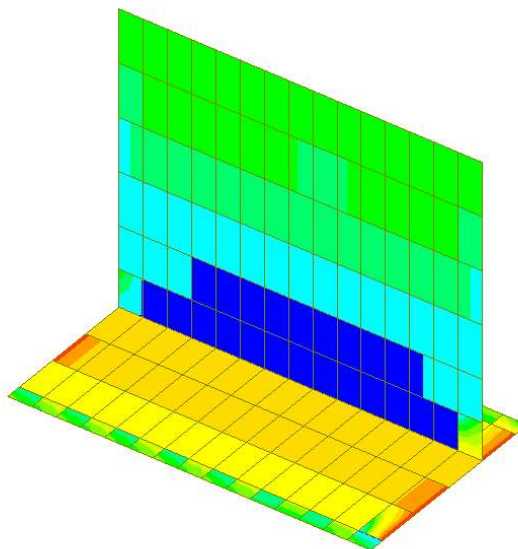
49.9623
37.5099
25.0575
12.6051
0.0000
-12.2997
-24.7522
-37.2046
-49.6570
-62.1094
-74.5618
-87.0142

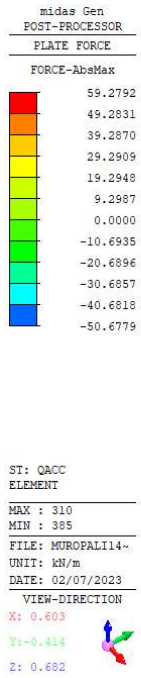
ST: QACC  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 341

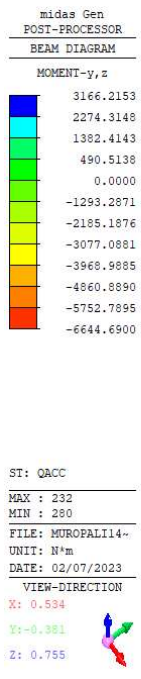
FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

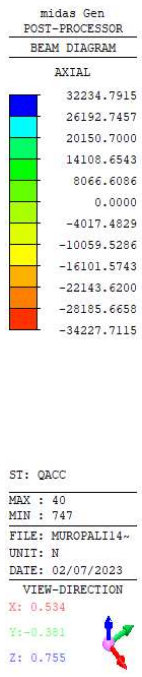
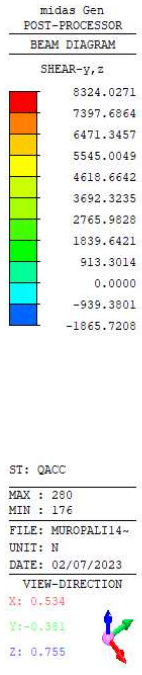
VIEW-DIRECTION  
 X: -0.478  
 Y: 0.659  
 Z: 0.581



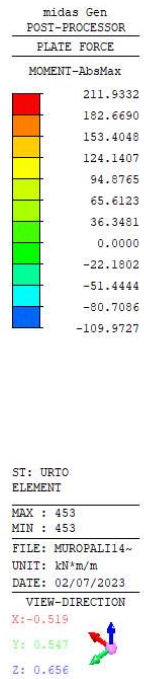


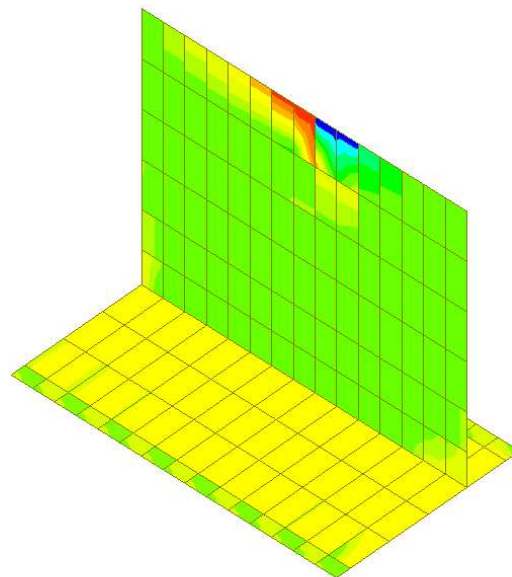
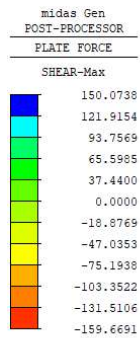
• **Q\_acc-Struttura in fondazione**





- Q\_urto-Struttura in elevazione



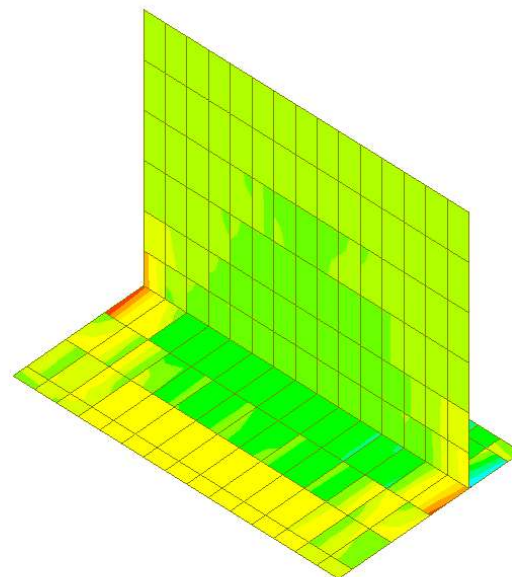
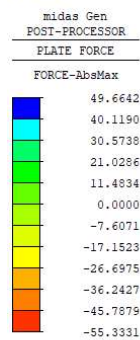


ST: URTO  
 ELEMENT

MAX : 452  
 MIN : 453

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



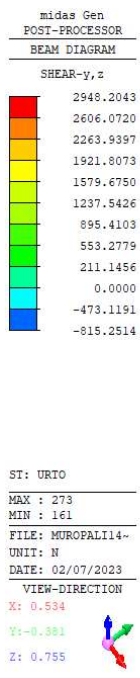
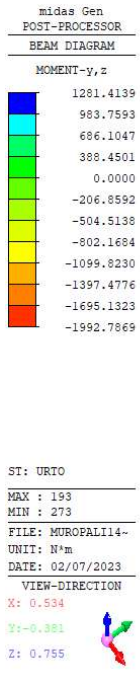
ST: URTO  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 325

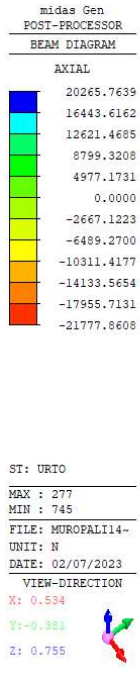
FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656

- **Q\_urto-Struttura in fondazione**

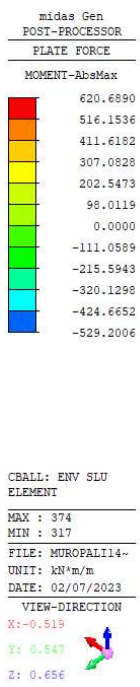






### 5.3.2 Inviluppi

- SLU-Struttura in elevazione





midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

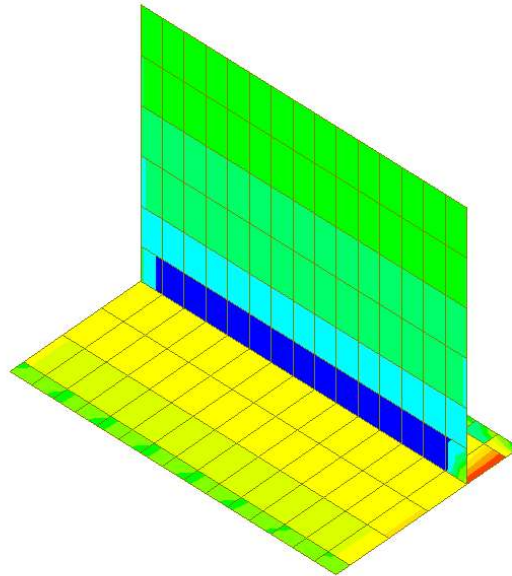
319.9840
230.1981
140.4123
50.6265
0.0000
-128.9451
-218.7309
-308.5167
-398.3026
-488.0884
-577.8742
-667.6600

CBALL: ENV SLU  
 ELEMENT

MAX : 382  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

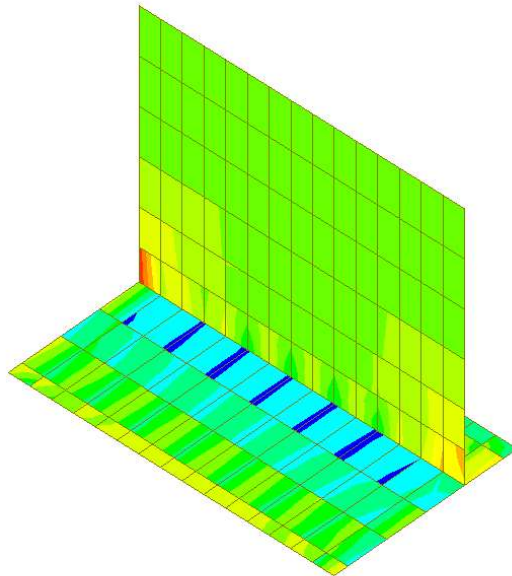
325.1844
241.4536
157.7227
73.9918
0.0000
-93.4700
-177.2009
-260.9318
-344.6626
-428.3935
-512.1244
-595.8553

CBALL: ENV SLU  
 ELEMENT

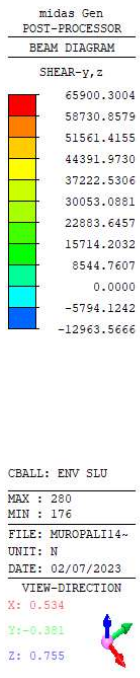
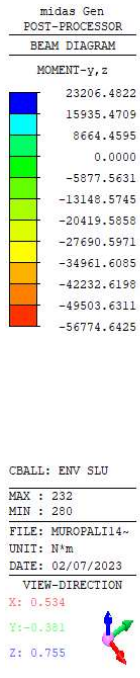
MAX : 310  
 MIN : 385

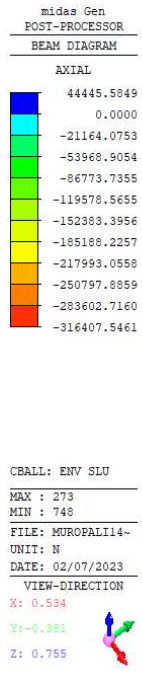
FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656

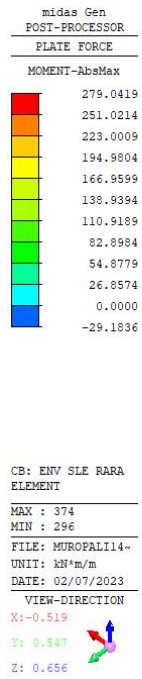


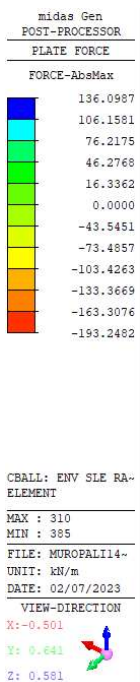
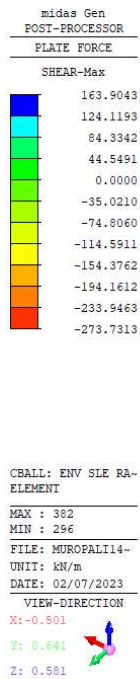
- **SLU-Struttura in fondazione**



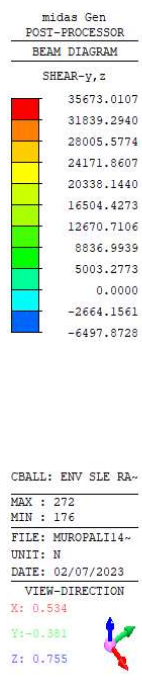
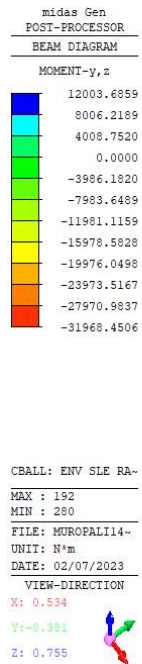


• **SLE Rara-Struttura in elevazione**

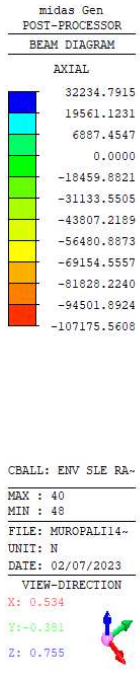




- SLE Rara-Struttura in fondazione







• **SLE Frequente-Struttura in elevazione**



midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

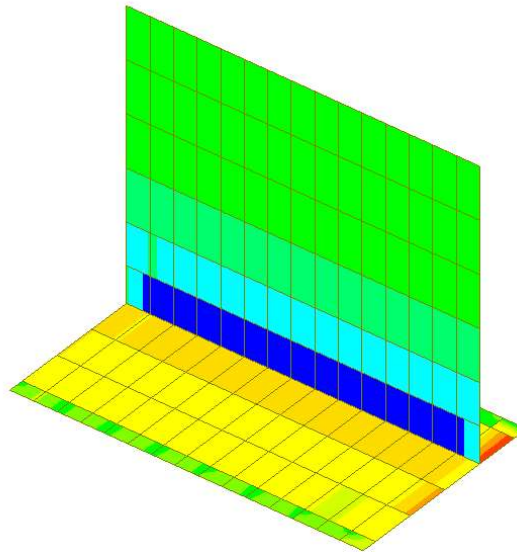
163.9043
124.1193
84.3342
44.5491
0.0000
-35.0210
-74.8060
-114.5911
-154.3762
-194.1612
-233.9463
-273.7313

CBALL: ENV SLE FR-  
 ELEMENT

MAX : 382  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.501  
 Y: 0.641  
 Z: 0.581



midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

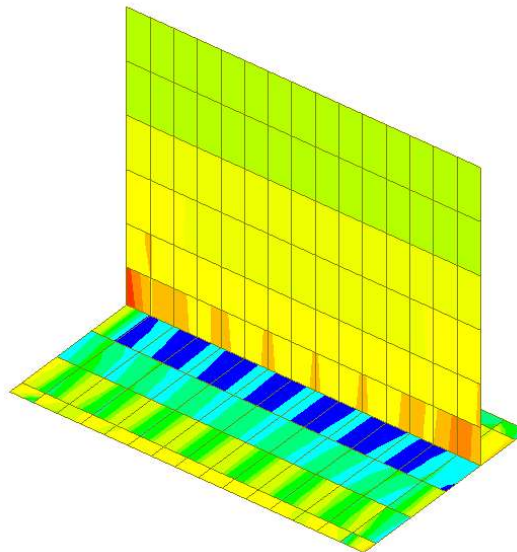
136.0987
106.1581
76.2175
46.2768
16.3362
0.0000
-43.5451
-73.4857
-103.4263
-133.3669
-163.3076
-193.2482

CBALL: ENV SLE FR-  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 385

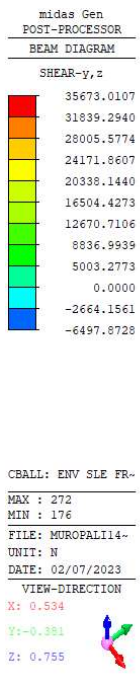
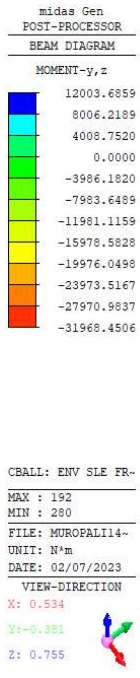
FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

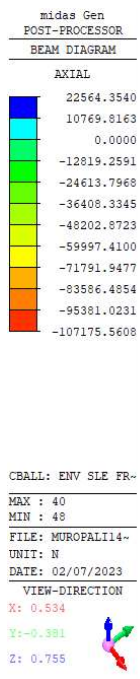
VIEW-DIRECTION  
 X: -0.501  
 Y: 0.641  
 Z: 0.581



- SLE Frequente-Struttura in fondazione







## 6 GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Si riporta nel seguito, così come richiesto dalle norme vigenti, evidenza dell'accettabilità dei risultati ottenuti dal modello di calcolo.

In particolare si confrontano le reazioni alla base totali dovute ai carichi permanenti strutturali ( $g_1$ ) con quanto calcolato manualmente, potendo poi estendere i risultati a tutte le altre combinazioni di carico. Il risultato restituito dal modello di calcolo riguarda una porzione dell'intero muro in oggetto rappresentante 6,75 m dei 38,85 m complessivi di sviluppo.

La reazione globale totale alla base dal programma di calcolo è:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)		
	G1	0.000000	-0.000000	2477.787521		

Manualmente si ottiene invece:

### ► Giudizio motivato di accettabilità dei risultati (§10.2.1 NTC 2018)

Pali		Zattera		Paramento	
H =	15 m	L =	6.75 m	H =	5.40 m
$\phi$ =	0.3 m	B =	4 m	B =	6.75 m
		H =	1 m	L =	0.80 m
n° =	40	n° =	1	n° =	1
$\gamma$ =	2500 kg/m <sup>3</sup>	$\gamma$ =	2500 kg/m <sup>3</sup>	$\gamma$ =	2500 kg/m <sup>3</sup>
PP Palo =	106029 kg	PP Zat. =	67500 kg	PP Par. =	72900 kg
<i>Totale calcolo manuale</i>					246429 kg
<i>Totale FEM</i>					247778 kg
<b>Differenza percentuale</b>					<b>+0.50 %</b>

Al netto delle semplificazioni adottate la differenza è minima, si ritiene pertanto accettabile la modellazione effettuata.