

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali

Relazione di calcolo muri MU32

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL MU0000 008 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	D.Tiberti Sett-2020

NN1X.0.0.D.78.CL.MU.00.0.0.008.A n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
Direzione Nazionale  
UO Infrastrutture Sud  
Dott. Ing. Danilo Tiberti  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10476

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	5
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i> .....	5
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i> .....	5
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>6</b>
4.1	CALCESTRUZZO .....	6
4.1.1	<i>Calcestruzzo per fondazione e elevazione</i> .....	6
4.1.2	<i>Calcestruzzo per riempimento micropali</i> .....	6
4.2	ACCIAIO .....	7
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	7
4.2.2	<i>Acciaio per carpenteria metallica</i> .....	7
4.2.3	<i>Acciaio armatura micropalo</i> .....	7
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO</b> .....	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE PROFILATI IN ACCIAIO</b> .....	<b>9</b>
6.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA MEMBRATURA .....	9
6.1	VERIFICA STABILITÀ DELLE MEMBRATURE.....	9
6.1.1	<i>Aste compresse</i> .....	9
6.1.2	<i>Aste inflesse e compresse</i> .....	10
6.1	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI.....	10
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE</b> .....	<b>11</b>
7.1	VERIFICA A CARICO LIMITE .....	11
7.2	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	12
7.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE).....	13
<b>8</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI SLU</b> .....	<b>14</b>
8.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	14
8.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE .....	14
8.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	14
<b>9</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI SLE</b> .....	<b>16</b>
9.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI .....	16
9.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	16
<b>10</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO</b> .....	<b>18</b>
10.1	PESI PROPRI .....	18
10.2	AZIONI VARIABILI .....	18
10.3	AZIONI ECCEZIONALI .....	18
10.1	AZIONE SISMICA .....	21
<b>11</b>	<b>COMBINAZIONE DI CARICO</b> .....	<b>22</b>
<b>12</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	<b>24</b>
<b>13</b>	<b>VERIFICHE TRAVI LONGITUDINALI IN ACCIAIO</b> .....	<b>26</b>
<b>14</b>	<b>VERIFICA BIELLE TRASVERSALI IN ACCIAIO</b> .....	<b>30</b>

<b>15</b>	<b>VERIFICHE MURO</b> .....	<b>32</b>
15.1	SEZIONE TRASVERSALE .....	33
15.1.1	<i>Verifica a taglio</i> .....	34
15.1.2	<i>Verifica a flessione</i> .....	37
15.2	SEZIONE LONGITUDINALE.....	41
15.2.1	<i>Verifica a taglio</i> .....	42
15.2.2	<i>Verifica a flessione</i> .....	45
<b>16</b>	<b>VERIFICHE FONDAZIONE</b> .....	<b>49</b>
16.1	SEZIONE TRASVERSALE .....	50
16.1.1	<i>Verifica a taglio</i> .....	51
16.1.2	<i>Verifica a flessione</i> .....	52
16.1	SEZIONE LONGITUDINALE.....	56
16.1.1	<i>Verifica a taglio</i> .....	57
16.1.2	<i>Verifica a flessione</i> .....	59
<b>17</b>	<b>VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE</b> .....	<b>63</b>
17.1.1	<i>Verifica micropalo compresso</i> .....	67
17.1.2	<i>Verifica micropalo teso</i> .....	69
17.1.3	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate</i> .....	71
17.1.4	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate</i> .....	73
17.2	CALCOLO DEI CEDIMENTI .....	75
<b>18</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI – MICROPALI DI FONDAZIONE</b> .....	<b>76</b>
<b>19</b>	<b>INCIDENZA</b> .....	<b>78</b>

## 1 PREMESSA

Il presente documento illustra il dimensionamento e le verifiche dell'opera realizzata a protezione delle pile del viadotto che si sviluppano al di sopra della nuova linea metro Salerno.

La tipologia analizzata si presenta tra le progressive 1+286.22 km e 1+314.26

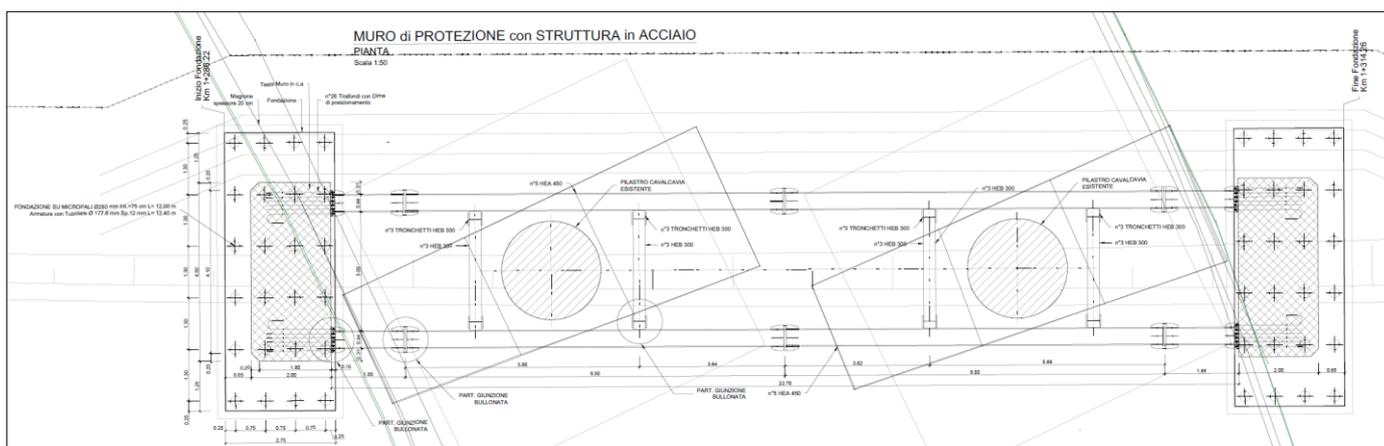


Figura 1 – Pianta opera dimensionata.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto di studio consiste in due strutture indipendenti che fiancheggiano le pile del viadotto sovrastante. Le strutture sono distanti 22.70 m e sono costituite da due paramenti in calcestruzzo di lunghezza, larghezza e altezza rispettivamente di 2m, 4.50 m e 3.70 m, che si intestano al di sopra di due fondazioni in calcestruzzo di lunghezza, larghezza e spessore rispettivamente di 2.75 m, 7 m e 0.8 m. Queste poggiano a loro volta su micropali di diametro di perforazione pari a 250 mm e lunghezza 12 m, armati con tubolare  $\phi 177.8$  spessore 12 mm.

Le due strutture distano tra loro di 22.70 m e sono collegate per mezzo di due file parallele costituite da 5 profilati HEA450 ciascuna; che sono collegate tra loro mediante 4 irrigidimenti costituiti da 3 travi HEB300.

Si riportano di seguito prospetto e sezione rappresentante l'opera oggetto di studio.

**MURI DI PROTEZIONE**  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	4 di 78

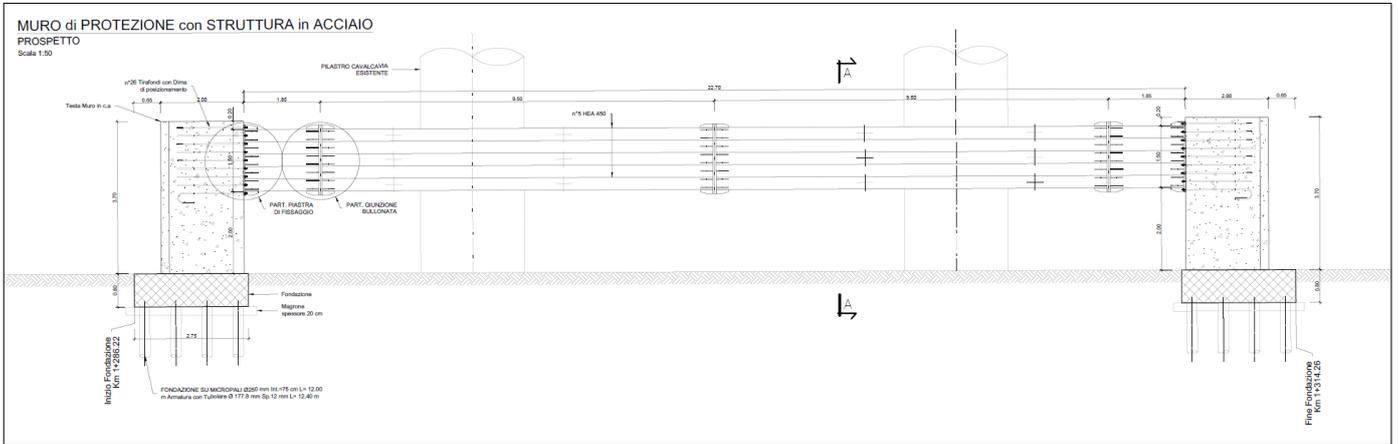


Figura 2 – Prospetto opera dimensionata.

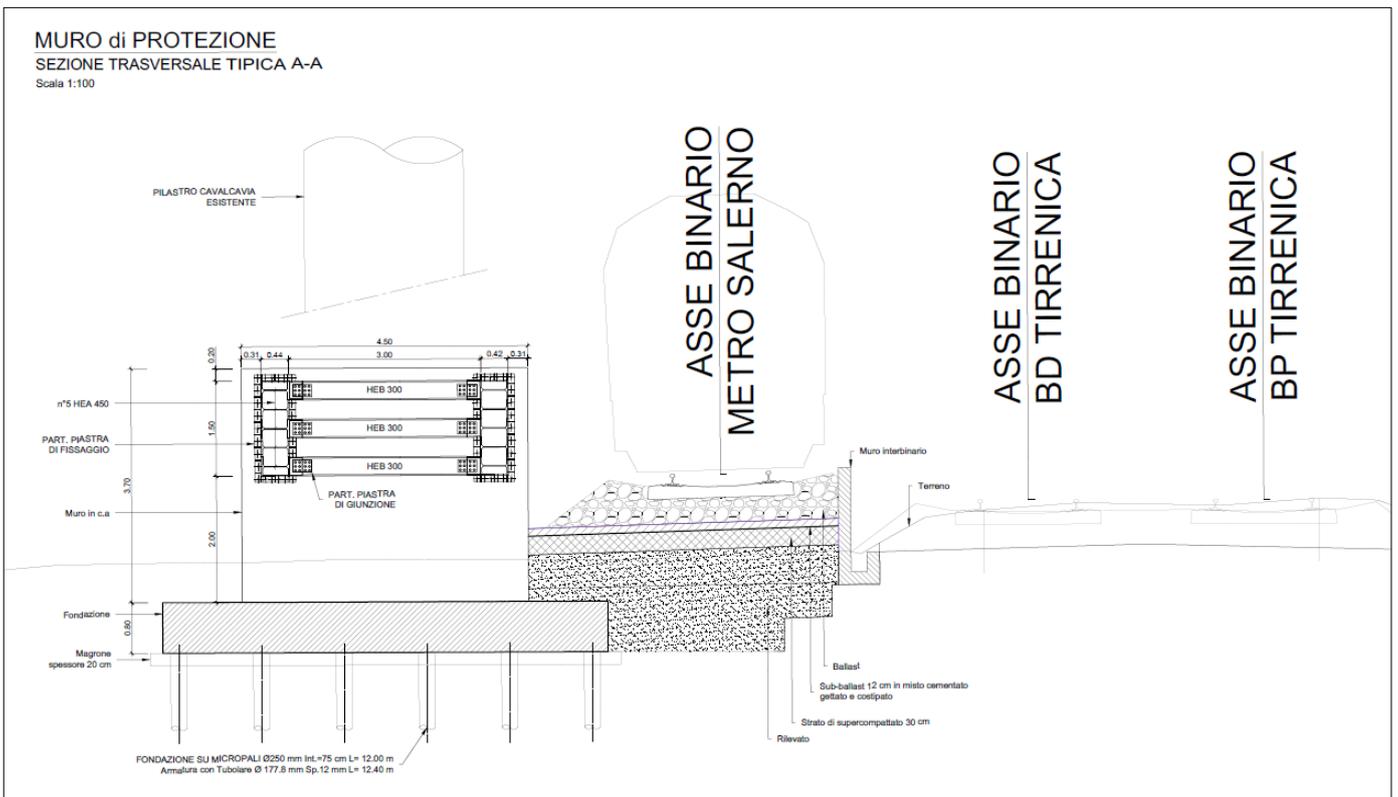


Figura 3 – Sezione opera dimensionata.

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

##### 3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

##### 3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

### 4.1 CALCESTRUZZO

#### 4.1.1 Calcestruzzo per fondazione e elevazione

- classe di resistenza C32/40:
- Classe di esposizione XC4
- Copriferro 50 mm
- $R_{ck} = 40$  MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.10$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.88$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

dove  $\eta = 1.0$  per barre di diametro inferiore a 32 mm;

- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78$  N/mm<sup>2</sup> Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26$  N/mm<sup>2</sup> tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28$  N/mm<sup>2</sup> tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

#### 4.1.2 Calcestruzzo per riempimento micropali

- classe di resistenza C25/30
- modulo elastico  $E_c = 31.447$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica  $f_{ck} = 24,90$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza media a compressione cilindrica  $f_{cm} = 32,90$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = 14,11$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza a trazione ( valore medio )  $f_{ctm} = 2,56$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza caratteristica a trazione  $f_{ctk} = 1,79$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk} = 2,15$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza di progetto a trazione  $f_{ctd} = 1,19$  N/mm<sup>2</sup>.

## 4.2 ACCIAIO

### 4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;
- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza di calcolo a trazione  $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ ;
- modulo elastico  $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$ .
- tensione massima di esercizio per l'acciai  $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$ .

### 4.2.2 Acciaio per carpenteria metallica

tipologia S355

- Tensione di snervamento  $f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione di rottura  $f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo elastico  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ ;
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,3$ ;
- Modulo di elasticità trasversale  $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769,23 \text{ N/m}^2$ ;
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$  (per T fino a 100 °C);
- Densità  $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$ .

### 4.2.3 Acciaio armatura micropalo

tipologia S275JR:

- Rapporto a/c max 0.50
- Classe di Resistenza minima C25/30
- Tipo di Cemento CEM III-V

Si dovrà inoltre garantire il seguente requisito: Viscosità Marsh: 10-30 sec (ugello di 13mm)

## 5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

L'opera analizzata ricade in entrambe le condizioni all'interno del terreno L1 per i primi 6 m e GS in profondità, le cui caratteristiche sono le seguenti:

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E'=E_0/5$
	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	$E_0^{(1)}$		k	$E'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
<b>Limo scarsa consistenza L1</b> <sup>(5)</sup>	18	23	3	30	140	<10	$3.5 \cdot 10^{-6}$	25
<b>Ghiaia/sabbia G/S</b> <sup>(7)</sup>	19	35	-	-	550	30-50	$7.8 \cdot 10^{-5} - 1.5 \cdot 10^{-4}$	110

Nel tratto in esame la falda si trova ad una profondità di 7.00 m da p.c.

## 6 VERIFICHE PROFILATI IN ACCIAIO

### 6.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA MEMBRATURA

Al fine di garantire che sotto le azioni di calcolo la sezione rimanga in campo elastico la verifica in resistenza è stata eseguita secondo quanto riportato nel D.M 17-01-2018 al § 4.2.4.1.2 in particolare verificando la relazione [4.2.4]. Si riporta di seguito uno stralcio del citato paragrafo.

#### 4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di progetto da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

### 6.1 VERIFICA STABILITÀ DELLE MEMBRATURE

#### 6.1.1 Aste compresse

Per la verifica degli elementi compressi, si esegue la verifica nei confronti dell'instabilità a semplice compressione secondo quanto riportato al § 4.2.4.1.3.1 di cui di seguito si riporta un estratto.

#### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

### 6.1.2 Aste inflesse e compresse

Per le aste soggette a presso-flessione deviata, la verifica viene eseguita secondo il “Metodo A” riportato al § C4.2.4.1.3.3.1 della Circolare Esplicativa 21-01-2019, di cui di seguito si riporta uno stralcio.

#### C4.2.4.1.3.3.1. Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad [C4.2.32]$$

dove:

$\chi_{\min}$  è il minimo fattore  $\chi$  relativo all’inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$W_y$  e  $W_z$  sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

$N_{cr,y}$  e  $N_{cr,z}$  sono i carichi critici euleriani relativi all’inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{y,eq,Ed}$  e  $M_{z,eq,Ed}$  sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l’asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed} \quad [C4.2.33]$$

essendo  $M_{m,Ed}$  il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{\max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{\max,Ed} \quad [C4.2.34]$$

## 6.1 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI

Il corretto funzionamento dell’opera di protezione presuppone che gli spostamenti sotto l’effetto delle azioni da urto siano inferiori a quelli ammessi dall’opera stessa, ossia dal gap presente tra l’opera di protezione e la pila esistente.

## 7 VERIFICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

### 7.1 VERIFICA A CARICO LIMITE

La verifica a carico limite verticale dei micropali di fondazione viene condotta confrontando il carico limite di un palo  $Q_{lim}$ , dato dalla somma della resistenza alla base  $Q_b$  e della resistenza laterale  $Q_s$ , con il valore di progetto (che tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza) del carico applicato in testa al palo  $Q_{Ed}$ .

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

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c \quad \text{con} \quad N_c = (N_q - 1) ctg \varphi$$

Dove con  $p$  si indica la resistenza unitaria alla punta, con  $s$  la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con  $d$  il diametro e con  $L$  la lunghezza del palo e con  $\sigma'_{vL}$  la tensione litostatica verticale alla profondità  $L$ .

Come ogni analisi geotecnica, anche il calcolo del carico limite di un palo si riferisce sia alle condizioni drenate sia alle condizioni non drenate. Nel primo caso, il calcolo viene agevolmente condotto in termini di tensioni efficaci, mentre, nel secondo caso risulta in genere più agevole eseguirlo in termini di tensioni totali.

Il modello di calcolo impiegato è quello proposto da Berezantzev et al. (1961) che ipotizza l'esistenza di una sorta di effetto silo per il quale la tensione verticale  $\sigma'_{vL}$  risulterebbe minore della tensione litostatica.

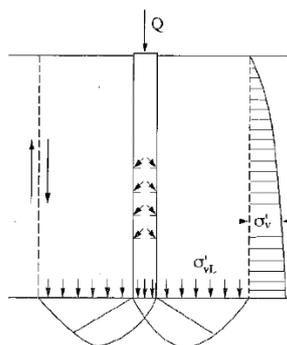


Figura 4 – Valori effetto silo (Berezantzev et al. 1961).

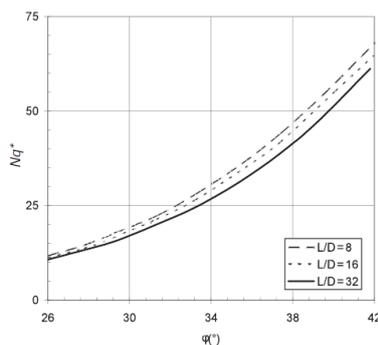


Figura 5 – Valori di  $N_q$  secondo Berezantzev 1965.

Il coefficiente  $N_q$  risulta funzione decrescente del rapporto  $L/d$  oltre che funzione crescente dell'angolo di attrito.

## 7.2 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale è stato valutato facendo riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964). Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento  $\delta$  e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, si considera separatamente il caso di rottura non drenata, analizzato in termini di tensioni totali (terreno coesivo;  $c = c_u$ ;  $\phi=0$ ) e quello di rottura drenata (terreno incoerente;  $c'=0$ ;  $\phi' \neq 0$ ). In ambedue i casi il terreno è stato assunto come omogeneo e cioè avente proprietà costanti con la profondità.

I possibili meccanismi di rottura per un palo vincolato alla sua estremità attraverso un vincolo che ne impedisca totalmente o parzialmente la rotazione sono rappresentati in figura e possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

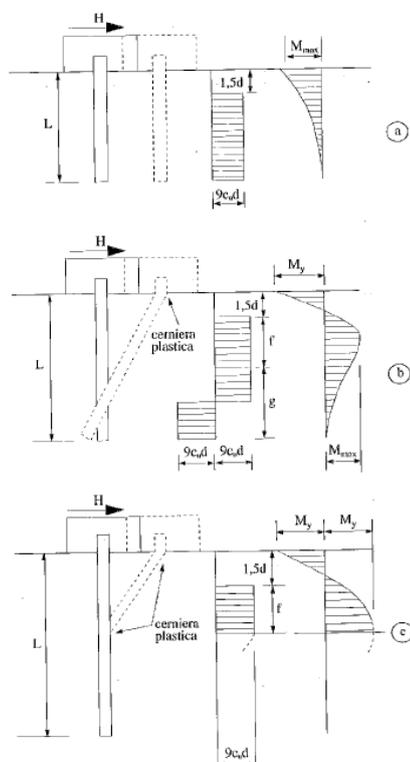


Figura 6 – a) palo corto; b) palo intermedio; c) palo lungo.

### 7.3 CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)

Il calcolo dei cedimenti di una palificata è stato effettuato valutando in prima battuta il cedimento del palo singolo attraverso la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot F_{ck} / E \cdot L$$

In cui:  $\beta$  è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di  $L/D$  e del modello di sottosuolo adottato;

$F_{ck}$  è il carico caratteristico agente;

$E$  è il modulo elastico del terreno;

$L$  è la lunghezza del palo.

Per l'espressione di  $\beta$  si è fatto riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \text{Log}\left(\frac{L_u}{D}\right)$$

Il cedimento medio della palificata è stato poi determinato come il prodotto del cedimento  $\delta$  del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione  $R_g$  (coefficiente di riduzione del gruppo) legato alla geometria della fondazione.

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### 8.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 8.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 8.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

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

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

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

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 008

A

15 di 78

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

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$A_{s1}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

### 9.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili"

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$

### 9.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali.

Risultando:

w<sub>1</sub> = 0.2 mm

w<sub>2</sub> = 0.3 mm

w<sub>3</sub> = 0.4 mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto "C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

## 10 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi impiegati sono relativi alle condizioni di carico elementari, combinate secondo quanto previsto dalla vigente Normativa ferroviaria.

Nei paragrafi successivi si riporta la valutazione dei carichi agenti.

### 10.1 PESI PROPRI

Il peso proprio degli elementi strutturali è considerato direttamente dal programma con cui è stato realizzato il modello di calcolo avendo assegnato il peso specifico del materiale calcestruzzo pari a 25 kN/mc e quello dell'acciaio da carpenteria pari a 78.5 kN/mc.

### 10.2 AZIONI VARIABILI

Le azioni variabili considerate sono quelle relative alla variazione termica, che risulta pari a:

-  $\Delta T = \pm 25^{\circ}C$  per le strutture in acciaio;

### 10.3 AZIONI ECCEZIONALI

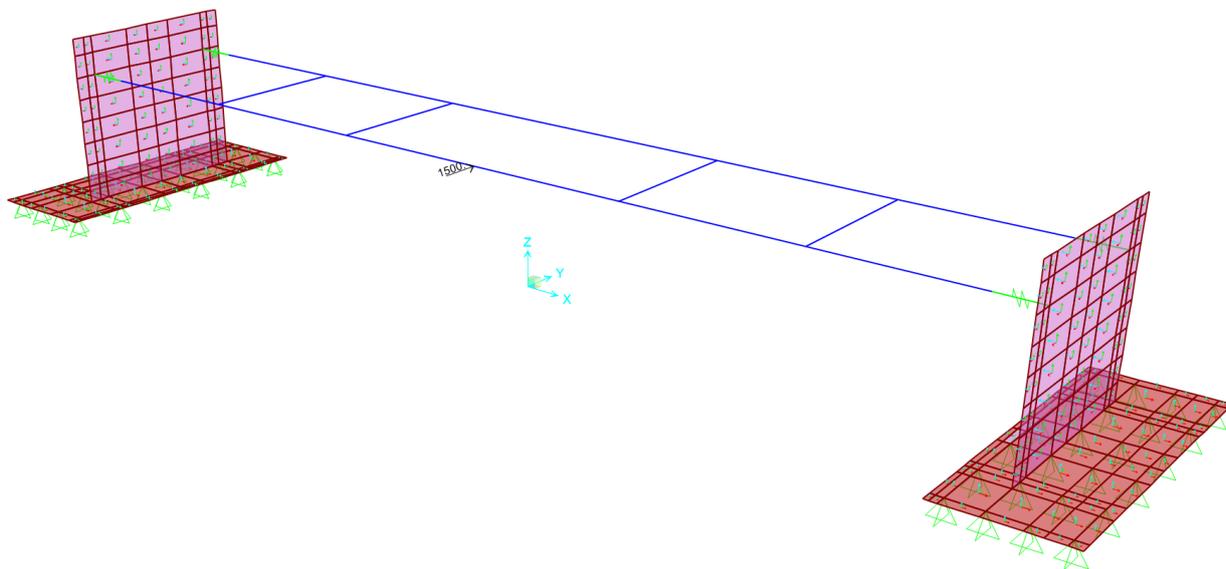
La distanza  $d$  della pila da proteggere dall'asse dei binari è inferiore a 5m, di conseguenza sono state assunte le seguenti azioni statiche equivalenti in accordo al paragrafo 3.6.3.4 del NTC2018:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari applicato;

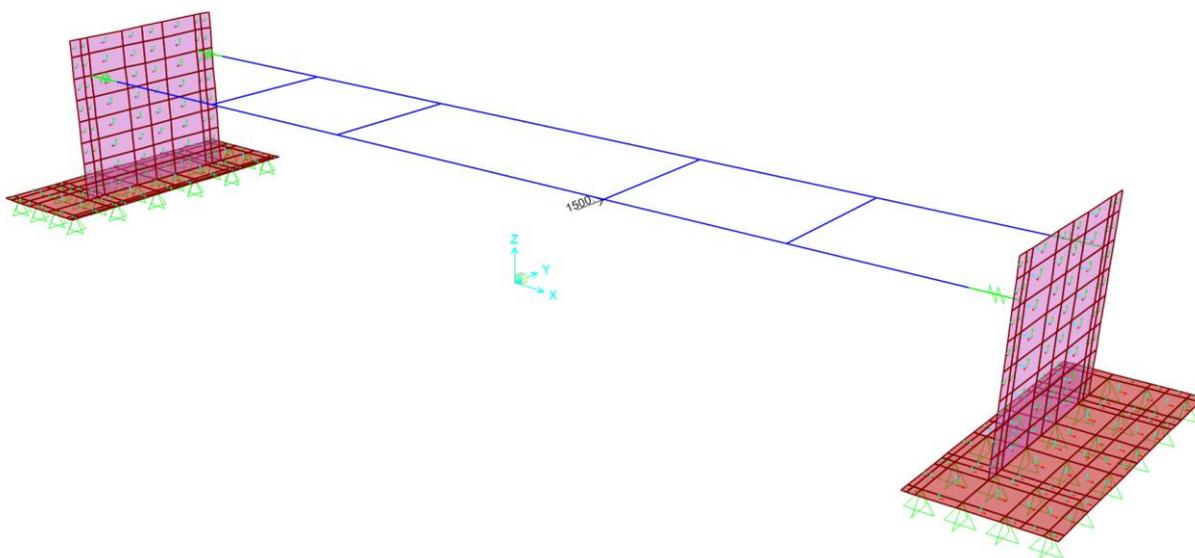
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Nel caso della forza trasversale di 1500 kN sono stati considerati 4 casi diversi in cui ad ogni caso corrisponde una diversa posizione della forza, volti a massimizzare le sollecitazioni di taglio e momento sulla trave longitudinale (cassone). In particolare la sollecitazione è stata fatta variare dalla sezione di mezzzeria del profilo in acciaio (caso 1) fino ad arrivare ad una delle due sezioni di estremità (caso 4). Per meglio comprendere quanto detto si faccia riferimenti alla figura seguente:

Nel modello di calcolo di carico trasversale è stato chiamato "urto\_1", "urto\_2", "urto\_3", "urto\_4", a seconda della diversa posizione mentre il calcolo longitudinale di 4000 kN è stato chiamato "urto\_frontale".



*Figura 7 – Urto 1.*



*Figura 8 – Urto 2.*

MURI DI PROTEZIONE  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	20 di 78

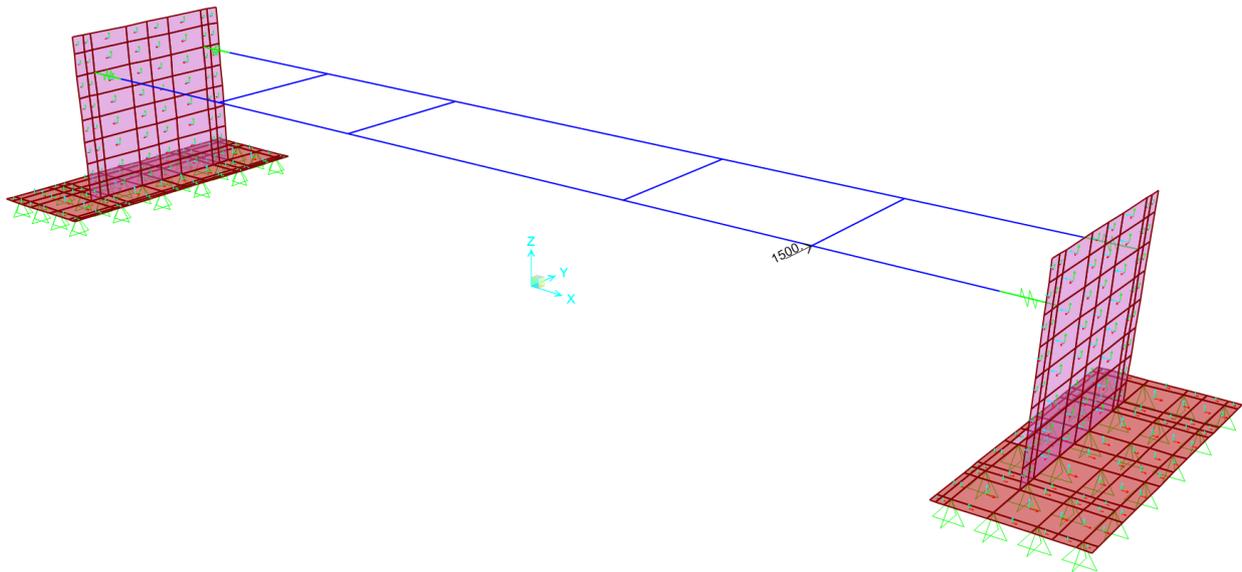


Figura 9 – Urto 3.

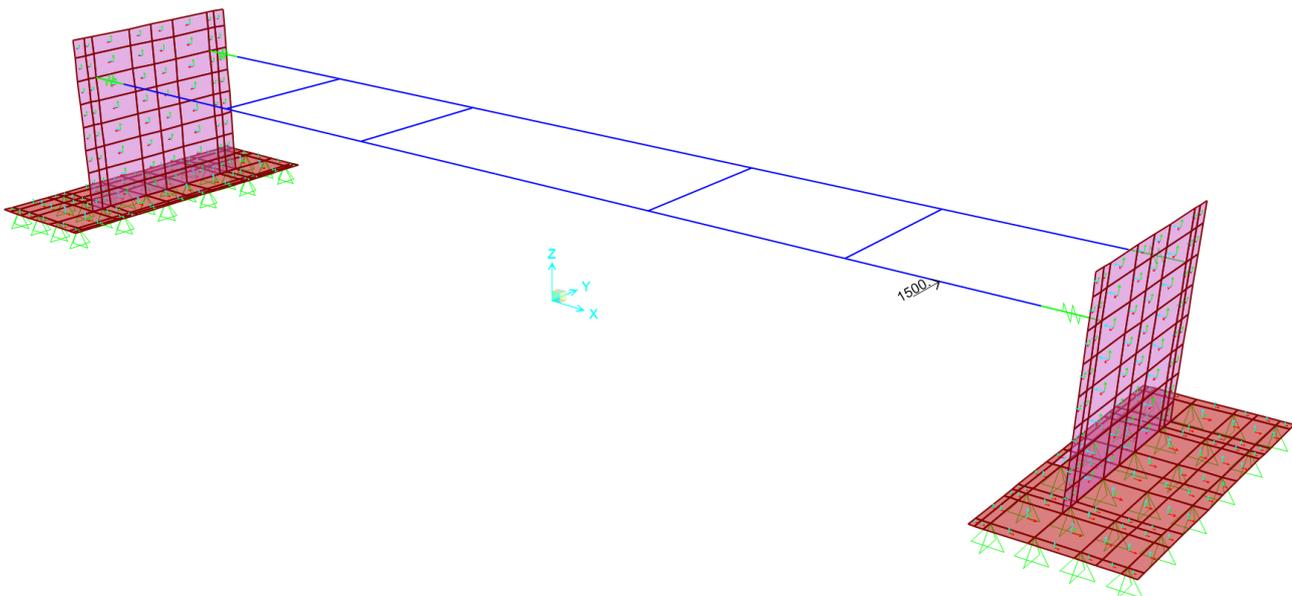
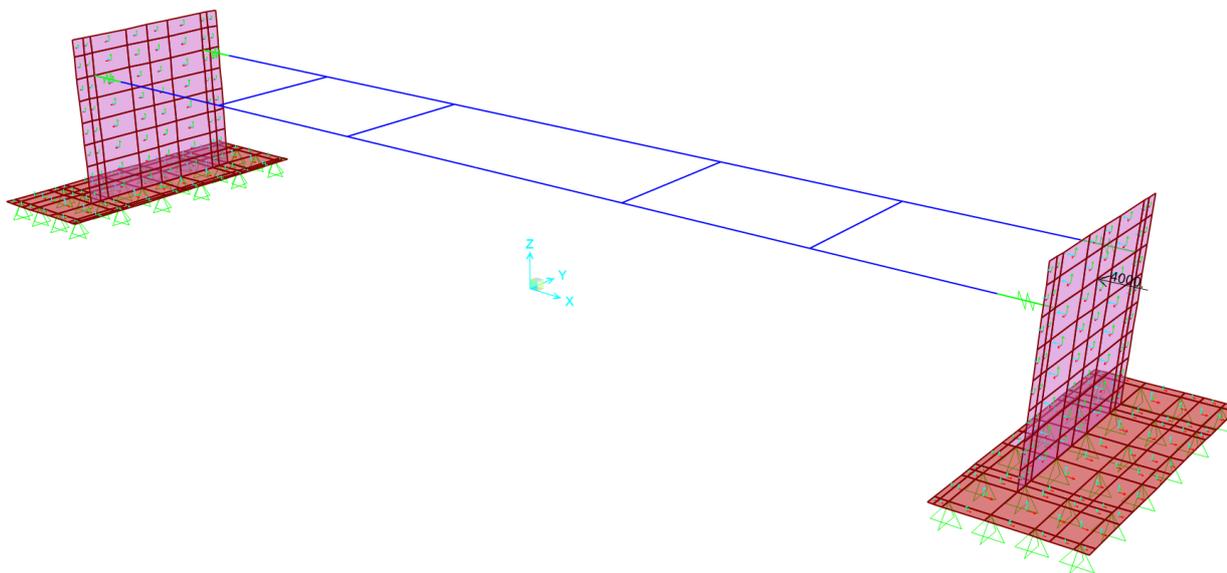


Figura 10 – Urto 4.



*Figura 11 – Urto frontale.*

## 10.1 AZIONE SISMICA

In questo caso l'azione sismica genera delle sollecitazioni dovute solamente alla presenza della sola massa dell'opera stessa che sono del tutto trascurabili rispetto alle azioni da urto per questo motivo non viene considerata nel calcolo.

## 11 COMBINAZIONE DI CARICO

Si riporta di seguito una tabella con le combinazioni di carico considerate:

TABLE: Combination Definitions						
ComboName	CaseName	ScaleFactor		ComboName	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Unitless		Text	Text	Unitless
ECC_5	DEAD	1		ECC_11	TERMICO-	0
ECC_5	URTO_1	1		ECC_11	TERMICO+	0.5
ECC_5	TERMICO-	0		ECC_12	DEAD	1
ECC_5	TERMICO+	0.5		ECC_12	URTO_FRONTALE	1
ECC_6	DEAD	1		ECC_12	TERMICO-	0.5
ECC_6	URTO_1	1		ECC_12	TERMICO+	0
ECC_6	TERMICO-	0.5		ECC_13	DEAD	1
ECC_6	TERMICO+	0		ECC_13	URTO_4	1
ECC_7	DEAD	1		ECC_13	TERMICO-	0.5
ECC_7	URTO_2	1		ECC_13	TERMICO+	0
ECC_7	TERMICO-	0		ECC_14	DEAD	1
ECC_7	TERMICO+	0.5		ECC_14	URTO_4	1
ECC_8	DEAD	1		ECC_14	TERMICO-	0
ECC_8	URTO_2	1		ECC_14	TERMICO+	0.5
ECC_8	TERMICO-	0.5		SLU1	DEAD	1.3
ECC_8	TERMICO+	0		SLU1	TERMICO-	1.5
ECC_9	DEAD	1		SLU1	TERMICO+	0
ECC_9	URTO_3	1		SLU2	DEAD	1.3
ECC_9	TERMICO-	0		SLU2	TERMICO-	0
ECC_9	TERMICO+	0.5		SLU2	TERMICO+	1.5
ECC_10	DEAD	1		SLE_2	DEAD	1
ECC_10	URTO_3	1		SLE_2	TERMICO-	0
ECC_10	TERMICO-	0.5		SLE_2	TERMICO+	1
ECC_10	TERMICO+	0		SLE_1	DEAD	1
ECC_11	DEAD	1		SLE_1	TERMICO-	1
ECC_11	URTO_FRONTALE	1		SLE_1	TERMICO+	0

I coefficienti parziali di sicurezza considerati nella combinazione di carico “eccezionale” impiegata per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali sono i seguenti (vedi tabella 5.2.V normativa ferroviaria).

Azione	Comb.Eccezionale
<b>Permanenti strutturali G1</b>	1
<b>Carico variabile (Termica)</b>	1

Nella seguente tabella sono riportati i coefficienti di combinazione delle azioni considerate in questo studio (vedi tabella 5.2. VI normativa ferroviaria).

Azione	$\psi_2$
<b>Azioni Termiche</b>	0.5

Per le verifiche allo stato limite di esercizio SLE necessarie per effettuare le verifiche a fessurazione degli elementi strutturali in calcestruzzo è stata impiegata la combinazione caratteristica (rara) dove oltre al peso proprio è presente solamente ed esclusivamente la variazione termica.

## 12 MODELLO DI CALCOLO

Il modello dell'opera di protezione della pila e della relativa fondazione è stato eseguito attraverso il programma SAP2000. I profili in acciaio sono stati modellati come elementi frame, mentre i paramenti e i plinti di fondazione sono stati modellati con elementi shell. Per considerare la presenza dei micropali al di sotto dell'opera sono stati posizionati degli elementi rigidi per simulare la metà dello spessore della fondazione e all'estremo inferiore delle molle con rigidità pari a 109384 kN/m in direzione verticale e 54692 kN/m nelle altre due direzioni.

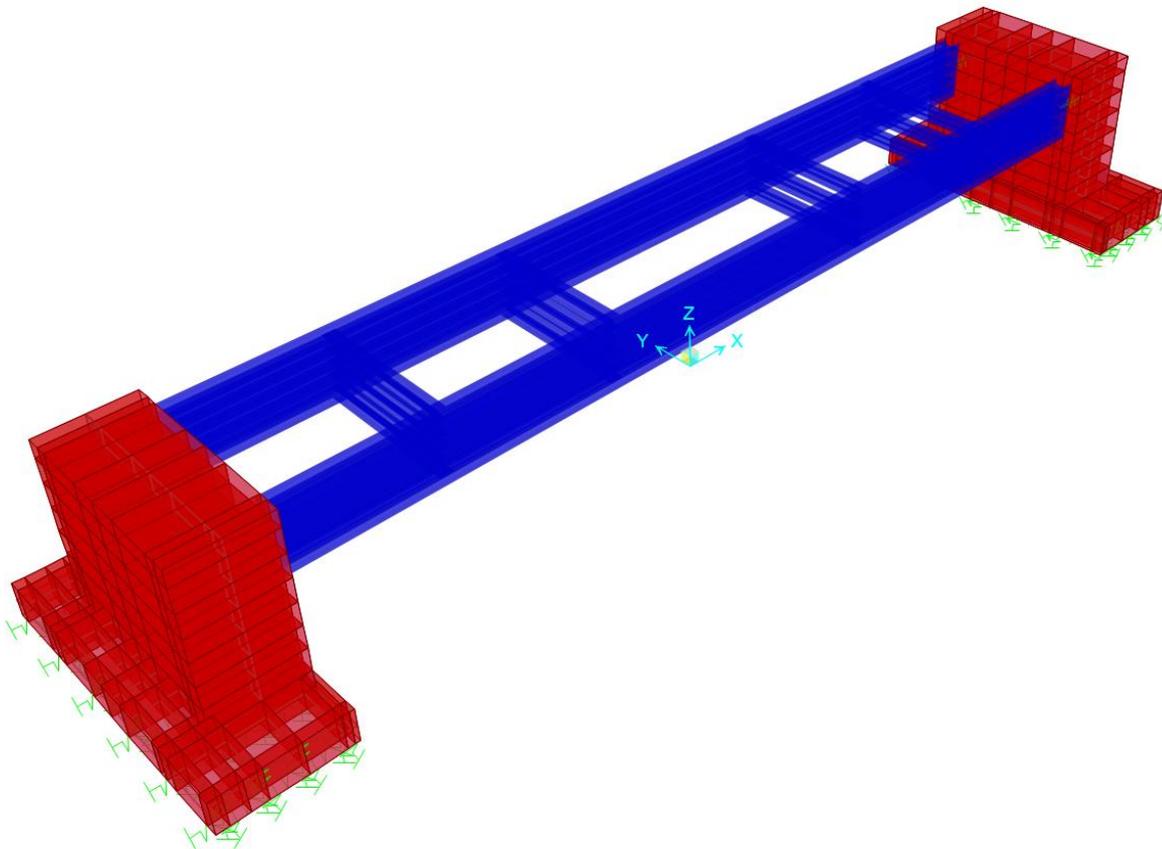


Figura 12 – Visualizzazione modello estruso.

RIGIDEZZA ASSIALE TUBOLARE MICROPALO	
D=	177.8 mm
s=	12 mm
d=	153.8 mm
A=	6250.5 mmq
L=	12 m
E=	210000 MPa
kv=	109384 kN/m
kh=	54692 kN/m

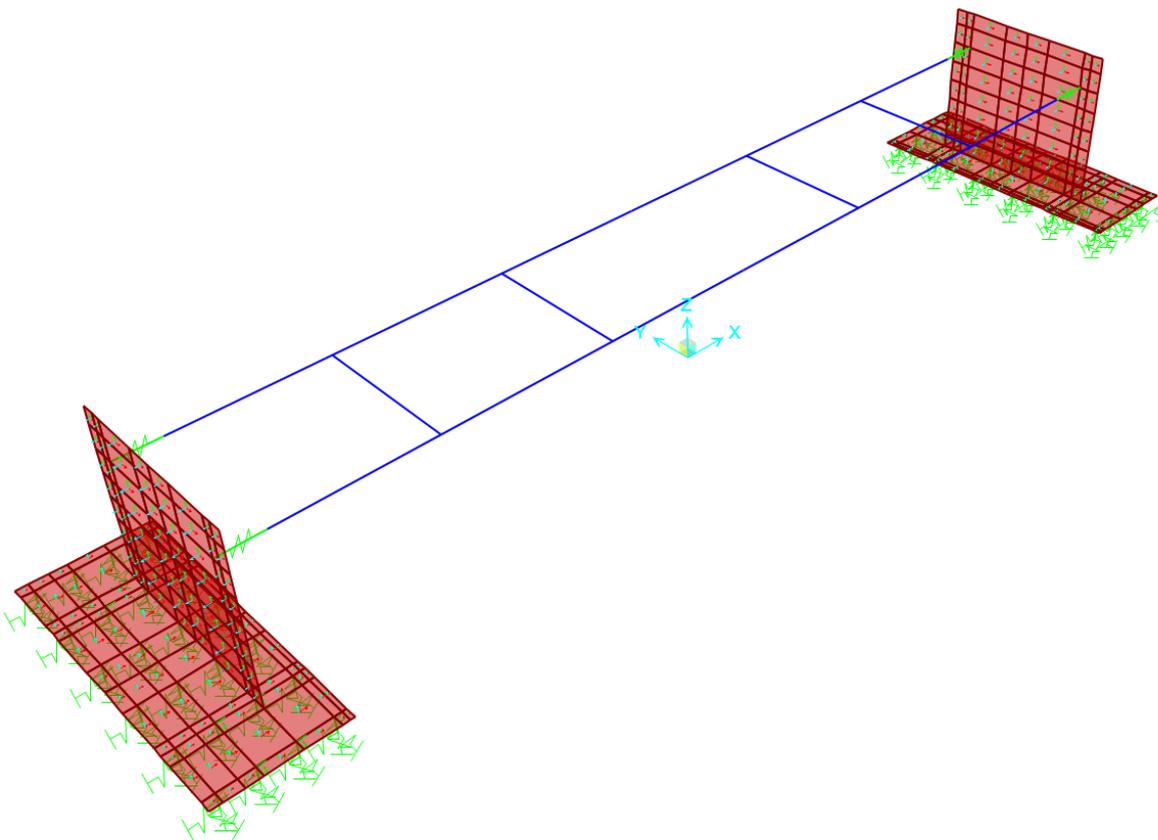


Figura 13 – Visualizzazione modello standard.

### 13 VERIFICHE TRAVI LONGITUDINALI IN ACCIAIO

Le verifiche dei profilati in acciaio riguardano la sezione delle travi longitudinali in acciaio, ottenuta dall'unione di 5 HEA 450 tramite saldature a completa penetrazione in modo da poter considerare la sezione come monolitica. Nella figura successiva si riporta la sezione di verifica con i relativi assi principali di inerzia z-z e y-y rispettivamente asse forte e asse debole della sezione. L'asse X si assume come asse della trave.

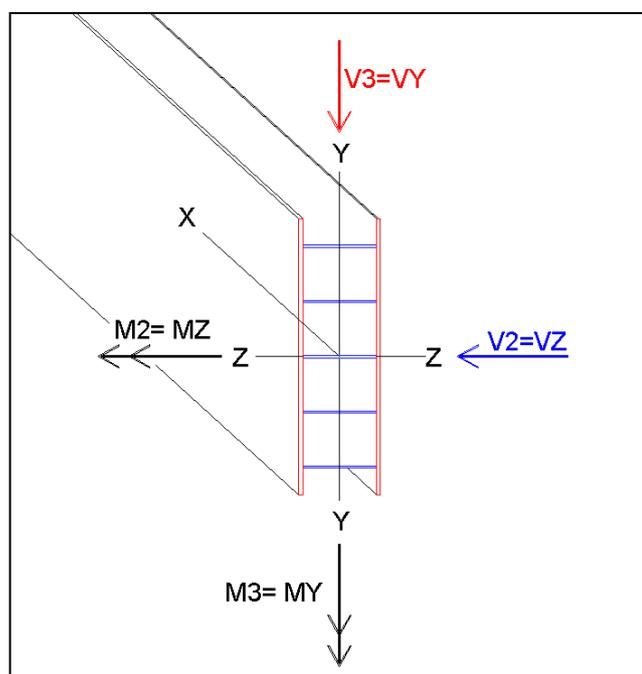


Figura 14: Sezione di verifica

Si riportano di seguito alcune delle caratteristiche inerziali della sezione usate in fase di verifica sono:

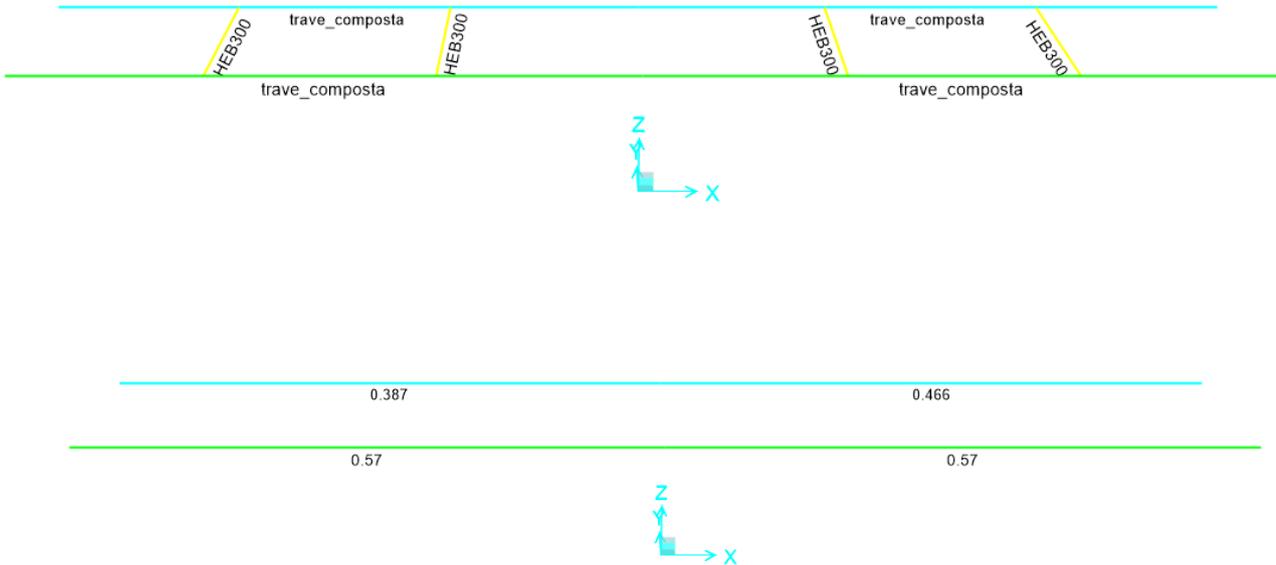
Area della sezione	A	0.0932	m <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto asse Y-Y	J33=Jyy	0.00333	m <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto asse Z-Z	J22=Jzz	0.0172	m <sup>4</sup>
Area di Taglio in direzione Y-Y	AT3=ATyy	0.0575	m <sup>2</sup>
Area di Taglio in direzione Z-Z	AT2=AT zz	0.0268	m <sup>2</sup>
Modulo Resistente Plastico asse Y-Y	W33=Wyy	0.0151	m <sup>3</sup>
Modulo Resistente Plastico asse Z-Z	W22=Wzz	0.023	m <sup>3</sup>

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	27 di 78

Si riportano di seguito le verifiche agli SLU dei profilati HEA450.



Si riportano di seguito le verifiche effettuate per l'elemento più sollecitato, corrispondente al frame 2, che presenta un fattore di sicurezza pari a 0.57.

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 2	X Mid: 5.625	Combo: ECC_6	Design Type: Beam
Length: 11.25	Y Mid: -1.72	Shape: trave_composta	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.	Z Mid: 3.15	Class: Class 3	Rolled : No

Interaction=Method B      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.1	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=0.95

Aeff=0.093	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.093	Iyy=0.017	iyy=0.43	Wel,yy=0.023	Weff,yy=0.023
It=0.006	Izz=0.003	izz=0.189	Wel,zz=0.015	Weff,zz=0.015
Iw=0.	Iyz=0.	h=1.5	Wpl,yy=0.035	Av,y=0.027
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,zz=0.017	Av,z=0.057

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.	-1126.199	314.459	2530.262	-0.01	750.919	3.463E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	28 di 78

$$D/C \text{ Ratio: } 0.57 = 0.036 + 0.04 + 0.494 < 0.95 \quad \text{OK}$$

$$= (N_{ed}/N_{Rd}) + (M_{y,Ed}/M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \quad (\text{EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1)})$$

**AXIAL FORCE DESIGN**

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial	-1126.199	31502.024	31502.024			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	31502.024	34213.86	2290390.719	282427.339	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c 0.49	282427.339	0.342	0.593	0.927	27889.637
MajorB (y-y)	c 0.49	282427.339	0.342	0.593	0.927	27889.637
Minor (z-z)	c 0.49	410948.196	0.284	0.561	0.957	28790.619
MinorB (z-z)	c 0.49	410948.196	0.284	0.561	0.957	28790.619
Torsional TF	c 0.49	282427.339	0.342	0.593	0.927	27889.637

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med, span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment			
Major (y-y)	314.459	314.459	172.545	224.308			
Minor (z-z)	2530.262	2530.262	-100.695	225.055			
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major (y-y)	7774.447	7774.447	7774.447	7421.063			
Minor (z-z)	5122.073	5122.073	5122.073				
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
	d	0.76	0.147	0.49	1.	0.	380259.528
Factors	kw	Psi	C2	C3			
	1.	1.132	0.459	0.525			
	za	zs	zg	zz	zj		
	0.75	0.	0.75	0.	0.		
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	0.689	0.437	0.999	0.437			

**SHEAR DESIGN**

	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0.01	3.463E-04	11215.984	0.	OK
Minor (y)	750.919	3.463E-04	5233.529	0.143	OK
Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
	11215.984	1.	0.		

**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	0.01	91.288

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

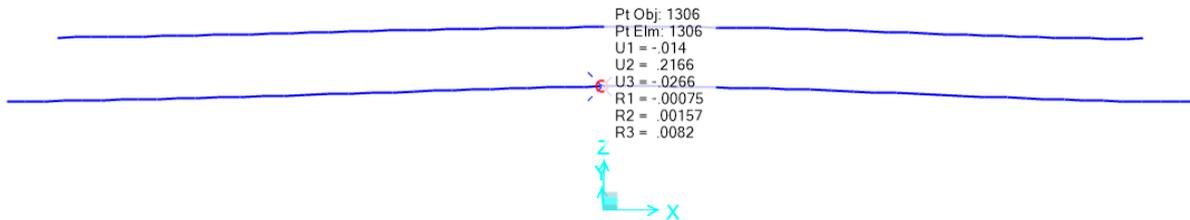
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	29 di 78

### Controllo degli spostamenti

Il corretto funzionamento dell'opera di protezione presuppone che gli spostamenti sotto l'effetto delle azioni da urto siano inferiori a quelli ammessi dall'opera stessa, ossia dal gap presente tra l'opera di protezione e la pila esistente.

Dall'involuppo delle azioni da urto agenti sugli elementi si è ottenuto lo spostamento massimo in mezzeria, che risulta pari a 0.15 cm.

La distanza tra la parete interna del cassone e la pila in muratura misurata ortogonalmente all'opera di protezione è pari a 25 cm, pertanto lo spostamento a cui vengono sottoposti i profilati è accettabile.



MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	30 di 78

## 14 VERIFICA BIELLE TRASVERSALI IN ACCIAIO

Ogni biella è costituita da tre profili HE 300 B che possono essere considerati indipendenti l'uno dall'altro.

Si riportano di seguito le verifiche strutturali allo SLU dei profilati HEB300.



Si riportano di seguito le verifiche effettuate per l'elemento più sollecitato, corrispondente al frame 25, che presenta un fattore di sicurezza pari a 0.886.

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 25	X Mid: -3.638	Combo: ECC 5	Design Type: Beam
Length: 3.44	Y Mid: 2.391E-05	Shape: HEB300	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.	Z Mid: 3.15	Class: Class 3	Rolled : No

Interaction=Method B      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.1	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=0.95

Aeff=0.044	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.044	Iyy=0.011	iyy=0.507	Wel,yy=0.015	Weff,yy=0.015
It=5.331E-06	Izz=2.567E-04	izz=0.076	Wel,zz=0.002	Weff,zz=0.002
Iw=0.	Iyz=0.	h=1.5	Wpl,yy=0.02	Av,y=0.032
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,zz=0.003	Av,z=0.038

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.	-507.713	0.65	492.865	-5.458	269.516	-3.163E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

D/C Ratio: 0.886 = 0.034 + 0. + 0.852 < 0.95 OK  
= (Ned/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd) (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

AXIAL FORCE DESIGN

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	31 di 78

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-507.713	14934.874	14934.874

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	14934.874	16220.535	1639.016	1639.016	1.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	1987639.077	0.089	0.477	1.	14256.016
MajorB(y-y)	c	0.49	1987639.077	0.089	0.477	1.	14256.016
Minor (z-z)	c	0.49	44968.914	0.591	0.77	0.791	11276.302
MinorB(z-z)	c	0.49	44968.914	0.591	0.77	0.791	11276.302
Torsional TF	c	0.49	1639.016	3.093	5.993	0.09	1281.398

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med, span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Major (y-y)	0.65	5.001	3.263	4.242
Minor (z-z)	492.865	492.865	29.3	197.146

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	5115.772	5115.772	5115.772	4883.237
Minor (z-z)	578.703	578.703	578.703	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	2.782	5.35	0.101	0.	694.216

Factors	kw	Psi	C2	C3	zj
	1.	1.132	0.459	0.525	
	0.75	0.	0.75	0.	0.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.958	0.406	0.998	0.406

**SHEAR DESIGN**

	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	5.458	3.163E-04	7393.592	0.001	OK
Minor (y)	269.516	3.163E-04	6274.159	0.043	OK

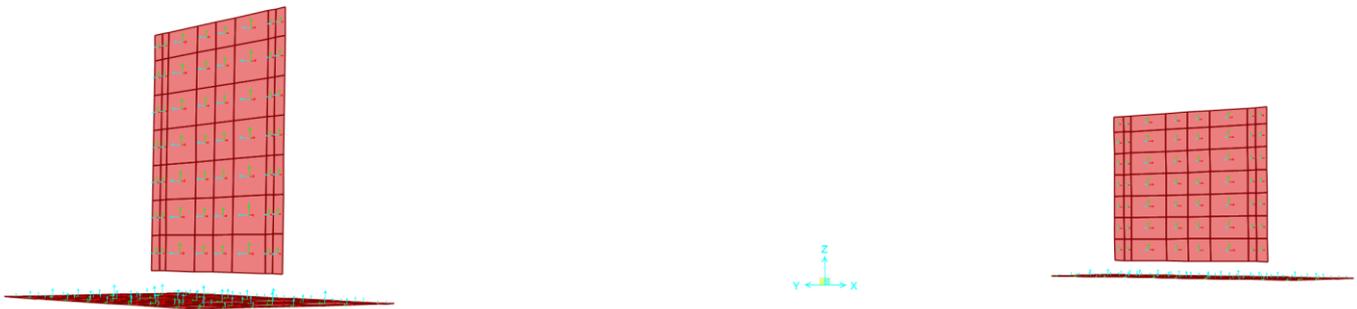
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	7393.592	1.	0.

**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	5.458	6.239

## 15 VERIFICHE MURO

Per la verifica del paramento sono stati eseguiti i calcoli per la sezione longitudinale e trasversale del muro. Il calcolo è stato eseguito ricavando le sollecitazioni della fondazione, depurata spessore di metà soletta di fondazione in cui vi si intesta.



*Figura 15 – Oggetto di verifica.*

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 008

A

33 di 78

### 15.1 SEZIONE TRASVERSALE

La sezione trasversale ha dimensioni 2\*3.70 m: in fase di calcolo si considera una sezione di base 1 m e altezza 2 m.

Si riportano di seguito gli output delle sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo:

#### Sollecitazioni allo SLU

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	ECC_14	1069.8	-45.2	142.4	52.4	9.5
minP	KN	3	ECC_13	-2527.6	-42.6	-267.0	-8.9	110.4
maxV2	KN	193	ECC_11	-9.8	1383.4	-1005.6	-671.9	-88.7
minV2	KN	192	ECC_11	-7.5	-1383.4	-1005.1	-648.3	-640.0
maxV3	KN	191	ECC_12	-40.4	1335.3	1572.2	-646.6	-878.1
minV3	KN	193	ECC_11	-9.8	1383.4	-1005.6	-671.9	-88.7
maxM2	KN-m	234	ECC_14	-180.4	-314.8	-252.3	1285.7	428.2
minM2	KN-m	193	ECC_11	-26.8	1383.4	-1005.6	-1569.7	-437.0
maxM3	KN-m	218	ECC_7	-85.9	34.8	56.9	90.1	841.8
minM3	KN-m	262	ECC_11	-388.4	-356.1	869.8	-383.4	-1957.1

#### Sollecitazione allo SLE

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	263	SLE_1	24.5	29.6	23.2	95.1	76.2
minP	KN	3	SLE_1	-813.2	3.5	67.5	22.8	208.3
maxV2	KN	270	SLE_2	17.1	128.3	-29.0	12.8	112.6
minV2	KN	235	SLE_2	-59.0	-128.3	29.0	-150.2	53.2
maxV3	KN	290	SLE_2	-183.9	117.2	286.4	-211.5	-393.3
minV3	KN	218	SLE_2	-199.5	-117.2	-286.4	165.6	550.7
maxM2	KN-m	218	SLE_2	-183.9	-117.2	-286.4	211.5	393.3
minM2	KN-m	290	SLE_2	-183.9	117.2	286.4	-211.5	-393.3
maxM3	KN-m	218	SLE_2	-199.5	-117.2	-286.4	165.6	550.7
minM3	KN-m	262	SLE_2	-199.6	-117.1	286.3	-166.0	-550.8

15.1.1 Verifica a taglio

**VERIFICA A TAGLIO**

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  1384.4 kN

$N_{Ed}$  0 kN

Calcestruzzo

**C32/40**

$R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  33.2 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$f_{cd}$  18.81 N/mm<sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1.5

Altezza sezione

$h$  2000 mm

Copriferro

$c$  76 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  1924 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  2000000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

n 8

$\emptyset$  24 mm

$A_{sl}$  3617.28 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0.0019 ≤ 0.02 **ok**

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0.0000 ≤ 0.2  $f_{cd}$  **ok**

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

$k$  1.32 ≤ 2 **ok**

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

$v_{\min}$  0.24

$V_{Rd}$  562.16 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**NON VERIFICATA**

La sezione non risulta verificata a taglio, pertanto sono state inserite delle staffe  $\phi 14/25$  a quattro braccia.

### Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

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

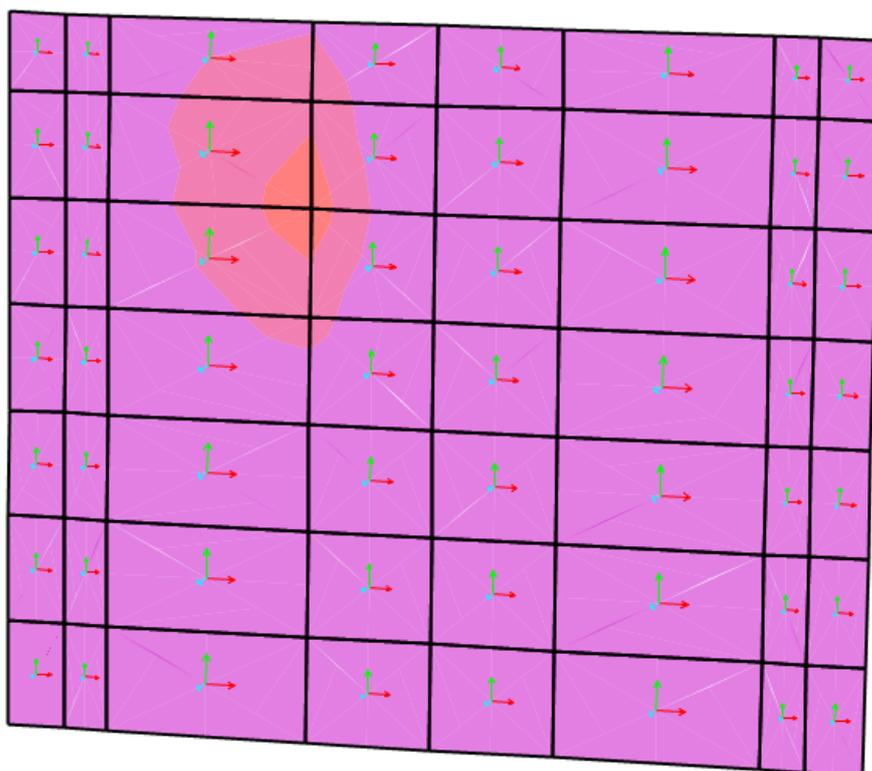
Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
diametro staffe		$\emptyset$	<b>14 mm</b>
numero bracci staffe		n	<b>4</b>
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	615.75 mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>250 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	9.41 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	1668.87 kN
		$V_{Rcd}$	8144.29 kN
		$V_{Rd}$	1668.87 kN
<b>Verifica:</b>	$V_{Rd} > V_{Ed}$		<b>VERIFICATA</b>

La verifica risulta soddisfatta.

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	36 di 78



Le staffe si inseriscono solamente dove necessario, cioè a partire da un'altezza di 2.60 m dall'estradosso della fondazione per tutto lo spessore del muro. Come si può notare dall'immagine precedente al di sotto di tale quota la sezione non necessita di armatura a taglio.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

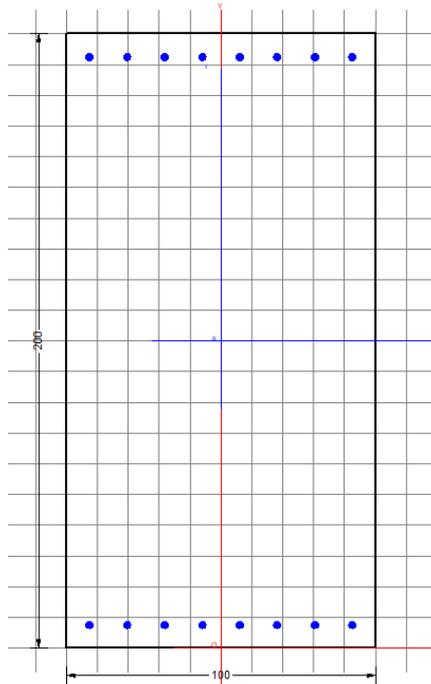
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	37 di 78

### 15.1.2 Verifica a flessione

La sezione trasversale è stata armata con 1 ordine di armatura di 8  $\phi$ 24 sia superiormente che inferiormente.

Il copriferro è pari a:

$$c = 50 + \phi_{\text{staffa}} + \phi/2 = 74 \text{ mm}$$



### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Trave
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336428	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	132.80	daN/cm <sup>2</sup>

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	38 di 78

Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO -

Tipo: B450C  
Resist. caratt. a snervamento fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. a rottura ftk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. a snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito  
Coeff. Aderenza istant.  $\beta_1 \cdot \beta_2$ : 1.00  
Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$ : 0.50  
Comb.Rare - Sf Limite: 3375.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base: 100.0 cm  
Altezza: 200.0 cm  
Barre inferiori: 8Ø24 (36.2 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori: 8Ø24 (36.2 cm<sup>2</sup>)  
Coprif.Inf.(dal baric. barre): 7.6 cm  
Coprif.Sup.(dal baric. barre): 7.6 cm  
Coprif.Lat. (dal baric.barre): 7.6 cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	128570	0	0
2	0	-156970	0	0

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	21150
2	0	-21150

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	21150 (235403)
2	0	-21150 (-235403)

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	39 di 78

Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	21150 (235403)
2	0	-21150 (-235403)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.7 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	128570	0	266866	2.076	191.7	0.04	0.70	36.2 (34.5)
2	S	0	-156970	0	-266866	1.700	8.3	0.04	0.70	36.2 (34.5)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00305	200.0	0.00027	192.4	-0.06750	7.6
2	0.00305	0.0	0.00027	7.6	-0.06750	192.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	40 di 78

As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.1	200.0	0.0	163.0	-323	192.4	19.0	1900	36.2	12.1
2	S	5.1	0.0	0.0	37.0	-323	7.6	19.0	1900	36.2	12.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
K2 = (e1 + e3)/(2\*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00004	-0.00015	0.94	0.60	0.000097 (0.000097)	621	0.060 (0.20)	235403
2	S	-0.00017	0.00004	-0.00015	0.94	0.60	0.000097 (0.000097)	621	0.060 (0.20)	-235403

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.1	200.0	0.0	163.0	-323	192.4	19.0	1900	36.2	12.1
2	S	5.1	0.0	0.0	37.0	-323	7.6	19.0	1900	36.2	12.1

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00004	-0.00015	0.94	0.60	0.000097 (0.000097)	621	0.060 (0.20)	235403
2	S	-0.00017	0.00004	-0.00015	0.94	0.60	0.000097 (0.000097)	621	0.060 (0.20)	-235403

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.1	200.0	0.0	163.0	-323	192.4	19.0	1900	36.2	12.1
2	S	5.1	0.0	0.0	37.0	-323	7.6	19.0	1900	36.2	12.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00004	-0.00015	0.94	0.40	0.000097 (0.000097)	621	0.060 (0.20)	235403
2	S	-0.00017	0.00004	-0.00015	0.94	0.40	0.000097 (0.000097)	621	0.060 (0.20)	-235403

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	41 di 78

## 15.2 SEZIONE LONGITUDINALE

La sezione longitudinale ha dimensioni 2\*4.50 m: in fase di calcolo si considera una sezione di base 1 m e altezza 2 m. Si riportano di seguito gli output delle sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo:

### Sollecitazioni allo SLU

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	ECC_14	1069.8	-45.2	142.4	52.4	9.5
minP	KN	3	ECC_13	-2527.6	-42.6	-267.0	-8.9	110.4
maxV2	KN	193	ECC_11	-9.8	1383.4	-1005.6	-671.9	-88.7
minV2	KN	192	ECC_11	-7.5	-1383.4	-1005.1	-648.3	-640.0
maxV3	KN	191	ECC_12	-40.4	1335.3	1572.2	-646.6	-878.1
minV3	KN	193	ECC_11	-9.8	1383.4	-1005.6	-671.9	-88.7
maxM2	KN-m	234	ECC_14	-180.4	-314.8	-252.3	1285.7	428.2
minM2	KN-m	193	ECC_11	-26.8	1383.4	-1005.6	-1569.7	-437.0
maxM3	KN-m	218	ECC_7	-85.9	34.8	56.9	90.1	841.8
minM3	KN-m	262	ECC_11	-388.4	-356.1	869.8	-383.4	-1957.1

### Sollecitazione allo SLE

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	263	SLE_1	24.5	29.6	23.2	95.1	76.2
minP	KN	3	SLE_1	-813.2	3.5	67.5	22.8	208.3
maxV2	KN	270	SLE_2	17.1	128.3	-29.0	12.8	112.6
minV2	KN	235	SLE_2	-59.0	-128.3	29.0	-150.2	53.2
maxV3	KN	290	SLE_2	-183.9	117.2	286.4	-211.5	-393.3
minV3	KN	218	SLE_2	-199.5	-117.2	-286.4	165.6	550.7
maxM2	KN-m	218	SLE_2	-183.9	-117.2	-286.4	211.5	393.3
minM2	KN-m	290	SLE_2	-183.9	117.2	286.4	-211.5	-393.3
maxM3	KN-m	218	SLE_2	-199.5	-117.2	-286.4	165.6	550.7
minM3	KN-m	262	SLE_2	-199.6	-117.1	286.3	-166.0	-550.8

15.2.1 Verifica a taglio

**VERIFICA A TAGLIO**

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  1572.2 kN

$N_{Ed}$  0 kN

Calcestruzzo

**C32/40**

$R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  33.2 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$f_{cd}$  18.81 N/mm<sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1.5

Altezza sezione

$h$  2000 mm

Copriferro

$c$  86 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  1914 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  2000000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

n 8

$\emptyset$  24 mm

$A_{sl}$  3617.28 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0.0019 ≤ 0.02 ok

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0.0000 ≤ 0.2  $f_{cd}$  ok

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

$k$  1.32 ≤ 2 ok

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

$v_{\min}$  0.24

$V_{Rd}$  560.56 kN

**Verifica:**

$V_{Rd} > V_{Ed}$

**NON VERIFICATA**

La sezione non risulta verificata a taglio, pertanto sono state inserite delle staffe  $\phi 14/25$  a quattro braccia.

### Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
diametro staffe		$\emptyset$	<b>14 mm</b>
numero bracci staffe		n	<b>4</b>
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	615.75 mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>250 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	9.41 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	1660.20 kN
		$V_{Rcd}$	8101.96 kN
		$V_{Rd}$	1660.20 kN
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

La verifica risulta soddisfatta.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

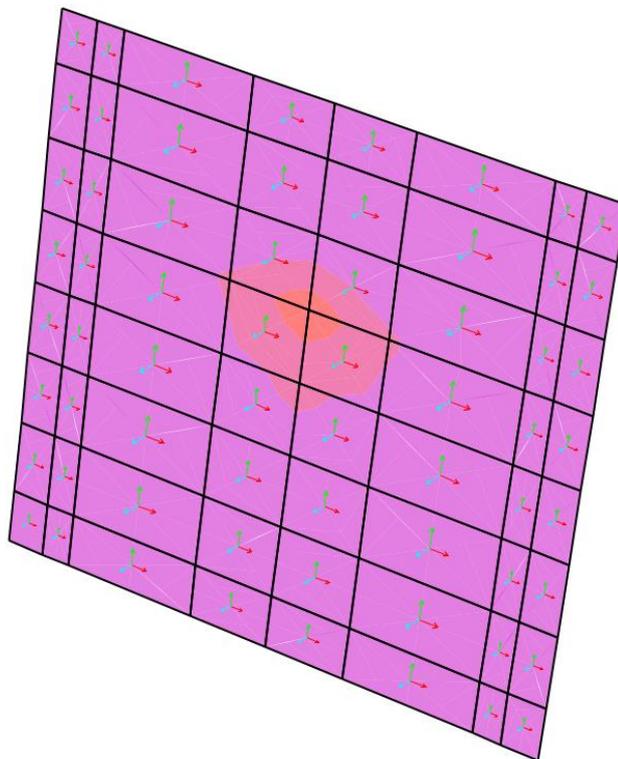
00

D 78

CL MU0000 008

A

44 di 78



Le staffe si inseriscono solamente dove necessario, cioè a partire da un'altezza di 2.50 m dall'estradosso della fondazione per tutto lo spessore del muro. Come si può notare dall'immagine precedente al di sotto di tale quota la sezione non necessita di armatura a taglio.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	45 di 78

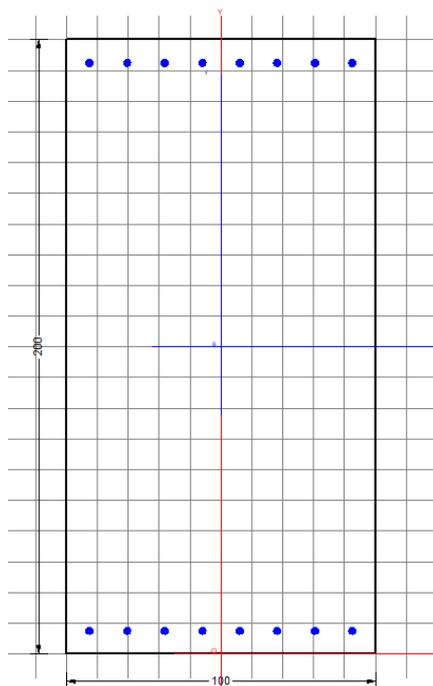
### 15.2.2 Verifica a flessione

Sono state eseguite due verifiche a flessione, rispettivamente per le sollecitazioni massime e le sollecitazioni minime.

La sezione trasversale è stata armata con 1 ordine di armatura di 8  $\phi$ 24 sia superiormente che inferiormente.

Il copriferro è pari a:

$$c = 50 + \varphi_{\text{arm. long}} + \varphi/2 = 86 \text{ mm}$$



### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Trave
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336428	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	46 di 78

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	132.80	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

**ACCIAIO -**

Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0 daN/cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	200.0	cm
Barre inferiori:	8Ø24	(36.2 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø24	(36.2 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	8.6	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	84180	0	0
2	0	-195710	0	0

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	55080
2	0	-55080

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	55080 (234784)
2	0	-55080 (-234784)

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

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	47 di 78

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	55080 (234784)
2	0	-55080 (-234784)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.4 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	84180	-22	265440	3.153	191.1	0.05	0.70	36.2 (34.3)
2	S	0	-195710	-22	-265440	1.356	8.9	0.05	0.70	36.2 (34.3)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00329	200.0	0.00011	191.4	-0.06750	8.6
2	0.00329	0.0	0.00011	8.6	-0.06750	191.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)  
Sc min Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X, Y, O)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	48 di 78

Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\emptyset/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.5	200.0	0.0	163.0	-847	191.4	21.5	2150	36.2	11.8
2	S	13.5	0.0	0.0	37.0	-847	8.6	21.5	2150	36.2	11.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
 K2 =  $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$  secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00045	0.00010	-0.00039	0.93	0.60	0.000254 (0.000254)	704	0.179 (0.20)	234784
2	S	-0.00045	0.00010	-0.00039	0.93	0.60	0.000254 (0.000254)	704	0.179 (0.20)	-234784

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.5	200.0	0.0	163.0	-847	191.4	21.5	2150	36.2	11.8
2	S	13.5	0.0	0.0	37.0	-847	8.6	21.5	2150	36.2	11.8

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00045	0.00010	-0.00039	0.93	0.60	0.000254 (0.000254)	704	0.179 (0.20)	234784
2	S	-0.00045	0.00010	-0.00039	0.93	0.60	0.000254 (0.000254)	704	0.179 (0.20)	-234784

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

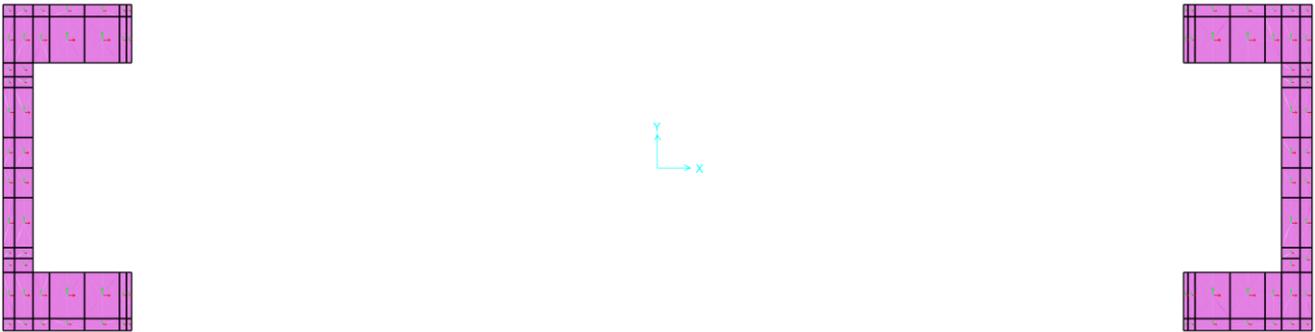
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.5	200.0	0.0	163.0	-847	191.4	21.5	2150	36.2	11.8
2	S	13.5	0.0	0.0	37.0	-847	8.6	21.5	2150	36.2	11.8

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00045	0.00010	-0.00039	0.93	0.40	0.000254 (0.000254)	704	0.179 (0.20)	234784
2	S	-0.00045	0.00010	-0.00039	0.93	0.40	0.000254 (0.000254)	704	0.179 (0.20)	-234784

## 16 VERIFICHE FONDAZIONE

Per la verifica della fondazione sono stati eseguiti i calcoli per la sezione longitudinale e trasversale del muro. Il calcolo è stato eseguito ricavando le sollecitazioni della fondazione, depurata dalla pianta del muro che vi si intesta.



*Figura 16 – Oggetto di verifica.*

## 16.1 SEZIONE TRASVERSALE

La sezione trasversale ha dimensioni 2.75\*0.80 m: in fase di calcolo si considera una sezione di base 1 m e altezza 0.80 m. Si riportano di seguito gli output delle sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo:

### Sollecitazioni allo SLU

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	305	ECC_11	470.8	-7.5	124.6	3.9	16.7
minP	KN	292	ECC_12	-507.2	-19.8	102.4	-1.9	14.3
maxV2	KN	140	ECC_14	91.3	317.3	343.1	-48.5	-82.3
minV2	KN	139	ECC_12	0.7	-371.4	12.1	-187.9	-30.4
maxV3	KN	134	ECC_13	-112.0	-212.8	365.3	-47.5	-91.4
minV3	KN	33	ECC_11	269.6	76.9	-245.8	-16.3	91.0
maxM2	KN-m	51	ECC_11	-151.7	-368.5	-125.3	457.4	154.2
minM2	KN-m	140	ECC_12	42.7	-271.0	49.5	-338.9	16.0
maxM3	KN-m	140	ECC_14	-379.3	317.3	343.1	379.8	320.6
minM3	KN-m	121	ECC_13	265.5	-182.7	167.2	-218.9	-145.4

### Sollecitazione allo SLE

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	292	SLE_2	158.6	6.1	-59.3	-0.5	15.7
minP	KN	121	SLE_2	-75.4	173.4	-92.9	223.3	104.4
maxV2	KN	140	SLE_2	48.7	173.5	93.7	-20.5	-13.6
minV2	KN	51	SLE_2	48.7	-173.4	-93.7	-20.5	-13.6
maxV3	KN	83	SLE_1	42.1	137.6	121.6	-68.6	-22.2
minV3	KN	154	SLE_2	74.7	163.9	-170.3	-36.6	18.0
maxM2	KN-m	140	SLE_2	-75.3	173.5	93.7	223.5	104.7
minM2	KN-m	123	SLE_1	42.0	-137.6	-121.7	-68.7	-22.3
maxM3	KN-m	83	SLE_1	-49.6	137.6	121.6	139.4	115.6
minM3	KN-m	122	SLE_1	-1.9	-92.6	23.6	-52.6	-26.8

16.1.1 Verifica a taglio

**VERIFICA A TAGLIO**

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  318 kN

$N_{Ed}$  0 kN

Calcestruzzo

**C32/40**

$R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  33.2 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$f_{cd}$  18.81 N/mm<sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1.5

Altezza sezione

$h$  800 mm

Copriferro

$c$  62 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  738 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  800000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

n 8

$\emptyset$  24 mm

$A_{sl}$  3617.28 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0.0049 ≤ 0.02 ok

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0.0000 ≤ 0.2  $f_{cd}$  ok

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

$k$  1.52 ≤ 2 ok

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

$v_{\min}$  0.27

$V_{Rd}$  341.25 kN

**Verifica:**

$V_{Rd} > V_{Ed}$

**VERIFICATA**

La verifica risulta soddisfatta.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

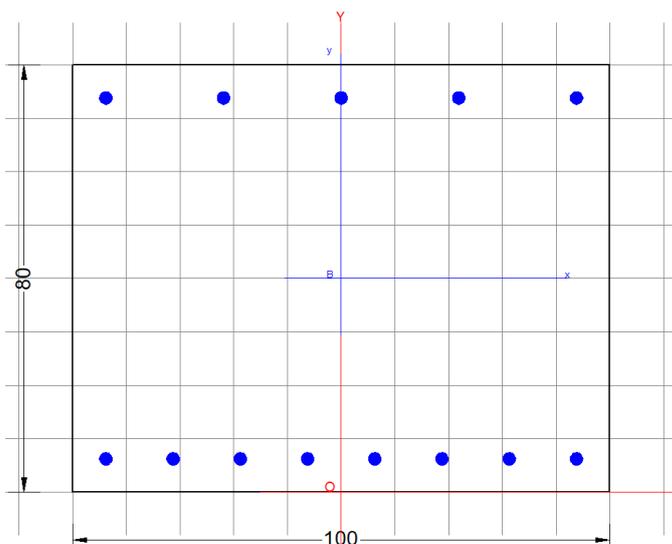
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	52 di 78

### 16.1.2 Verifica a flessione

La sezione trasversale è stata armata con 1 ordine di armatura di 8  $\varnothing 24$  sia superiormente che inferiormente.

Il copriferro è pari a:

$$c = 50 + \varphi/2 = 62 \text{ mm}$$



### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Trave
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336428	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	132.80	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	53 di 78

Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	8Ø24	(36.2 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø24	(36.2 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.2	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	45740	0	0
2	0	-33890	0	0

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	22350
2	0	-6870

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	22350 (42680)
2	0	-6870 (-42680)

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	22350 (42680)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	54 di 78

2 0 -6870 (-42680)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.1 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	45740	13	99244	2.170	72.9	0.10	0.70	36.2 (13.2)
2	S	0	-33890	13	-99244	2.928	7.1	0.10	0.70	36.2 (13.2)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	80.0	0.00046	73.8	-0.03272	6.2
2	0.00350	0.0	0.00046	6.2	-0.03272	73.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	55 di 78

1	S	23.7	80.0	0.0	59.4	-920	73.8	15.5	1550	36.2	12.5
2	S	7.3	0.0	0.0	20.7	-283	6.2	15.5	1550	36.2	12.5

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00051	0.00018	-0.00038	0.87	0.60	0.000276 (0.000276)	474	0.131 (0.20)	42680
2	S	-0.00016	0.00005	-0.00012	0.87	0.60	0.000085 (0.000085)	474	0.040 (0.20)	-42680

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	23.7	80.0	0.0	59.4	-920	73.8	15.5	1550	36.2	12.5
2	S	7.3	0.0	0.0	20.7	-283	6.2	15.5	1550	36.2	12.5

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00051	0.00018	-0.00038	0.87	0.60	0.000276 (0.000276)	474	0.131 (0.20)	42680
2	S	-0.00016	0.00005	-0.00012	0.87	0.60	0.000085 (0.000085)	474	0.040 (0.20)	-42680

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	23.7	80.0	0.0	59.4	-920	73.8	15.5	1550	36.2	12.5
2	S	7.3	0.0	0.0	20.7	-283	6.2	15.5	1550	36.2	12.5

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00051	0.00018	-0.00038	0.87	0.40	0.000276 (0.000276)	474	0.131 (0.20)	42680
2	S	-0.00016	0.00005	-0.00012	0.87	0.40	0.000085 (0.000085)	474	0.040 (0.20)	-42680

## 16.1 SEZIONE LONGITUDINALE

La sezione longitudinale ha dimensioni 7.0\*0.80 m: in fase di calcolo si considera una sezione di base 1 m e altezza 0.80 m. Si riportano di seguito gli output delle sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo:

### Sollecitazioni allo SLU

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	305	ECC_11	470.8	-7.5	124.6	3.9	16.7
minP	KN	292	ECC_12	-507.2	-19.8	102.4	-1.9	14.3
maxV2	KN	140	ECC_14	91.3	317.3	343.1	-48.5	-82.3
minV2	KN	139	ECC_12	0.7	-371.4	12.1	-187.9	-30.4
maxV3	KN	134	ECC_13	-112.0	-212.8	365.3	-47.5	-91.4
minV3	KN	33	ECC_11	269.6	76.9	-245.8	-16.3	91.0
maxM2	KN-m	51	ECC_11	-151.7	-368.5	-125.3	457.4	154.2
minM2	KN-m	140	ECC_12	42.7	-271.0	49.5	-338.9	16.0
maxM3	KN-m	140	ECC_14	-379.3	317.3	343.1	379.8	320.6
minM3	KN-m	121	ECC_13	265.5	-182.7	167.2	-218.9	-145.4

### Sollecitazione allo SLE

		Area	OutputCase	F22	V13	V23	M11	M22
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	292	SLE_2	158.6	6.1	-59.3	-0.5	15.7
minP	KN	121	SLE_2	-75.4	173.4	-92.9	223.3	104.4
maxV2	KN	140	SLE_2	48.7	173.5	93.7	-20.5	-13.6
minV2	KN	51	SLE_2	48.7	-173.4	-93.7	-20.5	-13.6
maxV3	KN	83	SLE_1	42.1	137.6	121.6	-68.6	-22.2
minV3	KN	154	SLE_2	74.7	163.9	-170.3	-36.6	18.0
maxM2	KN-m	140	SLE_2	-75.3	173.5	93.7	223.5	104.7
minM2	KN-m	123	SLE_1	42.0	-137.6	-121.7	-68.7	-22.3
maxM3	KN-m	83	SLE_1	-49.6	137.6	121.6	139.4	115.6
minM3	KN-m	122	SLE_1	-1.9	-92.6	23.6	-52.6	-26.8

### 16.1.1 Verifica a taglio

## VERIFICA A TAGLIO

### Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  365.3 kN

$N_{Ed}$  0 kN

Calcestruzzo

**C32/40**

$R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  33.2 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$f_{cd}$  18.81 N/mm<sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1.5

Altezza sezione

$h$  800 mm

Copriferro

$c$  86 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  714 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  800000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

n 8

$\emptyset$  24 mm

$A_{sl}$  3617.28 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0.0051 ≤ 0.02 **ok**

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0.0000 ≤ 0.2  $f_{cd}$  **ok**

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

$k$  1.53 ≤ 2 **ok**

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$v_{\min}$  0.27

$V_{Rd}$  335.71 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**NON VERIFICATA**

La sezione non risulta verificata a taglio, pertanto sono state inserite delle staffe  $\phi 12/25$  a quattro braccia.

### Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
diametro staffe		$\emptyset$	<b>12 mm</b>
numero bracci staffe		n	<b>4</b>
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	452.39 mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>250 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	9.41 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	455.01 kN
		$V_{Rcd}$	3022.36 kN
		$V_{Rd}$	455.01 kN
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

La verifica risulta soddisfatta.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

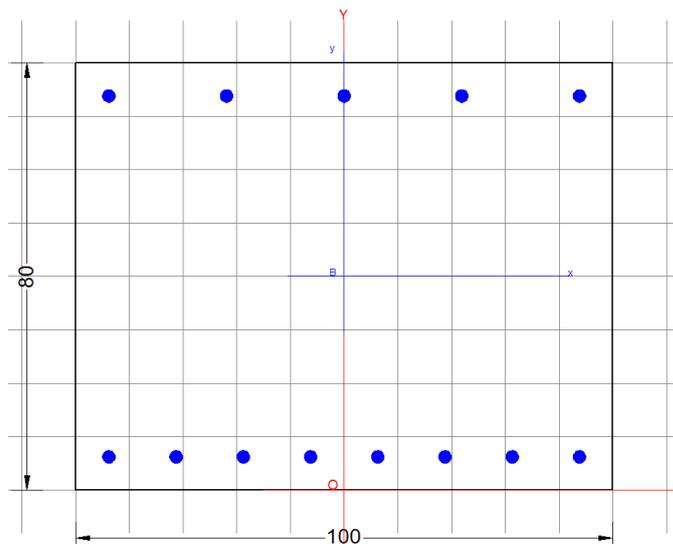
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	59 di 78

### 16.1.2 Verifica a flessione

La sezione trasversale è stata armata con 1 ordine di armatura di 8  $\varnothing 24$  sia superiormente che inferiormente.

Il copriferro è pari a:

$$c = 50 + \varphi/2 = 62 \text{ mm}$$



### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Trave
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336428	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	132.80	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	60 di 78

Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	8Ø24	(36.2 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø24	(36.2 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	8.6	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	32060	0	0
2	0	-14540	0	0

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	11560
2	0	-2680

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	11560 (41363)
2	0	-2680 (-41363)

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	11560 (41363)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	61 di 78

2 0 -2680 (-41363)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.4 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	32060	-11	95553	2.980	71.2	0.12	0.70	36.2 (12.8)
2	S	0	-14540	-11	-95553	6.572	8.8	0.12	0.70	36.2 (12.8)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	80.0	0.00010	71.4	-0.02475	8.6
2	0.00350	0.0	0.00010	8.6	-0.02475	71.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	62 di 78

1	S	13.4	80.0	0.0	59.4	-498	71.4	19.8	1982	36.2	11.8
2	S	3.1	0.0	0.0	20.7	-115	8.6	19.8	1982	36.2	11.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00029	0.00010	-0.00019	0.83	0.60	0.000149 (0.000149)	624	0.093 (0.20)	41363
2	S	-0.00007	0.00002	-0.00004	0.83	0.60	0.000035 (0.000035)	624	0.022 (0.20)	-41363

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.4	80.0	0.0	59.4	-498	71.4	19.8	1982	36.2	11.8
2	S	3.1	0.0	0.0	20.7	-115	8.6	19.8	1982	36.2	11.8

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00029	0.00010	-0.00019	0.83	0.60	0.000149 (0.000149)	624	0.093 (0.20)	41363
2	S	-0.00007	0.00002	-0.00004	0.83	0.60	0.000035 (0.000035)	624	0.022 (0.20)	-41363

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.4	80.0	0.0	59.4	-498	71.4	19.8	1982	36.2	11.8
2	S	3.1	0.0	0.0	20.7	-115	8.6	19.8	1982	36.2	11.8

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00029	0.00010	-0.00019	0.83	0.40	0.000149 (0.000149)	624	0.093 (0.20)	41363
2	S	-0.00007	0.00002	-0.00004	0.83	0.40	0.000035 (0.000035)	624	0.022 (0.20)	-41363

## 17 VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE

I micropali hanno un diametro di 250 mm e lunghezza di 12 m, con armatura tubolare di 177.8 e spessore 12 mm.

La verifica a pressoflessione deviata dei pali è stata eseguita nella sezione di sommità, a quota intradosso plinto di fondazione, dove le sollecitazioni sono massime.

Di seguito si riporta l'output dell'output delle sollecitazioni ottenute in testa al palo, costituite dalle combinazioni agli SLU e dalle combinazioni eccezionali:

		Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
maxP	KN	195	ECC_11	<b>104.80</b>	-0.98	300.42	0.00	0.00
minP	KN	177	ECC_7	<b>-103.87</b>	-20.13	188.60	0.00	0.00
maxV2	KN	188	ECC_13	18.47	<b>5.46</b>	101.97	0.00	0.00
minV2	KN	174	ECC_10	-79.08	<b>-87.05</b>	236.92	0.00	0.00
maxV3	KN	132	ECC_12	85.80	-0.71	<b>332.65</b>	0.00	0.00
minV3	KN	180	ECC_12	87.88	-0.62	<b>-224.74</b>	0.00	0.00
maxT	KN-m	33	ECC_5	6.57	-12.84	48.40	<b>0.00</b>	0.00
minT	KN-m	33	ECC_5	6.57	-12.84	48.40	<b>0.00</b>	0.00
maxM2	KN-m	33	ECC_5	6.57	-12.84	48.40	0.00	<b>0.00</b>
minM2	KN-m	33	ECC_5	6.57	-12.84	48.40	0.00	<b>0.00</b>

Il taglio in testa al palo è stato ottenuto con la radice quadrata della somma dei quadrati dei valori nelle due direzioni: in questo caso il valore massimo è pari a  $[(-103.87)^2 + (-20.13^2)]^{1/2} = 105.8$  kN.

Le sollecitazioni più gravose sono ottenute per i carichi in combinazione eccezionale, pertanto le verifiche vengono eseguite con i coefficienti di sicurezza unitari.

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 008

A

64 di 78

Per la verifica a capacità portante, per la valutazione dei coefficienti  $\alpha$  e  $s$  si fa riferimento alle seguenti tabelle:

Valori del coefficiente $\alpha$ ( $V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$ )				
TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Indicazioni per la scelta del valore di $s$		
TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare mamoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

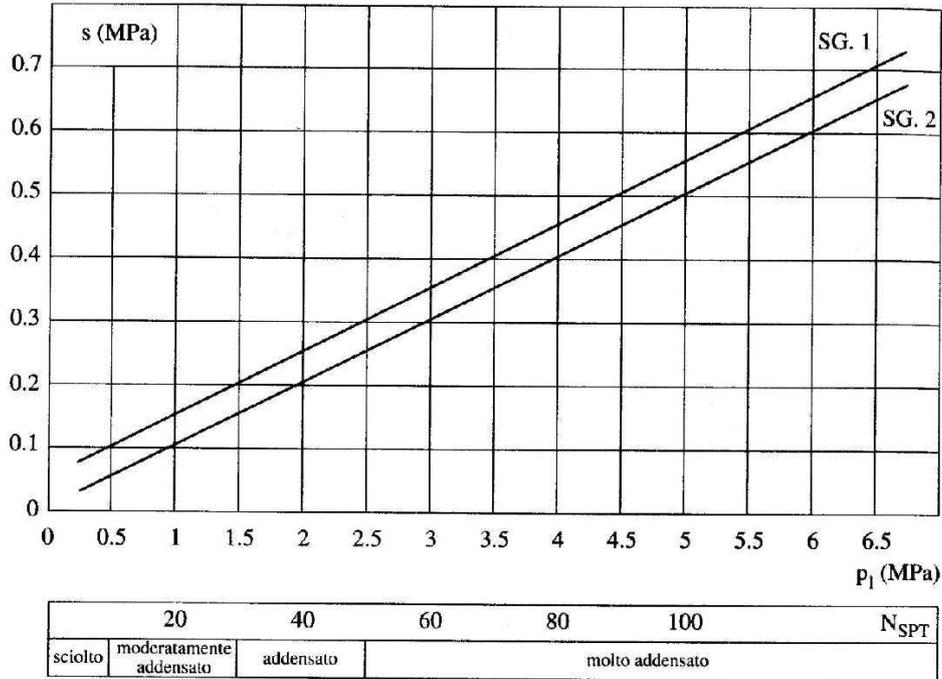


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di  $s$  per sabbie e ghiaie

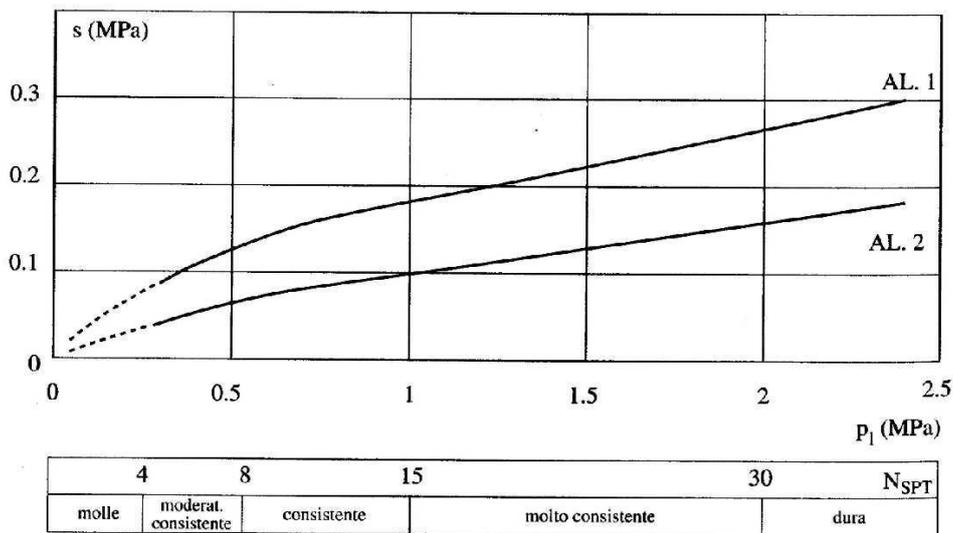


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di  $s$  per argille e limi

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.

Unità geotecnica	$\alpha$	s
L1	1.1	0.07

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica  $R_k$  del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione  $\xi$  (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

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

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

MURI DI PROTEZIONE  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	67 di 78

### 17.1.1 Verifica micropalo compresso

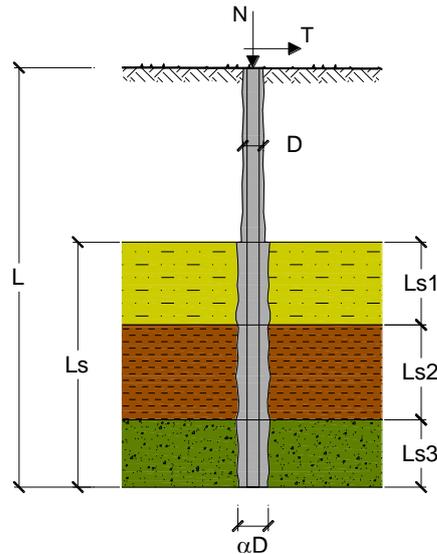
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo

#### DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	332.65	0.00	332.65
T (kN)	105.80	0.00	105.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_t$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

#### Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

#### Armatura:

IPE   
  INP   
  HEA   
  HEB   
  HEM   
  Tubi   
  ALTRO

IPE 180   
 INP 160   
 HEA 300   
 HEB 160   
 HEM 200   
  $\phi 177,8 \times 12,0$

**$\phi 177,8 \times 12,0$**

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	68 di 78

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 6251 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 2.159E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 242,863 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio γ<sub>M</sub>: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l <sub>s<sub>i</sub></sub> (m)	α (-)	Ds <sub>i</sub> = α * D (m)	s <sub>i</sub> media (MPa)	s <sub>i</sub> minima (MPa)	s <sub>i</sub> calcolo (MPa)	Qs <sub>i</sub> (kN)
L1	12.00	1.10	0.28	0.070	0.070	0.070	725.71
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

L<sub>s</sub> = 12.00 (m)      QI = 725.71 (kN)

**Capacità portante di punta**

Q<sub>p</sub> = %Punta \* QI (consigliato 10-15%)

% Punta 15%      Q<sub>p</sub> = 108.86 (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALLO**

Q<sub>lim</sub> = Q<sub>b</sub> + QI

Q<sub>lim</sub> = 834.56 (kN)

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

F<sub>s</sub> = Q<sub>lim</sub> / N (F<sub>s</sub> > 1)

F<sub>s</sub> = 2.51

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0.536 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 98.64 (kN m)

### 17.1.2 Verifica micropalo teso

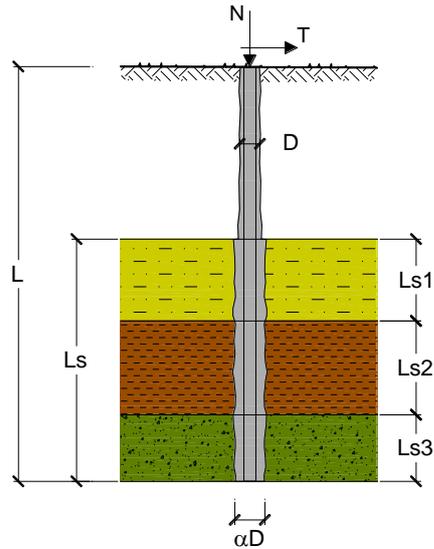
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** Micropalo

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	-224.74	0.00	-224.74
<b>T (kN)</b>	105.80	0.00	105.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{ traz}}$
SLS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.00

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.25 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **12.00 (m)**

**Armatura:**

IPE   
 INP   
 HEA   
 HEB   
 HEM   
 Tubi   
 ALTRO

IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200    **Ø177,8 x 12,0**

**Ø177,8 x 12,0**

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	70 di 78

Area dell'armatura ( $A_{arm}$ ): 6251 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura ( $J_{arm}$ ): 2.159E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura ( $W_{arm}$ ): 242,863 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio  ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$  1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_{arm}$ ): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l s_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $l s_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
L1	12.00	1.10	0.28	0.070	0.070	0.070	725.71
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 12.00$  (m)  $QI = 725.71$  (kN)

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta 15%

$Qp = 0.00$  (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 725.71$  (kN)

$Fs = 3.23$

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

### 17.1.3 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate

#### Momento di plasticizzazione

##### Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

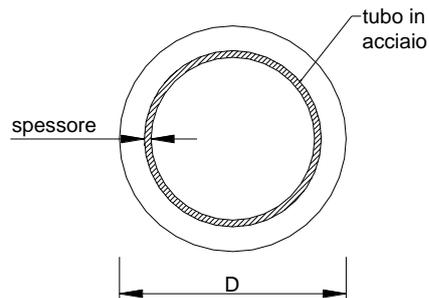
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 177.8 (mm)

Spessore = 12.0 (mm)

Sforzo Normale = 101.97 (kN)



##### Caratteristiche dei Materiali

malta

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$  (N/mm<sup>2</sup>)

Acciaio

tipo di acciaio

S 355 (Fe 510)

$f_{yk}$  = 355 (Mpa)

$\gamma_m$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$  (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.147%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

##### Momento di Plasticizzazione

My = 111.0 (kN m)

Inserisci

<b>Hp. Broms</b>	$\gamma_R$	<b>1</b>	Resistenza globale
<b>A1+M1+R3</b>	$\xi_3$	<b>1</b>	Verticali di indagine
	$\eta$	<b>0.8</b>	Efficienza palificata

Opera: **Prova 01**

#### Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	Tipo	$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$K_p$	$C_u$
			kN/mc	kPa	°	-	kPa
1	<b>L1</b>	Incoerente	<b>19</b>	<b>3</b>	<b>23</b>	2.28	

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 008

A

72 di 78

$d_{\text{palo}}$	<b>0.25</b>	m
$L_{\text{palo}}$	<b>12</b>	m
$Z_{\text{testa palo}}$	1.6	m
$Z_w$	<b>8</b>	m
$\gamma_{\text{rinterro}}$	<b>18</b>	kN/mc
$q$	<b>28.8</b>	kPa

Per Broms modificato: possibilità di tener conto di un sovraccarico di monte

$M_{\text{Rd}}$	<b>111</b>	kNm
$T_{\text{Ed}}$	<b>105.8</b>	kN

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	$Z_{i-f}$	spessore	$s_v$	$u$	$s'_v$	$p$
		m	m	kPa	kPa	kPa	kN/m
1	L1	0	<b>12</b>	28.8	0	28.8	49.304656
		0.375		35.925	0	35.925	62
		0.375		35.925	0	35.925	62
		12		263.925	40	223.925	383

Meccanismo	$T_{\text{MAX}}$	$M_{\text{MAX}}$	$a^{(*)}$	$f^{(**)}$
	kN	kNm	m	m
Palo Corto	2778	20603	-	-
Palo intermedio	2797	20714	17.86	-
Palo lungo	772	111	-	5.54

(\*)  $a$  = profondità punto di rotazione

(\*\*)  $f$  = profondità formazione seconda cerniera plastica

Resistenza di progetto	$T_{\text{Rk,s}}$ [kN]	772	Resistenza caratteristica palo singolo
	$T_{\text{Rd,s}}$ [kN]	772	Resistenza di progetto palo singolo
	$T_{\text{Rd,g}}$ [kN]	618	Resistenza di progetto palificata

Verifica	$T_{\text{Ed}}$ [kN]	105.8	<b>OK</b>
	$T_{\text{Rd}}$ [kN]	618	

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU0000 008

REV.

A

FOGLIO

73 di 78

#### 17.1.4 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate

##### Momento di plasticizzazione

##### Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

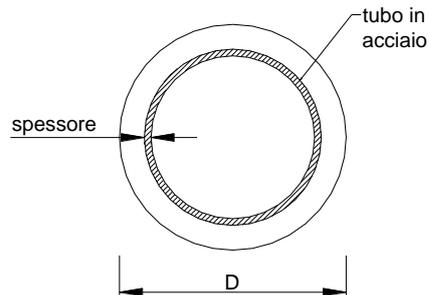
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 177.8 (mm)

Spessore = 12.0 (mm)

Sforzo Normale = 101.97 (kN)



##### Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 355 (Mpa)

$\gamma_m$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7 \text{ (Mpa)}$

Es = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.147%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

##### Momento di Plasticizzazione

My = 111.0 (kN m)

Inserisci

<b>Hp. Broms</b>	$\gamma_R$	<b>1</b>	Resistenza globale
<b>A1+M1+R3</b>	$\xi_3$	<b>1</b>	Verticali di indagine
	$\eta$	<b>0.8</b>	Efficienza palificata

Opera: **Prova 01**

##### Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	Tipo	$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$K_p$	$C_u$
			kN/mc	kPa	°	-	kPa
1	<b>L1</b>	Coesivo	<b>19</b>	<b>3</b>	<b>23</b>	<b>2.28</b>	<b>35</b>

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	74 di 78

$d_{\text{palo}}$	<b>0.25</b>	m
$L_{\text{palo}}$	<b>12</b>	m
$Z_{\text{testa palo}}$	1.6	m
$Z_w$	<b>8</b>	m
$\gamma_{\text{rinterro}}$	<b>18</b>	kN/mc
$q$	<b>28.8</b>	kPa

Per Broms modificato: possibilità di tener conto di un sovraccarico di monte

$M_{\text{Rd}}$	<b>111</b>	kNm
$T_{\text{Ed}}$	<b>105.8</b>	kN

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	$Z_{i-f}$	spessore	$s_v$	$u$	$s'_v$	$p$
		m	m	kPa	kPa	kPa	kN/m
1	L1	0	<b>12</b>	28.8	0	28.8	0
		0.375		35.925	0	35.925	0
		0.375		35.925	0	35.925	79
		12		263.925	40	223.925	79

Meccanismo	$T_{\text{MAX}}$	$M_{\text{MAX}}$	$a^{(*)}$	$f^{(**)}$
	kN	kNm	m	m
Palo Corto	914	5618	-	-
Palo intermedio	915	5553	17.86	-
<b>Palo lungo</b>	407	111	-	5.54

(\*) a = profondità punto di rotazione

(\*\*) f = profondità formazione seconda cerniera plastica

<b>Resistenza di progetto</b>	$T_{\text{Rk,s}}$ [kN]	407	Resistenza caratteristica palo singolo
	$T_{\text{Rd,s}}$ [kN]	407	Resistenza di progetto palo singolo
	$T_{\text{Rd,g}}$ [kN]	325	Resistenza di progetto palificata

<b>Verifica</b>	$T_{\text{Ed}}$ [kN]	105.8	<b>OK</b>
	$T_{\text{Rd}}$ [kN]	325	

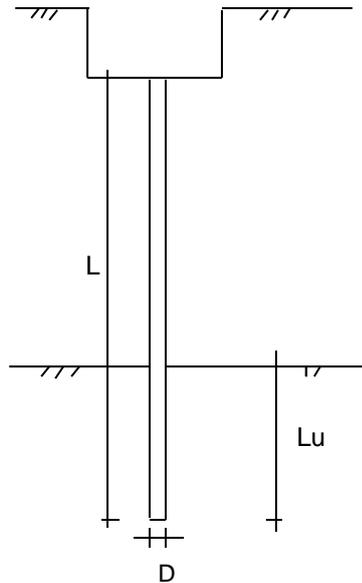
## 17.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

### CALCOLO DEL CEDIMENTO

**OPERA:** Micropalo

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D): 0.25 (m)  
 Carico massimo sul palo (Pmax): 332.65 (kN)  
 Lunghezza del Palo (L): 12.00 (m)  
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 12.00 (m)  
 Modulo di Deformazione (E): 20000 (kN/m<sup>2</sup>)



**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 2.18 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad 3.02 \quad (\text{mm})$$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	76 di 78

## 18 VERIFICHE STRUTTURALI – MICROPALI DI FONDAZIONE

### Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari - UNI EN 10219 - 2 -1999

Dot. Ing. Simone Caffè

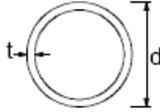
Diametro esterno nominale	D	177.80 [mm]
Spessore nominale	T	12.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	153.80 [mm]

### CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	62.5 [cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia	I	2159 [cm <sup>4</sup> ]
Raggio d'inerzia	i	5.88 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W <sub>el,yy</sub>	243 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W <sub>pl,yy</sub>	330 [cm <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia torsionale	I <sub>t</sub>	4318 [cm <sup>4</sup> ]
Modulo di torsione	C <sub>t</sub>	486 [cm <sup>3</sup> ]

### CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f <sub>y</sub>	355 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81 [-]
<b>Classificazione</b>		
Diametro	d	177.80 [mm]
Spessore	t	12.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	14.82 [-]
Classificazione della sezione		<b>CLASSE 1</b>

Tubular sections						
						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f <sub>y</sub>	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε <sup>2</sup>	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 008

A

77 di 78

## VERIFICHE DI RESISTENZA

per sezioni di classe 1,2

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	<b>332.65</b>	KN
	$M_{ed} =$	<b>98.64</b>	KNm
	$V_{ed} =$	<b>105.8</b>	KN

Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	2218.93	KN
	$M_{c,rd} =$	117.31	KNm
	$V_{c,rd} =$	815.57	KN

Condizione

$$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd} \quad \text{SI} \quad \Rightarrow \quad \text{taglio non influenza la resistenza a flessione}$$

$$\Rightarrow \quad \rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$$

Compressione  $N_{ed}/N_{c,rd} =$  **0.149914**  $\leq 1$

Flessione  $M_{ed}/M_{c,rd} =$  **0.840847**  $\leq 1$

Taglio  $V_{ed}/V_{c,rd} =$  **0.129725**  $\leq 1$

Flessione e Taglio

$$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} = 117.3103 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{v,rd} =$$
 **0.840847**  $\leq 1$

Presso-Flessione  $n=N_{ed}/N_{c,rd} =$  0.149914

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 117.1577 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} =$$
 **0.841942**  $\leq 1$

Presso-Flessione e Taglio

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 117.1577 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} =$$
 **0.841942**  $\leq 1$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU32

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 008	A	78 di 78

## 19 INCIDENZA

INCIDENZA		
Paramento	100	kg/m <sup>3</sup>
Fondazione	120	kg/m <sup>3</sup>