

# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



**Regione Lombardia**

Provincia di Milano

**Legge n. 345/97**

## Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale  
all'aeroporto di Malpensa 2000

( CONVENZIONE DEL 29.10.1999 )

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta  
e la Tangenziale ovest di Milano  
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede  
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

**PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE**

**E - OPERE D'ARTE MINORI**

**TRATTA C : ALBAIRATE - OZZERO**  
Passerella ciclopedonale (Progr. Km 1+462)  
relazione di calcolo

Revisioni	Controllato	Approvato	Data : .....Dicembre 2008.....	Scala : .....-.....
			Agg.to : .....Novembre 2014.....	All.to n. ....E.5.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.  
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



**errevia** S. R. L.  
RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE

Centro operativo: 20090 TREZZANO s/N (MI), via Cristoforo Colombo n. 23

Il Progettista :

Il Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Alberto RINALDI

.....  
.....

Visto

La Direzione Centrale Progettazione :  
Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto

Il Responsabile del Procedimento :  
Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....

**LEGGE n.345/97**  
**ACCORDO DI PROGRAMMA QUADRO IN MATERIA DI TRASPORTI**  
**REALIZZAZIONE DI UN SISTEMA INTEGRATO DI ACCESSIBILITA'**  
**FERROVIARIA E STRADALE ALL'AEROPORTO DI MALPENSA 2000**  
**(Convenzione del 29.10.1999)**

**Collegamento tra la S.S.11 a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano**

**Variante di Abbiategrasso sulla S.S.494 e adeguamento del tratto**  
**Abbiategrasso Vigevano**

**Tratta "C" – Albairate - Ozzero**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**PASSERELLA CICLOPEDONALE**

**Relazione di calcolo**

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI</b> .....	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE MATERIALI</b> .....	<b>11</b>
4.1	Calcestruzzi per getti in opera.....	11
4.2	Acciaio per cemento armato.....	12
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>13</b>
5.1	Peso proprio e permanenti.....	13
5.2	Azioni variabili da traffico.....	13
5.3	Azione della neve.....	13
5.4	Azione del vento.....	13
5.5	Spinta del terreno.....	15
5.6	Ritiro differenziale.....	16
5.7	Variazioni termiche.....	17
5.8	Azione sismica.....	17
5.9	Reazioni impalcato.....	22
<b>6</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE</b> .....	<b>23</b>
6.1	Verifiche di resistenza.....	23
6.1.1	<i>Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi</i> .....	23
6.2	Verifiche agli stati limite di esercizio.....	23
6.2.1	<i>Definizione degli stati limite di fessurazione</i> .....	23
6.2.2	<i>Condizioni ambientali</i> .....	23
6.2.3	<i>Sensibilità delle armature alla corrosione</i> .....	24
6.2.4	<i>Scelta degli stati limite di fessurazione</i> .....	24
6.2.5	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i> .....	24
6.2.6	<i>Verifiche alle tensioni di esercizio</i> .....	25
6.3	Combinazioni di carico.....	26
6.4	Convenzione.....	28
<b>7</b>	<b>ANALISI E DIMENSIONAMENTO PULVINO</b> .....	<b>29</b>
7.1	Verifica sezione centrale.....	29
<b>8</b>	<b>ANALISI E DIMENSIONAMENTO PILE</b> .....	<b>33</b>
8.1	Verifica sezione di base.....	34
<b>9</b>	<b>ANALISI E DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI DIRETTE</b> .....	<b>37</b>
9.1	Verifiche SLU.....	37
9.2	Verifiche di capacità portante.....	38
9.3	Verifica a scorrimento.....	41

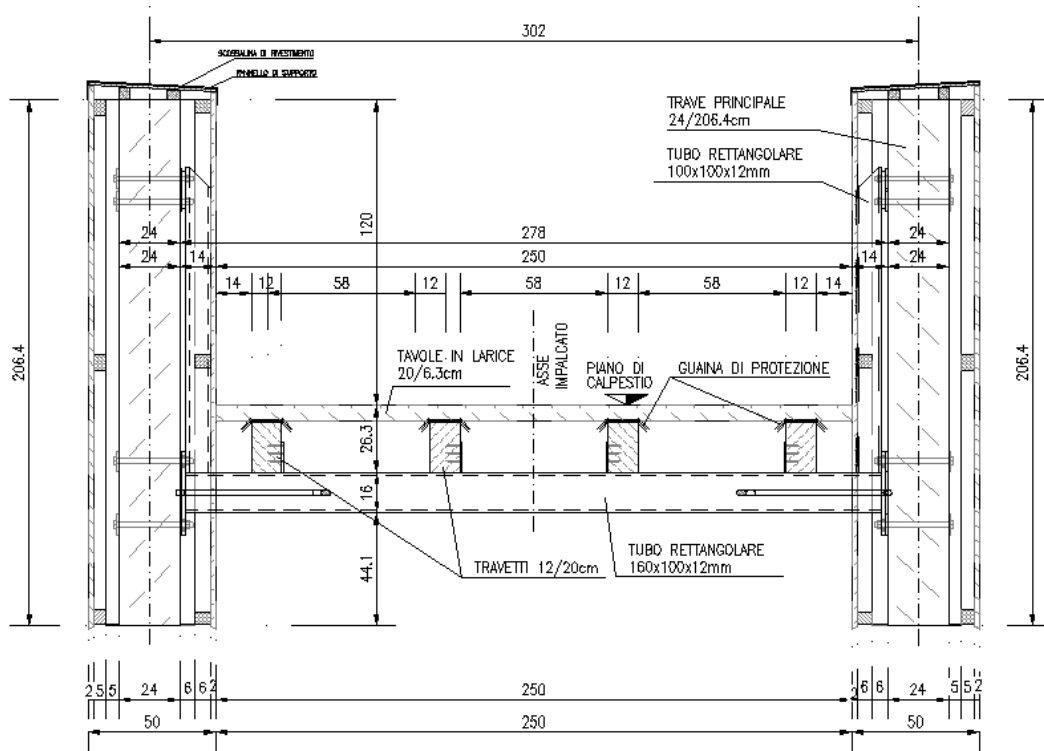


9.4	Verifica al ribaltamento.....	41
9.5	Verifica armatura .....	41
<b>10</b>	<b>VERIFICA SCATOLARI .....</b>	<b>44</b>
10.1	Sezione 3.40x5.70 m.....	44
10.1.1	Condizioni di carico .....	45
10.1.2	Impostazioni di progetto .....	46
10.1.3	Descrizione combinazioni di carico .....	47
10.1.4	Analisi della spinta e verifiche .....	54
10.1.5	Inviluppo sollecitazioni nodali .....	55
10.1.6	Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU) .....	56
10.1.7	Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE) .....	58
10.1.8	Verifiche fessurazione .....	59
10.1.9	Verifiche geotecniche .....	64
10.1.10	Diagrammi .....	65
10.1.11	Riepilogo armature .....	68
10.2	Sezione 3.90x4.85 m.....	69
10.2.1	Condizioni di carico .....	70
10.2.2	Impostazioni di progetto .....	71
10.2.3	Descrizione combinazioni di carico .....	72
10.2.4	Analisi della spinta e verifiche .....	79
10.2.5	Inviluppo sollecitazioni nodali .....	80
10.2.6	Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU) .....	81
10.2.7	Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE) .....	83
10.2.8	Verifiche fessurazione .....	84
10.2.9	Verifiche geotecniche .....	89
10.2.10	Diagrammi .....	90
10.2.11	Riepilogo armature .....	93
10.3	Sezione 4.20x6.45 m.....	94
10.3.1	Condizioni di carico .....	95
10.3.2	Impostazioni di progetto .....	96
10.3.3	Descrizione combinazioni di carico .....	97
10.3.4	Analisi della spinta e verifiche .....	105
10.3.5	Inviluppo sollecitazioni nodali .....	106
10.3.6	Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU) .....	107
10.3.7	Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE) .....	109
10.3.8	Verifiche fessurazione .....	110
10.3.9	Verifiche geotecniche .....	115
10.3.10	Diagrammi .....	116

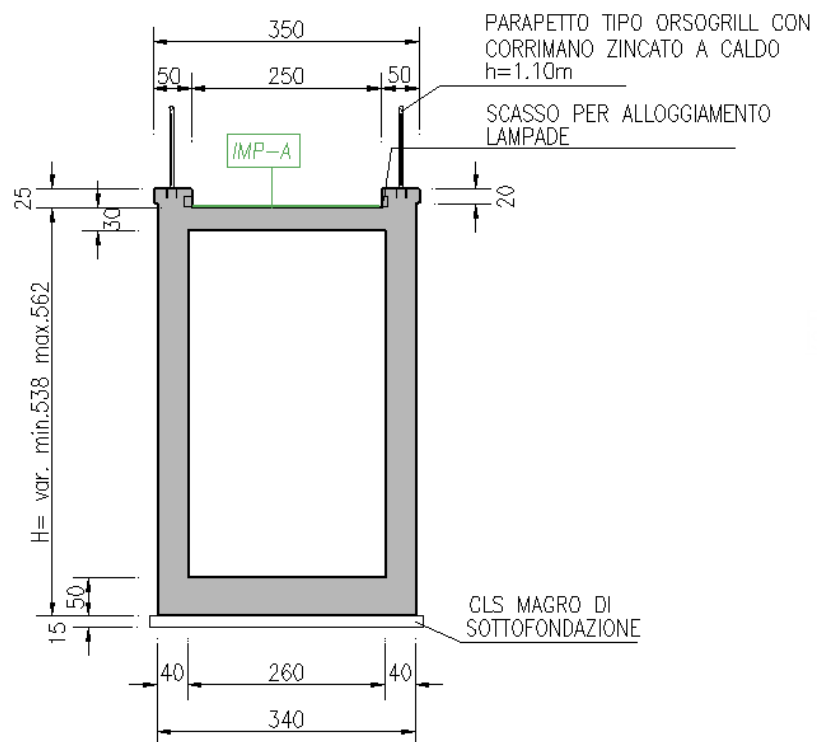


10.3.11	Riepilogo armature .....	119
10.4	Sezione 4.20x6.80 m.....	120
10.4.1	Condizioni di carico .....	121
10.4.2	Impostazioni di progetto .....	122
10.4.3	Descrizione combinazioni di carico .....	123
10.4.4	Analisi della spinta e verifiche .....	131
10.4.5	Inviluppo sollecitazioni nodali .....	132
10.4.6	Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU) .....	133
10.4.7	Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE) .....	135
10.4.8	Verifiche fessurazione .....	136
10.4.9	Verifiche geotecniche .....	141
10.4.10	Diagrammi .....	142
10.4.11	Riepilogo armature .....	145
11	<b>ALLEGATI DI CALCOLO: RELAZIONE IMPALCATO .....</b>	<b>146</b>

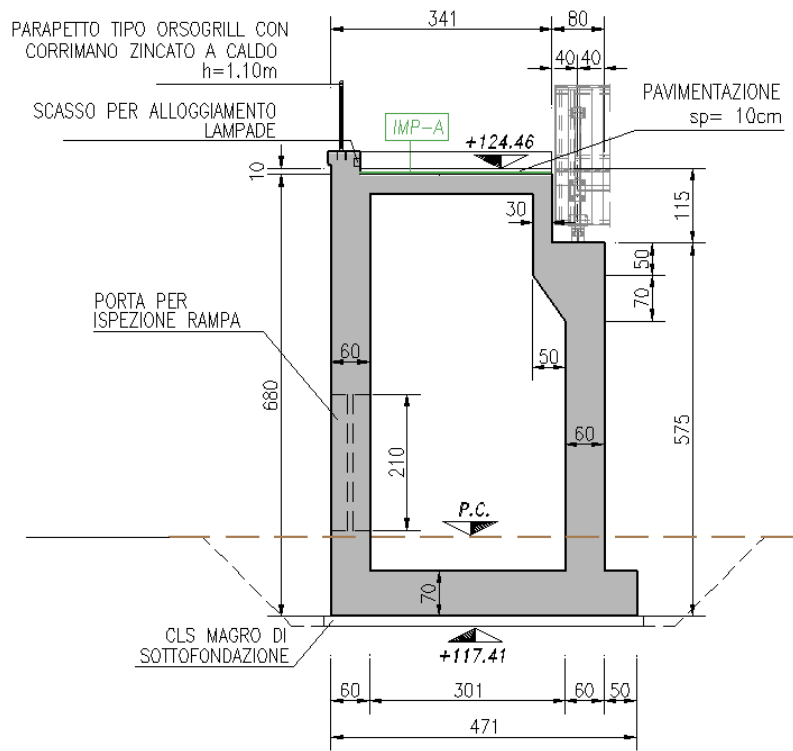




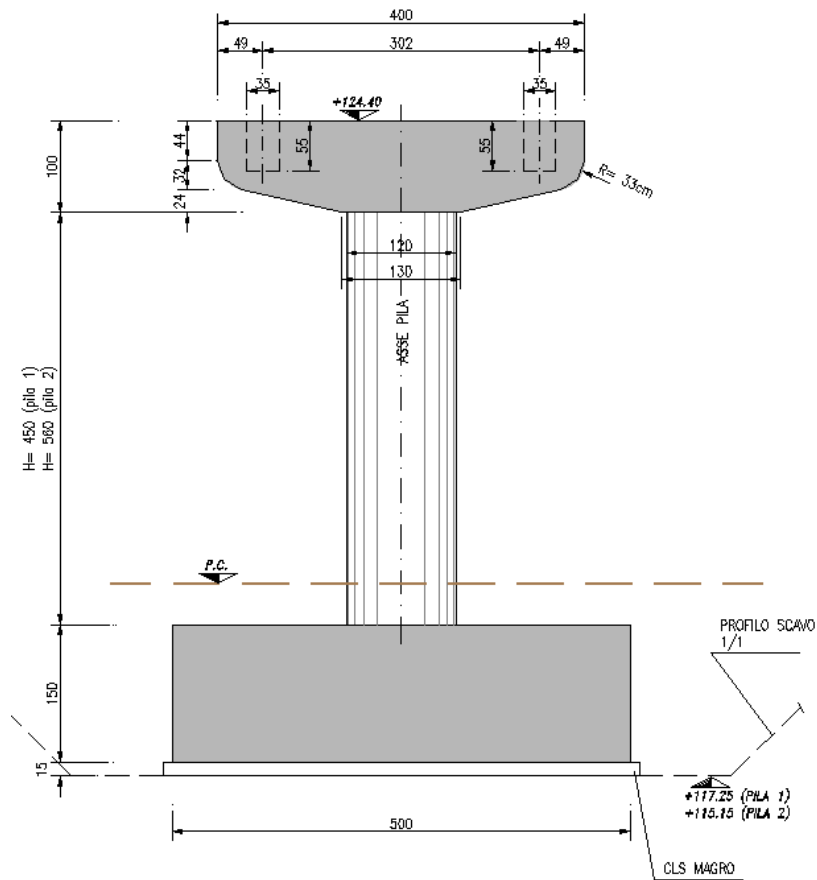
Sezione trasversale corrente impalcato



Sezione corrente rampa di accesso



Sezione trasversale manufatto scatolare



Sezione pila



## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

### 3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La scelta dei parametri costitutivi dei terreni che interessano l'opera in oggetto, utilizzati nelle analisi svolte, sono stati desunti dalla relazione geotecnica.

Di seguito si riporta la caratterizzazione dei terreni in prossimità delle opere in oggetto.

Strato	Descrizione	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$C_u$ [kPa]	E [MPa]
S1-S2	Sabbie e depositi fini	19	31.7 – 36.2	0.0	21.7 – 24.5
G3	Ghiaie e depositi fini	18.5	30.9 – 32.6	0.0	21.7 – 24.5
L5	Limi frammisti a sabbie e ghiaie	19	-	36	-

Come terreno di fondazione per le opere oggetto di verifica si considera lo strato G3.

Di seguito si riportano le caratteristiche del terreno di rinterro.

#### Terreno da rilevato

Peso terreno/unità di volume	$\gamma$	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Coesione	$c'$	=	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito interno terreno	$\phi'$	=	35 °

## 4 CARATTERISTICHE MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzi per getti in opera

Per getti in opera di elevazioni - Classe di resistenza minima C 32/40

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$		40.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	=	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	41.20	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	33643	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione				XC4
Contenuto minimo di cemento				340 kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo degli inerti				32 mm
Slump				S4

#### Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$		1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\gamma_{cc} =$		0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.45	N/mm <sup>2</sup>

#### Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\gamma_c < 0.60 \times f_{ck}$	=	19.92	N/mm <sup>2</sup>
---	---------------------------------	---	-------	-------------------

Per getti in opera di fondazioni - Classe di resistenza minima C 25/30

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$		30.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	=	24.90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	32.90	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	31447.16	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione				XC2
Contenuto di cloruri			0.2	
Contenuto minimo di cemento				300 kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo degli inerti				25 mm
Slump				S4
Cemento (UNI EN 197-1)				CEM III, CEM IV
Rapporto massimo A/C				0.6

#### Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$		1.50	--
Coefficiente parziale di sicurezza (per prefabbr. con contr. qualità)	$\gamma_{c,pr} =$		1.40	--

Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd}$	=	$\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 14.11 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione di calcolo (spessori < 50mm)	$f_{cd}$	=	$0.80 \times \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 11.29 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione di calcolo (per prefabbr. con contr. qualità)	$f_{cd}$	=	$\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_{C,pr}$	= 15.12 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd}$	=	$f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.19 N/mm <sup>2</sup>

#### Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c$	<	$0.60 \times f_{ck}$	= 14.94 N/mm <sup>2</sup>
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c$	<	$0.45 \times f_{ck}$	= 11.21 N/mm <sup>2</sup>

Per le opere di sottofondazione si utilizza un calcestruzzo C12/15.

#### 4.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk}$	=	540.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk}$	=	450.00	N/mm <sup>2</sup>

#### Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S$	=	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd}$	=	$f_{yk} / \gamma_S$	= 391.30 N/mm <sup>2</sup>

#### Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s$	<	$0.80 \times f_{yk}$	= 360.00 N/mm <sup>2</sup>
--------------------------	------------	---	----------------------	----------------------------

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito sono riportati i carichi agenti sulle strutture di cui si esegue il dimensionamento.

### 5.1 Peso proprio e permanenti

I carichi dovuti al peso proprio sono calcolati considerando i seguenti pesi specifici dei materiali:

Calcestruzzo:  $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$   
 Acciaio:  $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$

### 5.2 Azioni variabili da traffico

La passerella pedonale è soggetta all'azione della folla compatta, in accordo con lo schema di carico 5 del 5.1.3.3.3 delle NTC 2008. Tale azione consiste in un carico uniformemente distribuito di intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, pari a  $5.00 \text{ kN/m}^2$ .

### 5.3 Azione della neve

Nell'analisi statica il carico provocato dalla neve accumulata sulle traverse orizzontali di acciaio è stata determinato in accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, seguendo le indicazioni fornite nel paragrafo 3.4.

Il carico da neve per unità di superficie è ricavato secondo la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento pari a  $1.50 \text{ kN/m}^2$  (Zona I - Mediterranea);  
 $\mu_i$  è il coefficiente di forma pari a 0.80;  
 $C_E$  è il coefficiente di esposizione pari a 1;  
 $C_t$  è il coefficiente termico pari a 1.

In base a quanto esposto il carico da neve è pari a  $1.20 \text{ kN/m}^2$ .

### 5.4 Azione del vento

Nell'analisi statica la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, seguendo le indicazioni fornite da CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione (in  $\text{N/m}^2$ ):

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:  $q_p$  è la pressione cinetica di picco;  
 $\rho$  è la densità media dell'aria, pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ;  
 $v_r$  è la velocità di riferimento di progetto in m/s;  
 $c_e$  è il coefficiente di esposizione.

Di seguito si procede calcolando nell'ordine le seguenti grandezze:

- Velocità di base di riferimento;
- Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto;
- Coefficiente di topografia;
- Coefficiente di esposizione;
- Coefficiente aerodinamico;
- Pressione cinetica di picco del vento.

### Velocità base di riferimento:

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

dove:  $V_{b,0}$  è la velocità di base di riferimento a livello del mare;  
 $C_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_a \cdot \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove:  $a_0, k_a$  sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;  
 $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

In base alla zona geografica (Zona 1) ed all'altitudine del sito (circa 200 m.s.l.m.), si ricavano i seguenti valori:

$V_{b,0}$	=	25	m/s
$a_0$	=	1000	m
$k_a$	=	0.40	-
$C_a$	=	1.00	-
$V_b$	=	25.00	m/s

ZONE 1,2,3,4,5					
	costa				
	mare		500m	750m	
	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
 Categoria III in zona 5

\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
 Categoria IV in zona 1



### Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto:

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

dove:  $V_b$  è la velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;  
 $C_r$  è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$\alpha_r = 0.75 \cdot \sqrt{\left\{ 1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\}} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

In base ad un periodo di ritorno di progetto stimato in 505 anni, si ottengono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} \alpha_r &= 1.000 \quad - \\ V_b &= 25.00 \quad \text{m/s} \\ V_r &= 25.00 \quad \text{m/s} \end{aligned}$$

### Coefficiente di topografia ( $c_t$ ):

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

### Coefficiente di esposizione ( $c_e$ ):

Trattandosi di un manufatto situato in area urbana si sceglie la classe D come classe di rugosità del terreno. Pertanto, considerata la zona e l'altitudine del sito, la costruzione è ubicata nella categoria di esposizione II, i cui parametri risultano i seguenti:

$$\begin{aligned} k_r &= 0.19 \quad - \quad \text{fattore di terreno;} \\ z_0 &= 0.05 \quad \text{m} \quad \text{lunghezza di rugosità;} \\ z_{\min} &= 4.0 \quad \text{m} \quad \text{altezza minima.} \end{aligned}$$

Il coefficiente di esposizione è fornito dalla seguente relazione:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) \cdot \left[ \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) + 7 \right] \quad \text{per } z \leq z_{\min} \\ c_e(z) &= k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[ \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] \quad \text{per } z > z_{\min} \end{aligned}$$

Vento (con  $z \cong 7.0 \text{ m} < z_{\min}$ ):  $c_e = 2.13$

### Pressione cinetica di picco del vento:

In base a quanto esposto, la pressione cinetica di picco assume i seguenti valori:

Vento:  $q_p = 0.83 \text{ kN/m}^2$

## 5.5 Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$

Si adotta per il dimensionamento della struttura la spinta del terreno a riposo considerando la canna di discesa come elemento rigido che non ammette spostamenti.

### Spinta a riposo

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

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 0.426$$

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

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

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

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

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

### Spinta in presenza di falda

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

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

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

Nelle combinazioni di carico statiche, viene considerata agente sui piedritti la spinta a riposo. Le pressioni del terreno relative alla spinta terra + spinta falda, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

### 5.6 Ritiro differenziale

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la soletta superiore. La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

- $\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro
- $\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$

Si assume un  $f_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$  ( $R_{ck} 40$ ) e un'umidità relativa pari a 80% interpolando si ottiene un  $\epsilon_{c0}$  pari a -0.26‰

$H_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Tabella 11.2.Vb – Valori di  $k_h$



I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare. Nel caso in esame si ha  $H_0 = 300$ .

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0} = 0.75 \cdot (-0.26 \cdot 10^{-3}) = -0.195 \times 10^{-3}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2.5 \cdot (33.20 - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari a 1/3:  $E_c = 33.345/3 = 11.115 \text{ N/mm}^2$ . Si ha quindi il seguente valore del ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = -0.000253 (\cong 8^\circ)$$

### 5.7 Variazioni termiche

Si è considerata una variazione di temperatura farfalla di  $+0 - 5^\circ$  applicata alla soletta superiore, (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta. Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

### 5.8 Azione sismica

In base a quanto esposto nel DM 14/01/2008 al paragrafo 3.2.3.2, l'azione sismica è descritta dalle componenti orizzontale e verticale in accelerazione, considerate indipendenti e rappresentate mediante il medesimo spettro di risposta dell'accelerazione del terreno. Nella norma di riferimento le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali parametri per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno stato limite, per una vita di riferimento di  $V_R = 100$  anni, valgono:

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
<b>SLO</b>	60	0.022	2.546	0.194
<b>SLD</b>	101	0.027	2.591	0.210
<b>SLV</b>	949	0.050	2.731	0.304
<b>SLC</b>	1950	0.058	2.819	0.320

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale  $S_e(T)$  per il periodo di ritorno di riferimento  $T$  è definito mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{array}{l}
 0 \leq T < T_B \\
 T_B \leq T < T_C \\
 T_C \leq T < T_D
 \end{array}
 \left|
 \begin{array}{l}
 S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]
 \end{array}
 \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right] \right.$$

dove:

- $S_e(T)$  ordinata dello spettro di progetto;  
 $T$  periodo di ritorno di riferimento;  
 $a_g$  valore di progetto dell'accelerazione del terreno per il periodo di ritorno di riferimento;  
 $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, e vale:

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

dove  $C_c$  è un coefficiente funzione della categoria di suolo;

- $T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante (pari a  $T_C/3$ );  
 $T_D$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

- $S$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

dove:

- $S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica;  
 $S_T$  coefficiente di amplificazione topografica;  
 $F_o$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (con valore minimo pari a 2.2);  
 $\eta$  fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\zeta$  diversi dal 5%: nel caso analizzato risulta pari a 1.

Per quanto riguarda l'azione sismica verticale, questa è rappresentata mediante lo spettro di riposta di progetto  $S_{vd}(T)$  per il periodo di ritorno di riferimento  $T$  mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{array}{l} 0 \leq T < T_B \\ T_B \leq T < T_C \\ T_C \leq T < T_D \\ T_D \leq T \end{array} \quad \left| \quad \begin{array}{l} S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right] \end{array} \right.$$

dove:

- $S_{ve}(T)$  accelerazione spettrale verticale;  
 $T$  periodo di ritorno di riferimento;  
 $F_v$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$



Date le caratteristiche molto simili riscontrate nelle diverse verticali di indagine, è possibile identificare come categoria di sottosuolo la D:

- categoria D: depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  inferiori di 180 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina).

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15$ ), nelle verifiche sismiche è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (cfr. Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/08):

Categoria topografica	$S_T$
T1	1.0

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.050 g
$F_0$	2.731
$T_C^*$	0.304 s
$S_S$	1.800
$C_C$	2.269
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.800
$\eta$	1.000
$T_B$	0.230 s
$T_C$	0.689 s
$T_D$	1.800 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_g(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.090
$T_B \leftarrow$	0.230	0.245
$T_C \leftarrow$	0.689	0.245
	0.742	0.228
	0.795	0.213
	0.847	0.199
	0.900	0.188
	0.953	0.177
	1.006	0.168
	1.059	0.160
	1.112	0.152
	1.165	0.145
	1.218	0.139
	1.271	0.133
	1.324	0.128
	1.377	0.123
	1.429	0.118
	1.482	0.114
	1.535	0.110
	1.588	0.106
	1.641	0.103
	1.694	0.100
	1.747	0.097
$T_D \leftarrow$	1.800	0.094
	1.905	0.084
	2.009	0.075
	2.114	0.068
	2.219	0.062
	2.324	0.056
	2.428	0.052
	2.533	0.047
	2.638	0.044
	2.743	0.040
	2.847	0.038
	2.952	0.035
	3.057	0.033
	3.162	0.030
	3.267	0.029
	3.371	0.027
	3.476	0.025
	3.581	0.024
	3.686	0.022
	3.790	0.021
	3.895	0.020
	4.000	0.019

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{nv}$	0.015 g
$S_s$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	0.824
$S$	1.000
$\eta$	1.000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_{\xi}(T) = a_{\xi} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{\xi}(T) = a_{\xi} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{\xi}(T) = a_{\xi} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{\xi}(T) = a_{\xi} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.015
$T_B \leftarrow$	0.050	0.041
$T_C \leftarrow$	0.150	0.041
	0.235	0.026
	0.320	0.019
	0.405	0.015
	0.490	0.013
	0.575	0.011
	0.660	0.009
	0.745	0.008
	0.830	0.007
	0.915	0.007
$T_D \leftarrow$	1.000	0.006
	1.094	0.005
	1.188	0.004
	1.281	0.004
	1.375	0.003
	1.469	0.003
	1.563	0.003
	1.656	0.002
	1.750	0.002
	1.844	0.002
	1.938	0.002
	2.031	0.001
	2.125	0.001
	2.219	0.001
	2.313	0.001
	2.406	0.001
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

*Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV*

## 5.9 Reazioni impalcato

Le reazioni negli appoggi della passerella sono riassunte nella seguenti tabelle:

*Reazioni per appoggio fisso*

	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]
<b>Perm</b>	0.01	3.08	98.13
<b>Folla</b>	0.01	3.46	111.00
<b>Neve</b>	0.00	0.77	26.45
<b>Vento</b>	0.00	30.72	0.00
<b>Sisma x</b>	36.00	0.00	0.00
<b>Sisma y</b>	0.02	18.42	0.00
<b>Sisma z</b>	0.00	0.00	3.00

*Reazioni per appoggio mobile*

	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]
<b>Perm</b>	6.00	3.07	98.13
<b>Folla</b>	0.00	3.46	111.00
<b>Neve</b>	0.00	0.77	26.45
<b>Vento</b>	0.00	30.71	0.00
<b>Sisma x</b>	0.00	0.00	0.00
<b>Sisma y</b>	0.00	18.41	0.00
<b>Sisma z</b>	0.00	0.00	3.00

## 6 ANALISI STRUTTURALE

### 6.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 14/01/08 e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005.

Più specificatamente la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi, e delle verifiche nei riguardi della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

#### 6.1.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_d$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_r$  delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 14 gennaio 2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" del D.M. 14 gennaio 2008.

### 6.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

#### 6.2.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

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

$$\begin{aligned} w_1 &= 0,2 \text{ mm} \\ w_2 &= 0,3 \text{ mm} \\ w_3 &= 0,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

#### 6.2.2 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

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
------------------	------------------------------

Nel caso in esame si considerano le opere sottoposta a condizioni ordinarie.

### 6.2.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

### 6.2.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
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>

### 6.2.5 Verifiche allo stato limite di fessurazione

#### Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

#### Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w<sub>d</sub>) non deve superare i valori nominali w<sub>1</sub>, w<sub>2</sub>, w<sub>3</sub> secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è data da:

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

dove w<sub>m</sub> rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w<sub>m</sub> è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε<sub>sm</sub> per la distanza media tra le fessure Δ<sub>sm</sub>:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε<sub>sm</sub> e Δ<sub>sm</sub> vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε<sub>sm</sub> può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:



$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con  $\sigma_s$  tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed  $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio.

### 6.2.6 Verifiche alle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$$

### 6.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto ai capitoli 2 e 5 delle NTC.

Si utilizzano le seguenti combinazioni di carico con i coefficienti parziali di seguito specificati.

*Combinazioni allo stato limite ultimo*

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} - \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

I coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni di carico sono quelli indicati in tabella 5.1.V del DM 14/01/2008.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

#### *Coefficienti da applicare alle azioni*

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite ultimi geotecnici, la normativa permette di seguire due diversi approcci progettuali, Approccio 1 e Approccio 2, caratterizzati da diversi coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze.

Nel caso in esame si è fatto riferimento all'Approccio 1 che prevede le due seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Si riportano nelle tabelle seguenti i coefficienti parziali da utilizzarsi nelle verifiche SLU.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

*Coefficienti R3 da applicare alle res. caratteristiche (tab. 6.4.I delle N.T.C.2008)*



PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

*Coefficienti M1 da applicare alle azioni (tab. 6.2.II delle N.T.C.2008)*

Combinazioni allo stato limite di esercizio

*Combinazione caratteristica (rara)*

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

*Combinazione frequente*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

*Combinazione quasi permanente*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

*Combinazione sismica*

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

I coefficienti di combinazione applicati ai carichi sono invece riportati in tabella 5.1.VI del D.M. 14/01/2008, di seguito richiamata:

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_5</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

#### 6.4 Convenzione

Nei seguenti paragrafi si assume la seguente convenzione per le azioni:

- x     asse longitudinale dell'impalcato;
- y     asse trasversale dell'impalcato;
- z     asse verticale;
- $F_x$    azione orizzontale in direzione parallela allo sviluppo dell'impalcato;
- $F_y$    azione orizzontale in direzione trasversale rispetto all'impalcato;
- $F_z$    azione verticale;
- $M_x$    momento flettente attorno all'asse x;
- $M_y$    momento flettente attorno all'asse y.

## 7 ANALISI E DIMENSIONAMENTO PULVINO

I due pulvini hanno una superficie di appoggio di dimensioni 3.90x1.50 m e ospitano, complessivamente 4 appoggi ciascuno. Si verifica l'armatura schematizzando una mensola di lunghezza pari a 1.51 m incastrata in corrispondenza del centro della pila e soggetta, all'estremità libera, alle azioni degli appoggi.

Di seguito si riassumono i valori di momento flettente agente all'incastro per le varei combinazioni di calcolo.

$$M_{SLU,FOLLA} = 837.81 \text{ kNm}$$

$$M_{SLU,NEVE} = 505.08 \text{ kNm}$$

$$M_{SLE} = 631.57 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU,MAX} = 554.84 \text{ kN}$$

### 7.1 Verifica sezione centrale

Tipo sezione	Rettangolare
Base	150.0 [cm]
Altezza	100.0 [cm]

### Caratteristiche geometriche

Area sezione	15000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	28125000.0	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione Y	12500000.0	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm <sup>4</sup> ]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 75.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 50.00	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	145.90	94.90	20	3.14
2	135.77	94.90	20	3.14
3	125.64	94.90	20	3.14
4	115.51	94.90	20	3.14
5	105.39	94.90	20	3.14
6	95.26	94.90	20	3.14
7	85.13	94.90	20	3.14
8	75.00	94.90	20	3.14
9	64.87	94.90	20	3.14
10	54.74	94.90	20	3.14
11	44.61	94.90	20	3.14
12	34.49	94.90	20	3.14
13	24.36	94.90	20	3.14
14	14.23	94.90	20	3.14
15	4.10	94.90	20	3.14
16	4.10	5.10	20	3.14
17	14.23	5.10	20	3.14



18	24.36	5.10	20	3.14
19	34.49	5.10	20	3.14
20	44.61	5.10	20	3.14
21	54.74	5.10	20	3.14
22	64.87	5.10	20	3.14
23	75.00	5.10	20	3.14
24	85.13	5.10	20	3.14
25	95.26	5.10	20	3.14
26	105.39	5.10	20	3.14
27	115.51	5.10	20	3.14
28	125.64	5.10	20	3.14
29	135.77	5.10	20	3.14
30	145.90	5.10	20	3.14

### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	0.0000	837.8100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	631.5700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLE

### Risultati analisi - Sollecitazioni ultime

#### Risultati flessione

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N <sub>u</sub>	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M <sub>Xu</sub>	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M <sub>Yu</sub>	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

#### Combinazione n° 1

N <sub>u</sub>	M <sub>Xu</sub>	M <sub>Yu</sub>	FS
0.0000	0.0000	<u>1676.9311</u>	2.00

Risultati taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 554.84 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>	
Altezza utile della sezione	$d = 950 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1500 \text{ mm}$
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 10 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 3140 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l = 0.0022 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k = 1.46 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.36 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 506.36 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd} = 506.36 \text{ kN}</math></b>
<b>VERIFICA NON SODDISFATTA:</b> <i>occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.</i>	
VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)	
<b>Armatura aggiuntiva resistente a taglio:</b>	
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 12 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 4 \text{ --}$
Passo in direzione asse elemento	$s = 200 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 452 \text{ mm}^2$
<b>Fattori di resistenza a compressione:</b>	
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 45^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.00 \text{ --}$
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 756.12 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 6032.03 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	<b><math>V_{Rd} = 756.12 \text{ kN}</math></b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA.</b>	

È necessario predisporre armatura a taglio composta da due staffe  $\varnothing 12/20$ .

### Risultati analisi - Sollecitazioni in esercizio

#### Caratteristiche asse neutro

##### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 Xc posizione asse neutro espresso in [cm]  
 $\alpha$  inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]  
 (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	$\alpha$	(xi; yi)	(xf; yf)
2	22.69	0.00	(0.00; 77.31)	(150.00; 77.31)

#### Risultati tensionali

##### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 $\sigma_{c-max}$  Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{c-min}$  Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{f-max}$  Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{f-min}$  Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\tau_c$  Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm<sup>2</sup>]

N°	$\sigma_{c-max}$	$\sigma_{c-min}$	$\tau_c$	$\sigma_{f-max}$	$\sigma_{f-min}$
2	3.193	0.000	0.000	37.124	-152.409

#### Risultati fessurazione

##### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 $M_x$  Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_y$  Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]  
 $\sigma_f$  Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_c$  Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $A_{eff}$  Area efficace a trazione, espressa in [cm<sup>2</sup>]  
 $\epsilon$  Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]  
 $S_{rm}$  Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]  
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	$M_x$	$M_y$	$\sigma_f$	$\sigma_c$	$A_{eff}$	$\epsilon$	$S_{rm}$	w
2	0.0000	672.2779	-162.232	-11.579	3015.00	0.0000	0	0.0000



## 8 ANALISI E DIMENSIONAMENTO PILE

La passerella pedonale è sorretta, in corrispondenza del passaggio dello svincolo n°10 e del Naviglio Grande, da due pile di diametro 1.20 m e di altezze pari a 4.50 e 5.60 m. Nel seguente capitolo si verifica la pila di altezza maggiore.

Il pulvino è caratterizzato dalla geometria riportata nella seguente figura e presenta una lunghezza di 1.50 m. La geometria e le azioni agenti sul pulvino sono riassunte nelle seguenti tabelle.

<b>A</b>	3.52	m <sup>2</sup>
<b>L</b>	1.50	m
<b>H</b>	1.00	m
<b>Y<sub>cls</sub></b>	25	kN/m <sup>3</sup>

	<b>F<sub>x</sub></b> [kN]	<b>F<sub>y</sub></b> [kN]	<b>F<sub>z</sub></b> [kN]
<b>Perm</b>			132.00
<b>Folla</b>			
<b>Vento</b>		1.60	
<b>Neve</b>			
<b>Sisma</b>	9.70	32.34	

La pila più alta presenta uno sviluppo di 5.70 m presenta le seguenti caratteristiche geometriche ed è soggetta alle seguenti azioni.

<b>Diametro</b>	1.20	m
<b>H</b>	5.60	m
<b>Y<sub>cls</sub></b>	25	kN/m <sup>3</sup>

	<b>F<sub>x</sub></b> [kN]	<b>F<sub>y</sub></b> [kN]	<b>F<sub>z</sub></b> [kN]
<b>Perm</b>			158.34
<b>Folla</b>			
<b>Vento</b>		7.18	
<b>Neve</b>			
<b>Sisma</b>	11.64	38.79	

Si ipotizza che su ciascun pulvino siano presenti due appoggi fissi e due mobili in direzione longitudinale. Dal punto di vista sismico si considera un sisma agente in direzione trasversale rispetto allo sviluppo della passerella; per le altre due direzioni ortogonali si considera il 30% dell'azione sismica. Le sollecitazioni alla base della pila sono le seguenti.

	<b>F<sub>x</sub></b> [kN]	<b>F<sub>y</sub></b> [kN]	<b>F<sub>z</sub></b> [kN]	<b>M<sub>x</sub></b> [kNm]	<b>M<sub>y</sub></b> [kNm]
<b>Perm</b>	12.02	12.30	682.86	81.18	79.33
<b>Folla</b>	0.02	13.84	444.00	91.34	0.13
<b>Neve</b>	0.00	3.08	105.80	20.33	0.00
<b>Vento</b>	0.00	131.64	0.00	840.74	0.00
<b>Sisma</b>	93.34	93.23	3.60	451.74	566.97

Le combinazioni dimensionanti di verifica sono invece riportate nella seguente tabella.

	<b>F<sub>x</sub></b> [kN]	<b>F<sub>y</sub></b> [kN]	<b>F<sub>z</sub></b> [kN]	<b>M<sub>x</sub></b> [kNm]	<b>M<sub>y</sub></b> [kNm]
<b>SLE (RARA)</b>	12.04	105.12	1126.86	676.97	79.46
<b>SLU (FOLLA)</b>	15.65	153.15	1487.11	985.52	103.31
<b>SLU (VENTO)</b>	15.64	222.79	1187.41	1428.31	103.22
<b>SLV</b>	105.36	105.53	686.46	532.92	646.30

## 8.1 Verifica sezione di base

Tipo sezione Circolare  
 Diametro 120.0 [cm]

### Caratteristiche geometriche

Area sezione	11291.57	[cmq]
Inerzia in direzione X	10146105.5	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione Y	10146105.5	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm <sup>4</sup> ]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 60.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 60.00	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine  
 N° numero d'ordine  
 X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]  
 Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]  
 d Diametro ferro espresso in [mm]  
 ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	112.80	60.00	22	3.80
2	110.22	76.32	22	3.80
3	102.72	91.04	22	3.80
4	91.04	102.72	22	3.80
5	76.32	110.22	22	3.80
6	60.00	112.80	22	3.80
7	43.68	110.22	22	3.80
8	28.96	102.72	22	3.80
9	17.28	91.04	22	3.80
10	9.78	76.32	22	3.80
11	7.20	60.00	22	3.80
12	9.78	43.68	22	3.80
13	17.28	28.96	22	3.80
14	28.96	17.28	22	3.80
15	43.68	9.78	22	3.80
16	60.00	7.20	22	3.80
17	76.32	9.78	22	3.80
18	91.04	17.28	22	3.80
19	102.72	28.96	22	3.80
20	110.22	43.68	22	3.80

## Combinazioni

### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	1487.1100	985.5200	103.3100	0.0000	153.1500	15.6500	SI	NO
2	1187.4100	985.5200	103.2200	0.0000	222.7900	15.6400	SI	NO
3	686.4600	532.9200	646.3000	0.0000	105.5300	105.3600	SI	NO
4	1126.8600	676.9700	79.4600	0.0000	105.1200	12.0400	NO	SLE

## Risultati analisi - Sollecitazioni ultime

### Risultati presso - flessione

### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N <sub>u</sub>	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M <sub>Xu</sub>	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M <sub>Yu</sub>	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

#### Combinazione n° 1

N <sub>u</sub>	M <sub>Xu</sub>	M <sub>Yu</sub>	FS
4281.0416	297.4053	2837.0814	2.88
19793.3462	1375.0500	985.5200	13.31
4309.1413	103.3100	2855.7033	2.90
21773.0325	103.3100	985.5200	14.64
1487.1100	1778.5894	985.5200	17.22
1487.1100	212.0285	2022.6342	2.05
1487.1100	103.3100	2032.8834	2.06

#### Combinazione n° 2

N <sub>u</sub>	M <sub>Xu</sub>	M <sub>Yu</sub>	FS
3033.3823	263.6880	2517.6299	2.55
19075.4204	1658.2014	985.5200	16.06
3056.1008	103.2200	2536.4857	2.57
21773.0597	103.2200	985.5200	18.34
1187.4100	1648.7365	985.5200	15.97
1187.4100	200.0227	1909.7691	1.94
1187.4100	103.2200	1920.2721	1.95

#### Combinazione n° 3

N <sub>u</sub>	M <sub>Xu</sub>	M <sub>Yu</sub>	FS
1744.2963	1642.2496	1354.1508	2.54
2435.5757	2293.0871	532.9200	3.55
3227.2817	646.3000	2505.4380	4.70
22188.6910	646.3000	532.9200	32.32
686.4600	1641.4187	532.9200	2.54
686.4600	1330.8056	1097.3432	2.06
686.4600	646.3000	1598.6840	3.00

### Risultati taglio

#### Simbologia adottata

N° indice della combinazione  
 Dir Direzione di azione del taglio  
 V<sub>Rd</sub> Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]  
 V<sub>Rcd</sub> Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]  
 V<sub>Rsd</sub> resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]  
 nb Numero bracci staffe  
 Diametro e passo staffe, riportate nell'ultima colonna, sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.

N°	Dir	T	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	nb	Diametro e passo staffe
1	X	15.6500	--	3432.7729	1029.0783	2	φ12.00 - 20.00 [cm]
1	Y	153.1500	--	3432.7729	1029.0783	2	φ12.00 - 20.00 [cm]
2	X	15.6400	--	3387.5796	1029.0783	2	φ12.00 - 20.00 [cm]
2	Y	222.7900	--	3387.5796	1029.0783	2	φ12.00 - 20.00 [cm]
3	X	105.3600	--	3312.0388	1029.0783	2	φ12.00 - 20.00 [cm]
3	Y	105.5300	--	3312.0388	1029.0783	2	φ12.00 - 20.00 [cm]

### Risultati analisi - Sollecitazioni in esercizio

#### Caratteristiche asse neutro

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 X<sub>c</sub> posizione asse neutro espresso in [cm]  
 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]  
 (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	X <sub>c</sub>	α	(xi; yi)	(xf; yf)
4	51.45	-6.69	(-2174.50; 330.87)	(1739.17; -128.50)

### Risultati tensionali

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 σ<sub>c-max</sub> Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 σ<sub>c-min</sub> Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 σ<sub>f-max</sub> Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 σ<sub>f-min</sub> Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm<sup>2</sup>]  
 τ<sub>c</sub> Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm<sup>2</sup>]

N°	σ <sub>c-max</sub>	σ <sub>c-min</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>f-max</sub>	σ <sub>f-min</sub>
4	6.437	0.000	0.093	82.382	-114.425

### Risultati fessurazione

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 M<sub>x</sub> Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]  
 M<sub>y</sub> Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]  
 σ<sub>f</sub> Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm<sup>2</sup>]  
 σ<sub>c</sub> Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm<sup>2</sup>]  
 A<sub>eff</sub> Area efficace a trazione, espressa in [cm<sup>2</sup>]  
 ε Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]  
 S<sub>rm</sub> Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]  
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	A <sub>eff</sub>	ε	S <sub>rm</sub>	w
4	67.5005	575.0798	-97.203	-7.282	2658.63	0.0355	259	0.1566

## 9 ANALISI E DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI DIRETTE

Nei paragrafi seguenti si descrivono i metodi utilizzati per i dimensionamenti e le verifiche delle fondazioni.

### 9.1 Verifiche SLU

Le verifiche di sicurezza delle fondazioni in progetto sono state condotte agli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 14-01-08. Per ogni stato limite deve essere rispettata la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione (carichi) o degli effetti delle azioni.
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno, determinata in modo analitico, con riferimento al valore dei parametri geotecnici.

La verifica della suddetta condizione è stata effettuata seguendo l'Approccio progettuale 1 nel quale sono previste due diverse combinazioni:

Combinazione 1      A1+M1+R1  
 Combinazione 2      A2+M2+R2

La resistenza di progetto  $R_d$  è uguale alla resistenza caratteristica (R) calcolata nelle condizioni M1 e M2 (considerando i parametri geotecnici divisi per un coefficiente parziale  $\gamma_m$  – Tab. n. 13.1), tenendo conto del coefficiente parziale  $\gamma_R$  definito per le combinazioni R1 e R2 (Tab. n. 13.2).

PARAMETRO		COEFF. PARZIALE $\gamma_m$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

*Coefficienti parziali parametri geotecnici del terreno ( $\gamma_m$ ).*

VERIFICA	Simbolo	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R$	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	$\gamma_R$	1.0	1.1	1.1
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.4

*Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche ( $\gamma_R$ ).*

Le fondazioni sono rettangolari di dimensioni pari a 3.00x5.00 m e altezza pari a 1.50 m. Si assume che la falda sia a quota intradosso fondazione.

Le azioni all'intradosso della fondazione sono le seguenti.

	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]
<b>Perm</b>	12.02	12.30	1245.36	99.63	97.36
<b>Folla</b>	0.02	13.84	444.00	112.10	0.16
<b>Neve</b>	0.00	3.08	105.80	24.95	0.00
<b>Vento</b>	0.00	131.64	0.00	1038.20	0.00
<b>Sisma</b>	93.34	93.23	3.60	591.59	706.98

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di verifica.

STR	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
SLE (RARA)	12.04	105.12	1689.36	834.66	97.52
SLU (FOLLA)	15.65	153.15	2218.36	1215.24	126.79
SLU (VENTO)	15.64	222.79	1918.66	1762.49	126.68
SLV	105.36	105.53	1248.96	691.22	804.34

GEO	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
SLE (RARA)	12.04	105.12	1689.36	834.66	97.52
SLU (FOLLA)	12.04	130.89	1755.96	1038.35	97.55
SLU (VENTO)	12.03	191.39	1500.66	1513.75	97.46
SLV	105.36	105.53	1248.96	691.22	804.34

## 9.2 Verifiche di capacità portante

La verifica di capacità portante è stata svolta secondo quanto proposto da Brinch - Hansen. La portata di base è stata calcolata attraverso l'espressione proposta per le fondazioni superficiali. La portata limite unitaria è fornita dalla seguente espressione:

$$r_k = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

dove:

r <sub>k</sub>	resistenza caratteristica per unità di superficie [kN/m <sup>2</sup> ];
γ	peso specifico terreno [kN/m <sup>3</sup> ];
B'	larghezza della sottofondazione efficace [m];
L'	lunghezza della sottofondazione efficace [m];
D	profondità del piano di posa della sottofondazione;
q'	sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di sottofondazione (γ×D);
c'	coesione [kPa];
N <sub>q</sub> - N <sub>c</sub> - N <sub>γ</sub>	fattori di capacità portante;
s <sub>q</sub> - s <sub>c</sub> - s <sub>γ</sub>	fattori di forma;
d <sub>q</sub> - d <sub>c</sub> - d <sub>γ</sub>	fattori di profondità;
i <sub>q</sub> - i <sub>c</sub> - i <sub>γ</sub>	fattori correttivi dovuti all'inclinazione del carico.

I coefficienti di capacità portante sono:

$$N_\phi = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_q = N_\phi \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\phi}$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\text{tg}\phi}$$

$$N_\gamma = 2.0 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}\phi$$

I coefficienti s<sub>γ</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>c</sub> sono i fattori di forma correttivi e sono calcolati secondo De Beer (per fondazioni con B < L):



$$s_c = 1 + \frac{B'}{L'} \times \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{tg}\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

I coefficienti  $d_\gamma$ ,  $d_q$ ,  $d_c$  sono i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \quad \text{per } D/B \leq 1 \quad (1)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi}$$

$$d_\gamma = 1$$

I coefficienti  $i_\gamma$ ,  $i_q$ ,  $i_c$  sono i fattori dipendenti dall'inclinazione del carico:

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\frac{F_H / (B' \cdot L')}{N}}{(\frac{B' \cdot L'}{N}) + c \cdot \text{tg}\phi} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{\frac{F_H / (B' \cdot L')}{N}}{(\frac{B' \cdot L'}{N}) + c \cdot \text{tg}\phi} \right)^m$$

$$i_c = \left( i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi} \right)$$

dove:

$$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta + m_B \cdot \sin^2 \vartheta$$

$$m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

$$m_L = \frac{2 + L'/BL'}{1 + L'/B'}$$

$\vartheta$  angolo che  $F_H$  forma con il lato  $L$ .

La combinazione dimensionante è quella allo SLV.

(1) Nel caso in cui  $D/B$  sia maggiore di 1 si considera cautelativamente  $d_q = 1$ .

**CARATTERISTICHE TERRENO**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]
20.00	19.00	0.00	30.00
$Z_w$ [m]	% $K_{p,v}$ valle		
1.50	0%		

**GEOMETRIA FONDAZIONE**

B [m]	L [m]	D [m]
3.00	5.00	1.50
$\beta_f$ [°]	$\beta_p$ [°]	S [m]
0.00	0.00	0.00

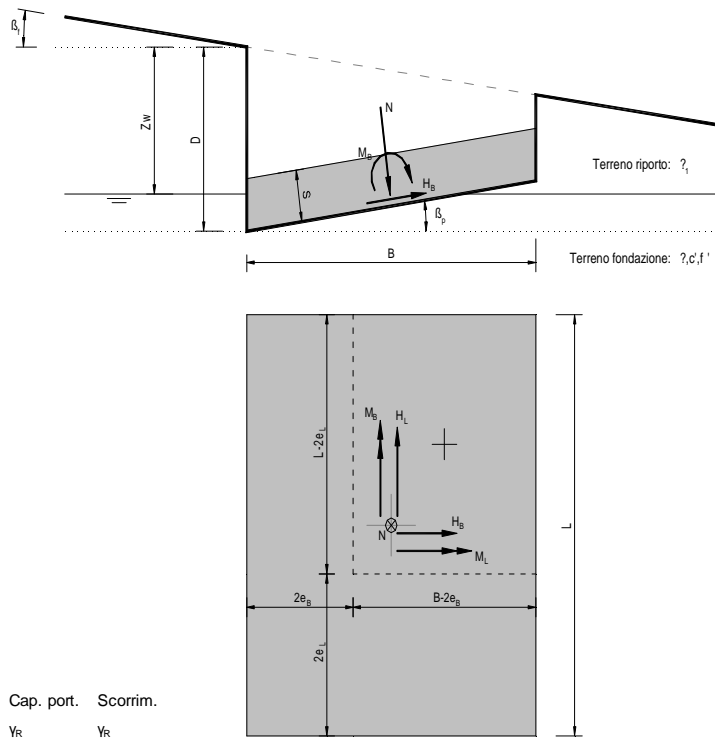
$e_B = 0.644$  m  
 $e_L = 0.553$  m  
 $B^* = 1.71$  m  
 $L^* = 3.89$  m  
 $q_0 = 30.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma = 9.00$  kN/m<sup>2</sup>

**AZIONI**

$\gamma_F \cdot F$	Note:
N = 1248.96 kN	
$M_B = 804.34$ kN	-
$M_L = 691.22$ kN	-
$H_B = 105.53$ kN	
$H_L = 105.36$ kN	
H = 149.12 kN	

**COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA**

	Azioni	Resistenze terreno	Cap. port.	Scorrim.
	$\gamma_F$	$\tan \varphi'$	$c'$	$\gamma_R$
SL	1.00	1.25	1.60	1.80
TA	1.00	1.00	1.00	3.00
utente	1.00	1.00	1.00	1.00



Terreno riporto: ?  
 Terreno fondazione: ? c' f'

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE**

Coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$	$N_q = 10.43$
$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$	$N_c = 20.42$
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$	$N_\gamma = 10.56$

Fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B/L) / (1 + B/L)$	$m_b = 1.625$	$m_l = (2 + L/B) / (1 + L/B)$	$m_l = 1.375$
$i_{q,B} = (1 - H_b / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi))^m$	$i_{q,B} = 0.866$	$i_{q,L} = (1 - H_l / (N + L \cdot B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^m$	$i_{q,L} = 0.886$
$i_{c,B} = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$	$i_{c,B} = 0.852$	$i_{c,L} = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$	$i_{c,L} = 0.874$
$i_{\gamma,B} = (1 - H_b / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi))^{m+1}$	$i_{\gamma,B} = 0.793$	$i_{\gamma,L} = (1 - H_l / (N + L \cdot B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^{m+1}$	$i_{\gamma,L} = 0.811$

Fattori di profondità piano di appoggio

$d_{q,B} = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 D/B$	$D/B < 1$	$d_{q,L} = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 D/L$	$D/L < 1$
$= 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan(D/B)$	$D/B > 1$	$= 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan(D/L)$	$D/L > 1$
$d_{c,B} = 1,0 + 0,4 D/B$	$D/B < 1$	$d_{c,L} = 1,0 + 0,4 D/L$	$D/L < 1$
$= 1,0 + 0,4 \arctan(D/B)$	$D/B > 1$	$= 1,0 + 0,4 \arctan(D/L)$	$D/L > 1$
$d_{\gamma,B} = 1,0$		$d_{\gamma,L} = 1,0$	

Fattori di inclinazione base fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$	$b_q = 1.000$	$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$	$g_q = 1.000$
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$	$b_c = 1.000$	$g_c = 1 - \beta_p / 147^\circ$	$g_c = 1.000$
$b_\gamma = b_q$	$b_\gamma = 1.000$	$g_\gamma = g_q$	$g_\gamma = 1.000$
$\beta_f + \beta_p = 0.00$		$\beta_f + \beta_p = 0.00$	
$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$		$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$	

Fattori di inclinazione piano campagna

$s_{c,B} = 1 + B/L \cdot N_q/N_c$	$s_{c,B} = 1.307$	$s_{c,L} = 1 + L/B \cdot N_q/N_c$	$s_{c,L} = 1.851$
$s_{q,B} = 1 + B/L \cdot \tan \varphi'$	$s_{q,B} = 1.277$	$s_{q,L} = 1 + L/B \cdot \tan \varphi'$	$s_{q,L} = 1.770$
$s_{\gamma,B} = 1 - 0,4 B/L \geq 0,1$	$s_{\gamma,B} = 0.760$	$s_{\gamma,L} = 1 - 0,4 L/B \geq 0,6$	$s_{\gamma,L} = 0.600$

Carico limite unitario

$q_{lim,B} = c^* N_c^* s_{c,B}^* d_{c,B}^* i_{c,B}^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_{q,B}^* d_{q,B}^* i_{q,B}^* b_q^* g_q + 0,5 \cdot \gamma^* B^* N_\gamma^* s_{\gamma,B}^* d_{\gamma,B}^* i_{\gamma,B}^* b_\gamma^* g_\gamma$	$q_{lim,B} = 449.20$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{lim,L} = c^* N_c^* s_{c,L}^* d_{c,L}^* i_{c,L}^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_{q,L}^* d_{q,L}^* i_{q,L}^* b_q^* g_q + 0,5 \cdot \gamma^* L^* N_\gamma^* s_{\gamma,L}^* d_{\gamma,L}^* i_{\gamma,L}^* b_\gamma^* g_\gamma$	$q_{lim,L} = 626.48$ kN/m <sup>2</sup>
$q_{lim} = \min(q_{lim,B}; q_{lim,L})$	$q_{lim} = 449.20$ kN/m <sup>2</sup>	$q = N / B \cdot L^*$	$q = 187.39$ kN/m <sup>2</sup>
$R_d = q_{lim} / \gamma_s$	$R_d = 249.55$ kN/m <sup>2</sup>	$E_d = q$	$E_d = 187.39$ kN/m <sup>2</sup>

Coefficiente di sicurezza

$FS = R_d / E_d = 1.33 > 1.00$  OK

Verifica capacità portante combinazione SLV



### 9.3 Verifica a scorrimento

Si eseguono le verifiche di scorrimento nel caso in cui alla base della fondazione agisca la forza di taglio maggiore.

Verifica STR

$$R_d = 847.18 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 222.79 \text{ kN}$$

$$\mathbf{FS} \quad \mathbf{3.80}$$

Verifica GEO

$$R_d = 677.74 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 191.39 \text{ kN}$$

$$\mathbf{FS} \quad \mathbf{3.54}$$

### 9.4 Verifica al ribaltamento

Secondo le N.T.C. 2008 lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve esser trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I (delle NTC2008) e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Considerando l'azione ribaltante del vento la verifica è la seguente:

$$M_{stab} = 2802.05 \text{ kNm}$$

$$M_{rib} = 1513.75 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{FS} \quad \mathbf{1.85}$$

Considerando come azione ribaltante lo squilibrio dei pesi la verifica è la seguente:

$$M_{stab} = 1681.23 \text{ kNm}$$

$$M_{rib} = 804.34 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{FS} \quad \mathbf{2.09}$$

### 9.5 Verifica armatura

Si verifica l'armatura della fondazione schematizzando quest'ultima come una mensola di lunghezza pari a 2.00 m incastrata a un'estremità. Si suppone che la mensola sia soggetta a un carico uniformemente distribuito di intensità pari alla pressione massima esercitata sul terreno (vedere paragrafo 9.2).

$$L = 2.00 \text{ m}$$

$$q = 187.39 \text{ kN/m}^2$$

Le sollecitazioni di verifica sono quindi:

$$M_{Ed} = q \cdot L^2 / 2 = 187.39 \cdot 2.00^2 / 2 = 374.78 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$T_{Ed} = q \cdot L = 187.39 \cdot 2.00 = 374.78 \text{ kN/m}$$

Tipo sezione	Rettangolare
Base	100.0 [cm]
Altezza	150.0 [cm]

#### Caratteristiche geometriche

Area sezione	15000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	12500000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	28125000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 75.00$	[cm]

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
$\omega$	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	96.00	145.00	20	3.14
2	73.00	145.00	20	3.14
3	50.00	145.00	20	3.14
4	27.00	145.00	20	3.14
5	4.00	145.00	20	3.14
6	4.00	5.00	20	3.14
7	27.00	5.00	20	3.14
8	50.00	5.00	20	3.14
9	73.00	5.00	20	3.14
10	96.00	5.00	20	3.14

#### Combinazioni

##### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
$M_Y$	momento lungo Y espresso in [kNm]
$M_X$	momento lungo X espresso in [kNm]
$M_t$	momento torcente espresso in [kNm]
$T_Y$	taglio lungo Y espresso in [kN]
$T_X$	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	$M_Y$	$M_X$	$M_t$	$T_Y$	$T_X$	VD	VT
1	0.0000	374.7800	0.0000	0.0000	374.7800	0.0000	SI	NO

## Risultati analisi - Sollecitazioni ultime

### Flessione

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
$N_u$	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
$M_{Xu}$	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
$M_{Yu}$	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

#### Combinazione n° 1

$N_u$	$M_{Xu}$	$M_{Yu}$	FS
0.0000	0.0000	<u>867.5012</u>	2.31

### Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 374.78 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>	
Altezza utile della sezione	$d = 1400 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 5 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{s1} = 1570 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_1 = 0.0011 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k = 1.38 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.28 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 395.51 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd} = 395.51 \text{ kN}</math></b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA:</b> non occorre armatura trasversale resistente a taglio.	

## 10 VERIFICA SCATOLARI

Le rampe di accesso alla passerella pedonale sono realizzate mediante sezioni scatolari di altezza via via crescente con inclinazione dell'8%.

Il concio 1 si compone di due sezioni caratteristiche: la prima di larghezza pari a 3.40 m e altezza variabile da 2.45 a 4.61 m; la seconda di larghezza 3.90 m e altezza variabile da 4.61 a 4.85 m. Su quest'ultima poggia l'impalcato in legno della passerella.

Il concio 11 prevede un'unica sezione caratteristica di larghezza 3.40 e altezza variabile da 2.52 a 5.62 m.

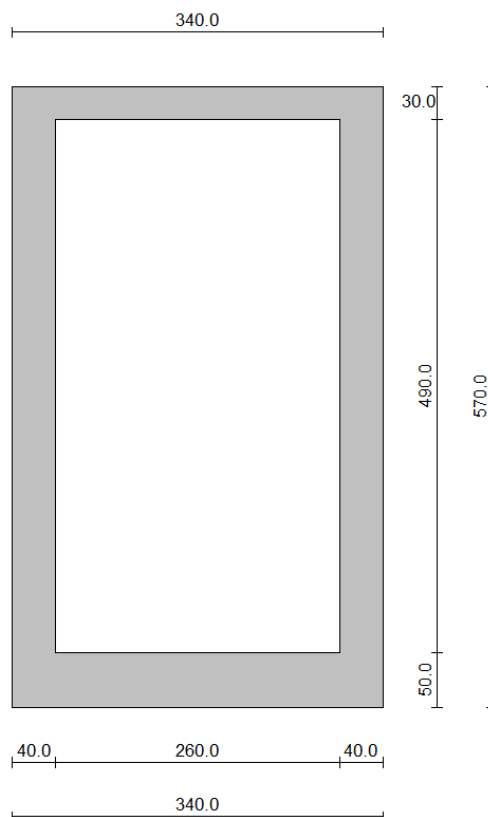
L'impalcato in legno appoggia su 4 sezioni scatolari in c.a. di cui 3 hanno le medesime dimensioni in pianta, pari a 8.90x4.20 m; l'ultimo ha sezione in pianta quadrata di dimensioni 4.20x4.20 m.

Le strutture sono affondate per almeno 1.00 m nel terreno, nei successivi calcoli, a favore di sicurezza si assume un affondamento nullo e un livello di falda coincidente con l'intradosso della fondazione.

### 10.1 Sezione 3.40x5.70 m

#### Geometria scatolare

Altezza esterna	5.70	[m]
Larghezza esterna	3.40	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.40	[m]
Spessore piedritto destro	0.40	[m]
Spessore fondazione	0.50	[m]
Spessore traverso	0.30	[m]



*Geometria di calcolo*

## Caratteristiche strati terreno

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	0.130	[N/mm <sup>2</sup> /cm]

## Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
---	------	-----

## 10.1.1 Condizioni di carico

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

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

#### Forze distribuite

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

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

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

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

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

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

### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

### Condizione di carico n° 7 (Folla)

Conc	Pied_S	Y= 5.70	$F_y= 0.00$	$F_x= -1.50$	M= 2.10		
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 3.40$	$V_{ni}= 5.00$	$V_{nf}= 5.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

### Condizione di carico n° 8 (Neve)

Distr Traverso  $X_i= 0.00$   $X_f= 3.40$   $V_{ni}= 1.20$   $V_{nf}= 1.20$   $V_{ti}= 0.00$   $V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Vento)

Distr Pied\_S  $Y_i= 0.00$   $Y_f= 5.70$   $V_{ni}= 1.02$   $V_{nf}= 1.02$   $V_{ti}= 0.00$   $V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 10 (TEMP +)

Term Traverso  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$

Term Pied\_S  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$

Term Pied\_D  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$

Condizione di carico n° 11 (TEMP -)

Term Traverso  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$

Term Pied\_S  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$

Term Pied\_D  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$

Condizione di carico n° 12 (RITIRO)

Term Traverso  $D_{te}= -8.00$   $D_{ti}= -8.00$

### 10.1.2 Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

**Stato Limite Ultimo**

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

**Stato Limite di Esercizio**

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60  $f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45  $f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80  $f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

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

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 4.00 [cm]

### 10.1.3 Descrizione combinazioni di carico

#### Simbologia adottata

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

#### Norme Tecniche 2008

#### Simbologia adottata

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.20	1.20

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

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 27 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 28 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 29 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 30 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 31 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 32 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 33 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60



TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 36 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 37 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

### 10.1.4 Analisi della spinta e verifiche

#### Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso  
 X ascisse (espresse in m) positive verso destra  
 Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto  
 M momento espresso in kNm  
 V taglio espresso in kN  
 SN sforzo normale espresso in kN  
 ux spostamento direzione X espresso in cm  
 uy spostamento direzione Y espresso in cm  
 $\sigma_i$  pressione sul terreno espressa in N/mm<sup>2</sup>

#### Tipo di analisi

Pressione in calotta pressione geostatica  
 I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo angolo di attrito  
 Metodo di calcolo della portanza Hansen

#### Spinta sui piedritti

#### Sisma

#### Identificazione del sito

Latitudine 45.419605  
 Longitudine 8.935588  
 Comune Albairate  
 Provincia Milano  
 Regione Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo 12479 - 12480 - 12258 - 12257

#### Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria  
 Vita nominale 50 anni  
 Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto  
 pericolose  
 Vita di riferimento 100 anni

#### Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.50 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 9.09$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 4.54$

#### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.27 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 4.96$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 2.48$   
 Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica	Wood
Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]

#### Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	34
Numero elementi trasverso	16
Numero elementi piedritto sinistro	54
Numero elementi piedritto destro	54
Numero molle fondazione	35
Numero molle piedritto sinistro	55
Numero molle piedritto destro	55

### 10.1.5 Inviluppo sollecitazioni nodali

#### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.20	-61.72	24.34	-118.74	-29.23	-4.89	10.61
0.96	1.96	47.05	-78.82	-2.63	-4.05	10.61
1.70	27.54	60.86	-37.11	34.23	-3.68	10.61
2.44	-1.41	72.85	-2.78	74.62	-3.68	10.61
3.20	-68.75	46.84	35.30	122.18	-3.68	10.61

#### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.20	-72.37	71.46	-19.43	53.30	-8.39	6.06
0.96	-40.11	56.84	-26.12	40.95	-8.39	6.06
1.70	-15.04	36.66	-33.22	31.03	-8.39	6.06
2.44	1.43	7.48	-45.34	23.93	-8.39	6.06
3.20	-31.53	21.37	-57.69	16.69	-8.39	6.06

#### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.25	-61.72	24.34	-3.68	14.67	30.19	120.87
2.90	-61.98	48.72	-3.68	10.61	5.38	87.09
5.55	-72.37	71.46	-6.06	8.39	-19.43	53.30

#### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.25	-68.75	46.84	-8.39	8.95	37.15	125.26
2.90	-47.42	32.05	-8.39	6.58	11.16	91.47
5.55	-31.53	21.37	-8.39	6.06	-16.69	57.69

### 10.1.6 Involuppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

#### Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$N_u$	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
$M_u$	Momento ultimo, espressa in kNm
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espresse in cmq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espresse in cmq
$CS$	Coeff. di sicurezza sezione
$V_{Rd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rcd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rsd}$	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 50.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$CS$
0.20	10.05	10.05	2.67
0.96	10.05	10.05	3.42
1.70	10.05	10.05	2.25
2.44	10.05	10.05	2.25
3.20	10.05	10.05	2.32

$X$	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
0.20	174.69	0.00	0.00	0.00
0.96	174.69	0.00	0.00	0.00
1.70	174.69	0.00	0.00	0.00
2.44	174.69	0.00	0.00	0.00
3.20	174.69	0.00	0.00	0.00

#### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 30.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$CS$
0.20	15.71	15.71	1.94
0.96	15.71	15.71	2.24
1.70	15.71	15.71	3.10
2.44	15.71	15.71	7.44
3.20	15.71	15.71	4.34

$X$	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
0.20	144.52	0.00	0.00	0.00
0.96	144.52	0.00	0.00	0.00
1.70	144.52	0.00	0.00	0.00
2.44	144.52	0.00	0.00	0.00
3.20	144.52	0.00	0.00	0.00



**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.25	10.05	10.05	2.89
2.90	10.05	10.05	2.55
5.55	10.05	10.05	1.73

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.25	153.37	0.00	0.00	0.00
2.90	148.81	0.00	0.00	0.00
5.55	144.25	0.00	0.00	0.00

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.25	10.05	10.05	2.54
2.90	10.05	10.05	3.52
5.55	10.05	10.05	5.07

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.25	161.75	0.00	0.00	0.00
2.90	157.18	0.00	0.00	0.00
5.55	152.62	0.00	0.00	0.00

### 10.1.7 Involuppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

#### Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espressa in cmq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espressa in cmq
$\sigma_{fi}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in N/mmq
$\sigma_{fs}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in N/mmq
$\sigma_c$	Tensione nel calcestruzzo, espresse in N/mmq
$\tau_c$	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in N/mmq
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 50.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.20	10.05	10.05	1.876	107.874	38.743
0.96	10.05	10.05	1.528	13.756	82.504
1.70	10.05	10.05	1.880	16.347	108.061
2.44	10.05	10.05	2.264	19.715	129.822
3.20	10.05	10.05	2.213	121.262	89.491

#### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 30.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.20	15.71	15.71	5.015	159.095	165.277
0.96	15.71	15.71	3.728	126.243	89.798
1.70	15.71	15.71	2.303	78.820	30.937
2.44	15.71	15.71	0.487	17.529	3.479
3.20	15.71	15.71	1.928	39.378	66.331

#### Verifica sezioni piedritto sinistro (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 40.00$  cm

$Y$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.25	10.05	10.05	2.856	36.043	95.111
2.90	10.05	10.05	3.167	112.678	122.098
5.55	10.05	10.05	3.722	177.104	162.472

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.25	10.05	10.05	3.343	94.187	117.525
2.90	10.05	10.05	2.401	71.611	84.227
5.55	10.05	10.05	1.458	49.301	50.929

### 10.1.8 Verifiche fessurazione

#### Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X <sub>i</sub>	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M <sub>p</sub>	Momento, espresse in kNm
M <sub>n</sub>	Momento, espresse in kNm
w <sub>k</sub>	Ampiezza fessure, espresse in mm
w <sub>lim</sub>	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ε <sub>sm</sub>	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

#### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	8.71	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.96	10.05	10.05	115.62	-115.62	-26.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.70	10.05	10.05	115.62	-115.62	-38.28	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.44	10.05	10.05	115.62	-115.62	-26.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	3.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	8.71	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-2.24	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.96	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.00	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.70	15.71	15.71	45.29	-45.29	6.03	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.44	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.00	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	3.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-2.24	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-8.71	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.47	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-2.24	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-8.71	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.47	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-2.24	0.00	0.30	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	8.91	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	10.05	10.05	115.62	-115.62	-29.77	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	10.05	10.05	115.62	-115.62	-42.26	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	10.05	10.05	115.62	-115.62	-29.77	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	8.91	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-4.09	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	15.71	15.71	45.29	-45.29	5.34	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	15.71	15.71	45.29	-45.29	8.41	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	15.71	15.71	45.29	-45.29	5.34	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-4.09	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-8.91	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-6.50	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-4.09	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-8.91	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-6.50	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-4.09	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	8.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	10.05	10.05	115.62	-115.62	-27.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	10.05	10.05	115.62	-115.62	-38.53	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	10.05	10.05	115.62	-115.62	-27.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	8.72	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-2.36	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.09	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	15.71	15.71	45.29	-45.29	6.18	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.09	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-2.36	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-8.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.54	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-2.36	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-8.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.54	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-2.36	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	9.92	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	10.05	10.05	115.62	-115.62	-25.83	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	10.05	10.05	115.62	-115.62	-38.06	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	10.05	10.05	115.62	-115.62	-27.35	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	7.93	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-1.89	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.14	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	15.71	15.71	45.29	-45.29	5.95	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	15.71	15.71	45.29	-45.29	3.70	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-2.76	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-9.92	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.19	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-1.89	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-7.93	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.35	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-2.76	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	-7.25	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	10.05	10.05	115.62	-115.62	-32.98	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	10.05	10.05	115.62	-115.62	-34.87	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	10.05	10.05	115.62	-115.62	-13.79	0.00	0.40	0.00	0.000000



5	3.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	31.54	0.00	0.40	0.00	0.000000
---	------	-------	-------	--------	---------	-------	------	------	------	----------

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	27.03	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	15.71	15.71	45.29	-45.29	23.49	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	15.71	15.71	45.29	-45.29	15.91	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.28	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-11.76	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	7.25	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	17.14	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	27.03	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-31.54	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-21.65	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-11.76	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	24.66	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	10.05	10.05	115.62	-115.62	-20.64	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	10.05	10.05	115.62	-115.62	-41.69	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	10.05	10.05	115.62	-115.62	-39.83	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	-14.13	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-31.52	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	15.71	15.71	45.29	-45.29	-15.48	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	15.71	15.71	45.29	-45.29	-3.85	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	15.71	15.71	45.29	-45.29	3.73	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	7.27	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-24.66	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-28.09	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-31.52	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	14.13	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	10.70	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	7.27	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	9.80	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	10.05	10.05	115.62	-115.62	-25.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	10.05	10.05	115.62	-115.62	-37.19	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	10.05	10.05	115.62	-115.62	-25.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	10.05	10.05	115.62	-115.62	9.80	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-1.64	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	0.96	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.61	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.70	15.71	15.71	45.29	-45.29	6.64	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.44	15.71	15.71	45.29	-45.29	4.61	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.20	15.71	15.71	45.29	-45.29	-1.64	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-9.80	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-1.64	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.25	10.05	10.05	74.90	-74.90	-9.80	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.90	10.05	10.05	74.90	-74.90	-5.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	5.55	10.05	10.05	74.90	-74.90	-1.64	0.00	0.40	0.00	0.000000

### 10.1.9 Verifiche geotecniche

Si verifica la capacità portante nel caso in cui la combinazione delle azioni porti ad avere la massima pressione scaricata sul terreno.  
 Per la combinazione 23 si hanno i seguenti risultati.

CALCOLO PORTATA LIMITE FONDAZIONE SUPERFICIALE					
Formulazione di Brinch-Hansen					
$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$					
$\phi =$	24.791 °	$M =$	0.00 kNm		
$c =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$N =$	1701.90 kN		
$B_R =$	3.40 m	$\rightarrow B =$	3.40 m	$H =$	147.90 kN
$L =$	10.00 m				
$e =$	0.00 m				
$D =$	1.00 m	$\rightarrow q' =$	20.00 kN/m <sup>2</sup>	136.32 +	(contributo forze d'attrito)
$\gamma_{fond} =$	9.00 kN/m <sup>3</sup>			0.00 +	(contributo forze di coesione)
$\alpha =$	0 °			210.44 =	(contributo sovraccarico laterale)
$\omega =$	0 °			<b><math>q_{LIM} =</math></b>	<b>346.77 kN/m<sup>2</sup></b> (Portata Limite)
$\gamma_{fil} =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>			<b><math>q_{Amm} =</math></b>	<b>192.65 kN/m<sup>2</sup></b> (Portata Ammissibile $\gamma_f=1.8$ )
$N_{\phi} =$	2.44	$s_{\gamma} =$	1.08	$d_q =$	1.09
$N_q =$	10.43	$s_q =$	1.08	$d_c =$	1.10
$N_c =$	20.42	$s_c =$	1.17	$i_{\gamma} =$	0.78
$N_{\gamma} =$	10.56			$i_q =$	0.85
				$i_c =$	0.84
				$b_{\gamma} =$	1.00
				$b_q =$	1.00
				$b_c =$	1.00
				$g_{\gamma} =$	1.00
				$g_q =$	1.00
				$g_c =$	1.00
				$m =$	1.75

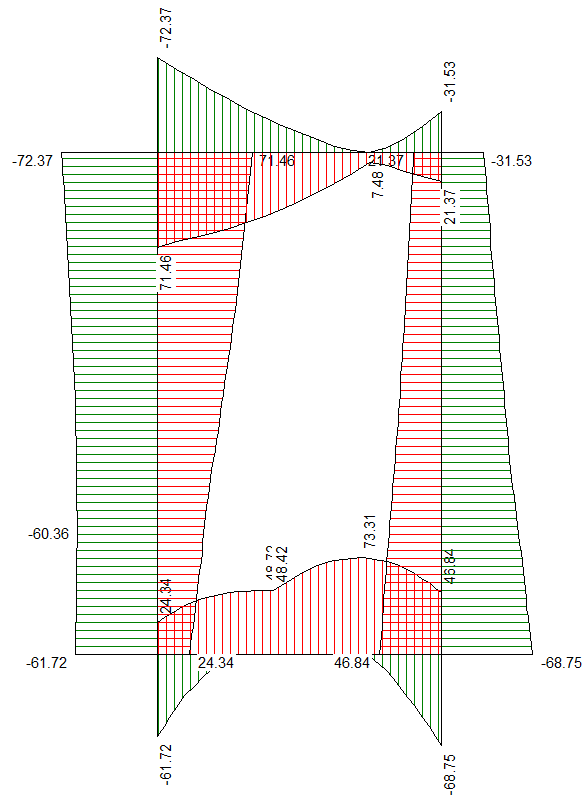
$\sigma_{max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{min}$ kN/m <sup>2</sup>	$L_{req}$ (m)	$\sigma_{eq}$ kN/m <sup>2</sup>
50.056	50.056	3.400	50.056
0.050	0.050	3.400	0.050

La verifica si ritiene soddisfatta in quanto  $\sigma_{eq} = 20.06 < q_{AMM} = 192.65$  kN/m<sup>2</sup>.

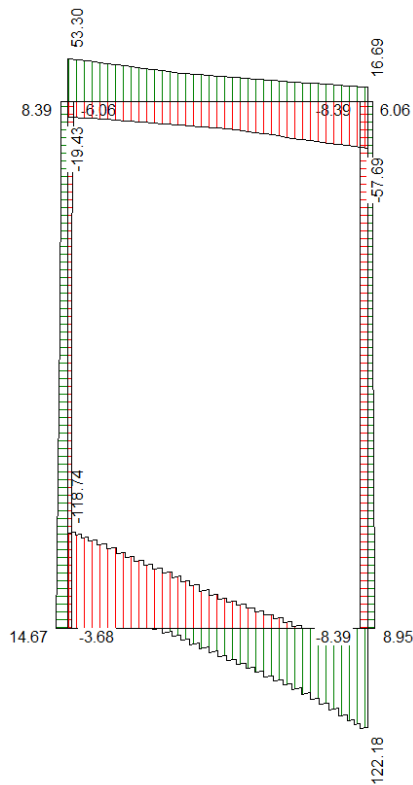


### 10.1.10 Diagrammi

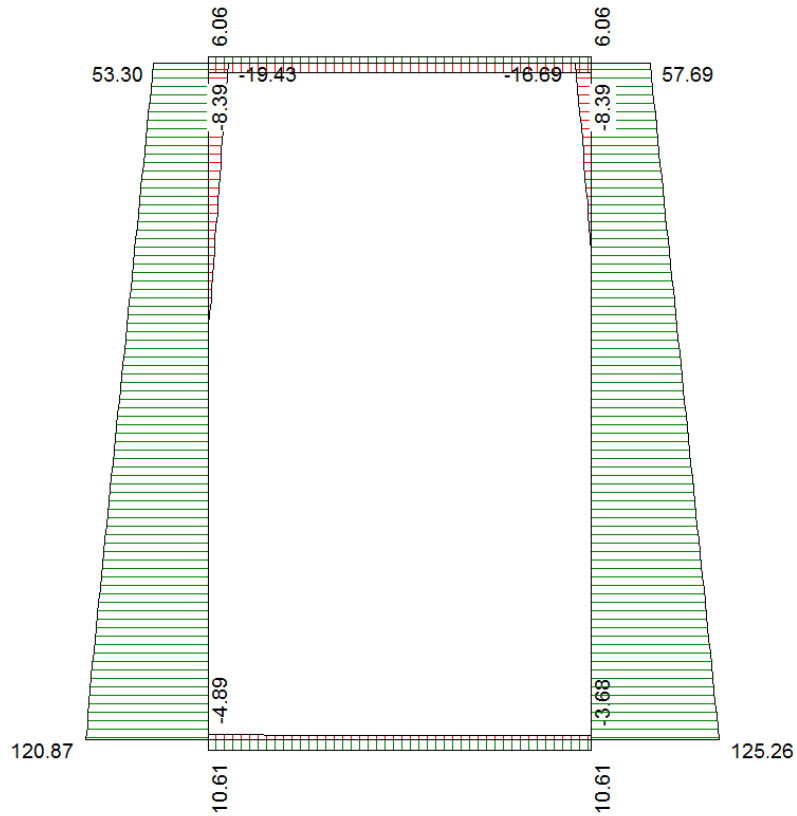
Si riportano di seguito i diagrammi delle azioni sollecitanti per l'involuppo delle combinazioni agli SLU eSLE.



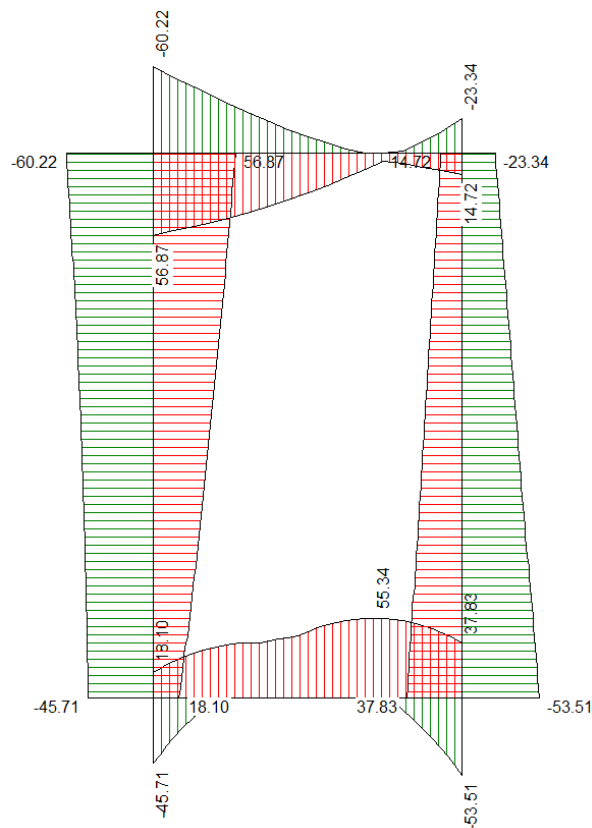
*Involuppo momento SLU*



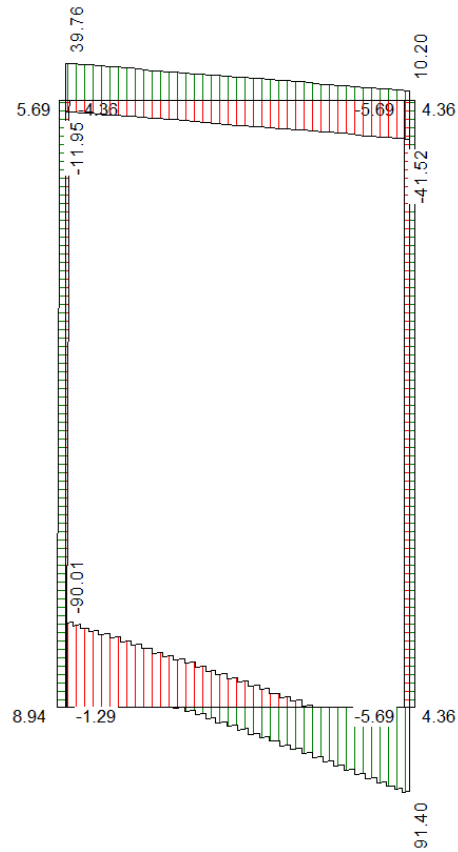
*Involuppo taglio SLU*



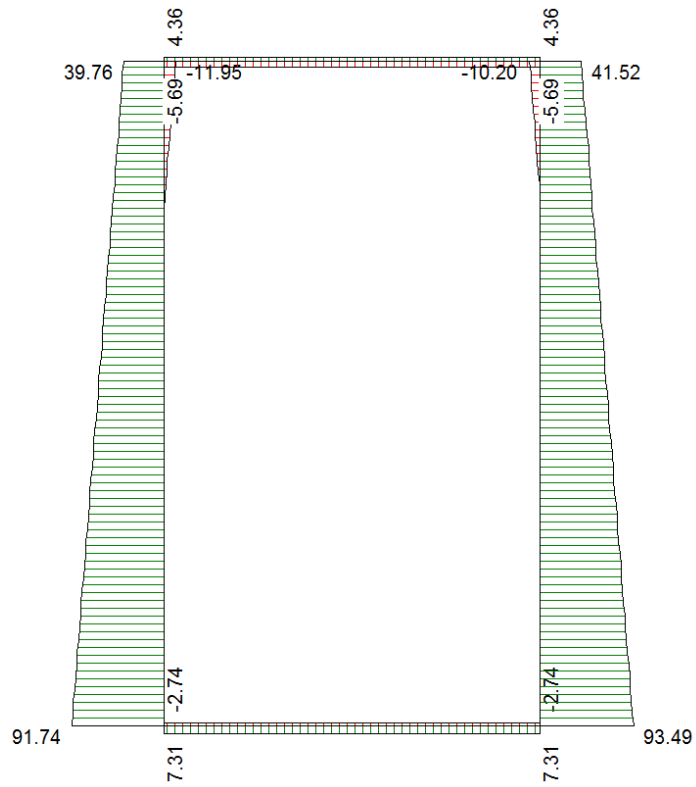
*Inviluppo azione assiale SLU*



*Inviluppo momento SLE*



*Inviluppo taglio SLU*



*Inviluppo azione assiale SLE*



### 10.1.11 Riepilogo armature

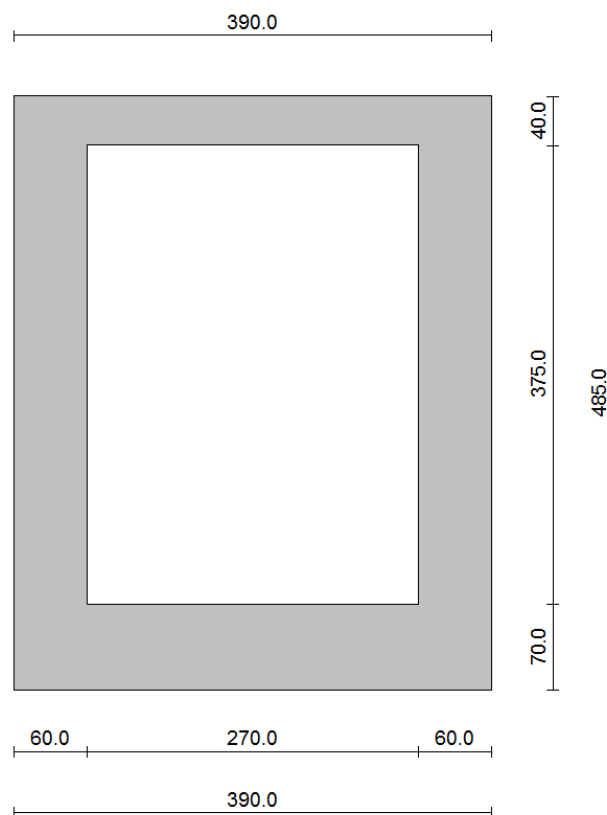
Da quanto esposto nella presente relazione si dispone per il manufatto la seguente armatura.

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ16/20	φ16/20
	Ritti	φ16/20	φ16/20
	Traverso	φ20/20	φ20/20
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	–	-
	Ritti – Fond.	–	–
	Traverso	–	–
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ12/20	φ12/20
	Ritti	φ12/20	φ12/20
	Traverso	φ12/20	φ12/20

## 10.2 Sezione 3.90x4.85 m

### Geometria scatolare

Altezza esterna	4.85	[m]
Larghezza esterna	3.90	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.60	[m]
Spessore piedritto destro	0.60	[m]
Spessore fondazione	0.70	[m]
Spessore traverso	0.40	[m]



*Geometria di calcolo*

## Caratteristiche strati terreno

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	0.130	[N/mm <sup>2</sup> /cm]

## Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
---	------	-----

## 10.2.1 Condizioni di carico

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

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

#### Forze distribuite

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

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

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

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

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

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

### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

### Condizione di carico n° 7 (Folla)

Conc	Pied_S	Y= 4.85	$F_y= 0.00$	$F_x= -1.50$	M= 2.10		
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 3.90$	$V_{ni}= 5.00$	$V_{nf}= 5.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

### Condizione di carico n° 8 (Neve)

Distr Traverso  $X_i= 0.00$   $X_f= 3.90$   $V_{ni}= 1.20$   $V_{nf}= 1.20$   $V_{ti}= 0.00$   $V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Vento)

Distr Pied\_S  $Y_i= 0.00$   $Y_f= 4.85$   $V_{ni}= 1.02$   $V_{nf}= 1.02$   $V_{ti}= 0.00$   $V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 10 (TEMP +)

Term Traverso  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$   
 Term Pied\_S  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$   
 Term Pied\_D  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$

Condizione di carico n° 11 (TEMP -)

Term Traverso  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$   
 Term Pied\_S  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$   
 Term Pied\_D  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$

Condizione di carico n° 12 (RITIRO)

Term Traverso  $D_{te}= -8.00$   $D_{ti}= -8.00$

### 10.2.2 Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

**Stato Limite Ultimo**

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

**Stato Limite di Esercizio**

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 $f_{ck}$
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 $f_{ck}$
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	0.80 $f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

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

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 4.00 [cm]

### 10.2.3 Descrizione combinazioni di carico

#### Simbologia adottata

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

#### Norme Tecniche 2008

#### Simbologia adottata

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.20	1.20

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

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.00	1.00



Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 27 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 28 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 29 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 30 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 31 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 32 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 33 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 36 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 37 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

## 10.2.4 Analisi della spinta e verifiche

### Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso  
 X ascisse (espresse in m) positive verso destra  
 Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto  
 M momento espresso in kNm  
 V taglio espresso in kN  
 SN sforzo normale espresso in kN  
 ux spostamento direzione X espresso in cm  
 uy spostamento direzione Y espresso in cm  
 $\sigma_t$  pressione sul terreno espressa in N/mm<sup>2</sup>

### Tipo di analisi

Pressione in calotta pressione geostatica  
 I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo angolo di attrito  
 Metodo di calcolo della portanza Hansen

### Spinta sui piedritti

### Sisma

#### Identificazione del sito

Latitudine 45.419605  
 Longitudine 8.935588  
 Comune Albairate  
 Provincia Milano  
 Regione Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo 12479 - 12480 - 12258 - 12257

#### Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria  
 Vita nominale 50 anni  
 Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto  
 pericolose  
 Vita di riferimento 100 anni

#### Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.50 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 9.09$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 4.54$

#### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.27 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 4.96$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 2.48$   
 Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica Wood  
 Angolo diffusione sovraccarico 30.00 [°]

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione 36  
 Numero elementi trasverso 18  
 Numero elementi piedritto sinistro 46  
 Numero elementi piedritto destro 46  
 Numero molle fondazione 37  
 Numero molle piedritto sinistro 47  
 Numero molle piedritto destro 47

**10.2.5 Inviluppo sollecitazioni nodali**

**Inviluppo sollecitazioni fondazione**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.30	-114.14	40.87	-163.27	-26.26	-9.10	23.50
1.08	-17.29	61.24	-112.39	5.83	-7.88	23.50
1.95	25.48	72.90	-54.67	57.28	-7.43	23.50
2.82	-31.60	97.12	-9.80	114.48	-7.43	23.50
3.60	-134.83	72.92	31.94	165.12	-7.43	23.50

**Inviluppo sollecitazioni trasverso**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.30	-141.87	135.93	-33.42	84.21	-21.70	9.74
1.18	-78.52	104.08	-44.62	67.08	-21.70	9.74
1.95	-33.91	67.88	-54.45	53.24	-21.70	9.74
2.72	-0.41	20.07	-69.50	43.41	-21.70	9.74
3.60	-48.51	36.85	-86.63	32.21	-21.70	9.74

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.35	-114.14	40.87	-7.43	26.80	27.84	166.44
2.50	-124.47	88.92	-7.43	23.51	-2.35	125.32
4.65	-141.87	135.93	-9.74	21.70	-33.42	84.21

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.35	-134.83	72.92	-21.70	13.75	35.07	168.86
2.50	-90.21	53.76	-21.70	10.88	3.44	127.74
4.65	-48.51	36.85	-21.70	9.74	-32.21	86.63



## 10.2.6 Involuppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

### Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$N_u$	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
$M_u$	Momento ultimo, espressa in kNm
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espresse in cmq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espresse in cmq
$CS$	Coeff. di sicurezza sezione
$V_{Rd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rcd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rsd}$	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 70.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$CS$
0.30	15.71	15.71	3.21
1.08	15.71	15.71	5.04
1.95	15.71	15.71	3.76
2.82	15.71	15.71	3.76
3.60	15.71	15.71	2.90

$X$	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
0.30	227.95	0.00	0.00	0.00
1.08	227.95	0.00	0.00	0.00
1.95	227.95	0.00	0.00	0.00
2.82	227.95	0.00	0.00	0.00
3.60	227.95	0.00	0.00	0.00

### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 40.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$CS$
0.30	19.01	19.01	1.70
1.18	19.01	19.01	1.98
1.95	19.01	19.01	2.68
2.72	19.01	19.01	5.19
3.60	19.01	19.01	4.60

$X$	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
0.30	176.31	0.00	0.00	0.00
1.18	176.31	0.00	0.00	0.00
1.95	176.31	0.00	0.00	0.00
2.72	176.31	0.00	0.00	0.00
3.60	176.31	0.00	0.00	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.35	15.71	15.71	4.17
2.50	15.71	15.71	3.18
4.65	15.71	15.71	2.17

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.35	213.70	0.00	0.00	0.00
2.50	207.95	0.00	0.00	0.00
4.65	202.19	0.00	0.00	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.35	15.71	15.71	3.28
2.50	15.71	15.71	4.47
4.65	15.71	15.71	6.39

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.35	228.61	0.00	0.00	0.00
2.50	222.86	0.00	0.00	0.00
4.65	217.10	0.00	0.00	0.00

## 10.2.7 Involuppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

### Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espressa in cm <sup>2</sup>
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espressa in cm <sup>2</sup>
$\sigma_{fi}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{fs}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_c$	Tensione nel calcestruzzo, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$\tau_c$	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cm <sup>2</sup>

### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 70.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.30	15.71	15.71	1.611	92.067	32.683
1.08	15.71	15.71	0.990	10.997	48.731
1.95	15.71	15.71	1.057	11.178	61.384
2.82	15.71	15.71	1.452	17.753	83.271
3.60	15.71	15.71	2.003	104.782	68.140

### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 40.00$  cm

$X$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.30	19.01	19.01	5.232	182.049	189.374
1.18	19.01	19.01	3.655	139.303	105.478
1.95	19.01	19.01	2.286	89.051	44.541
2.72	19.01	19.01	0.590	26.942	4.867
3.60	19.01	19.01	1.664	41.654	66.239

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 60.00$  cm

$Y$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.35	15.71	15.71	2.208	33.516	70.453
2.50	15.71	15.71	2.544	89.362	96.269
4.65	15.71	15.71	2.931	142.123	126.036

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.35	15.71	15.71	2.687	66.660	93.416
2.50	15.71	15.71	1.834	53.307	61.065
4.65	15.71	15.71	0.977	40.270	28.811

### 10.2.8 Verifiche fessurazione

#### *Simbologia adottata ed unità di misura*

N°	Indice sezione
X <sub>i</sub>	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M <sub>p</sub>	Momento, espresse in kNm
M <sub>n</sub>	Momento, espresse in kNm
w <sub>k</sub>	Ampiezza fessure, espresse in mm
w <sub>lim</sub>	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ε <sub>sm</sub>	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

#### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	15.71	15.71	230.99	-230.99	16.71	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.08	15.71	15.71	230.99	-230.99	-30.60	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.95	15.71	15.71	230.99	-230.99	-48.64	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.82	15.71	15.71	230.99	-230.99	-30.60	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	3.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	16.71	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	19.01	19.01	81.27	-81.27	-5.38	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.18	19.01	19.01	81.27	-81.27	5.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.95	19.01	19.01	81.27	-81.27	7.97	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.72	19.01	19.01	81.27	-81.27	5.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	3.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-5.38	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-16.71	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-5.38	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-16.71	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-5.38	0.00	0.30	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	15.71	15.71	230.99	-230.99	17.38	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.08	15.71	15.71	230.99	-230.99	-33.62	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	15.71	15.71	230.99	-230.99	-53.06	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.82	15.71	15.71	230.99	-230.99	-33.62	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	17.38	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	19.01	19.01	81.27	-81.27	-8.01	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.18	19.01	19.01	81.27	-81.27	6.41	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	19.01	19.01	81.27	-81.27	10.44	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.72	19.01	19.01	81.27	-81.27	6.41	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-8.01	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-17.38	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.70	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-8.01	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-17.38	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.70	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-8.01	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	15.71	15.71	230.99	-230.99	16.76	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.08	15.71	15.71	230.99	-230.99	-30.79	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	15.71	15.71	230.99	-230.99	-48.92	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.82	15.71	15.71	230.99	-230.99	-30.79	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	16.76	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	19.01	19.01	81.27	-81.27	-5.55	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.18	19.01	19.01	81.27	-81.27	5.14	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	19.01	19.01	81.27	-81.27	8.13	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.72	19.01	19.01	81.27	-81.27	5.14	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-5.55	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-16.76	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.15	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-5.55	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-16.76	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.15	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-5.55	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	15.71	15.71	230.99	-230.99	17.52	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.08	15.71	15.71	230.99	-230.99	-29.94	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	15.71	15.71	230.99	-230.99	-48.51	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.82	15.71	15.71	230.99	-230.99	-31.01	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	16.16	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	19.01	19.01	81.27	-81.27	-5.15	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.18	19.01	19.01	81.27	-81.27	5.14	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	19.01	19.01	81.27	-81.27	7.94	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.72	19.01	19.01	81.27	-81.27	4.89	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-5.68	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-17.52	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.86	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-5.15	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-16.16	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.92	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-5.68	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	15.71	15.71	230.99	-230.99	-14.07	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.08	15.71	15.71	230.99	-230.99	-44.04	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	15.71	15.71	230.99	-230.99	-42.85	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.82	15.71	15.71	230.99	-230.99	-5.55	0.00	0.40	0.00	0.000000



5	3.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	59.14	0.00	0.40	0.00	0.000000
---	------	-------	-------	--------	---------	-------	------	------	------	----------

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	19.01	19.01	81.27	-81.27	51.51	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.18	19.01	19.01	81.27	-81.27	42.45	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	19.01	19.01	81.27	-81.27	28.25	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.72	19.01	19.01	81.27	-81.27	8.22	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-21.70	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	14.07	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	32.79	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	51.51	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-59.14	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-40.42	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-21.70	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	15.71	15.71	230.99	-230.99	47.50	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.08	15.71	15.71	230.99	-230.99	-17.16	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	15.71	15.71	230.99	-230.99	-54.43	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.82	15.71	15.71	230.99	-230.99	-55.65	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	-25.71	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	19.01	19.01	81.27	-81.27	-62.26	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.18	19.01	19.01	81.27	-81.27	-32.34	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	19.01	19.01	81.27	-81.27	-12.31	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.72	19.01	19.01	81.27	-81.27	1.89	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	10.95	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-47.50	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-54.88	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-62.26	0.00	0.40	0.00	0.000000



**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	25.71	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	18.33	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	10.95	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	15.71	15.71	230.99	-230.99	21.42	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.08	15.71	15.71	230.99	-230.99	-25.90	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	15.71	15.71	230.99	-230.99	-43.96	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.82	15.71	15.71	230.99	-230.99	-25.90	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	21.42	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.30	19.01	19.01	81.27	-81.27	-3.44	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.18	19.01	19.01	81.27	-81.27	7.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	1.95	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.91	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	2.72	19.01	19.01	81.27	-81.27	7.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	3.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-3.44	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-21.42	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.43	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-3.44	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-21.42	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	2.50	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.43	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	4.65	15.71	15.71	171.80	-171.80	-3.44	0.00	0.40	0.00	0.000000



### 10.2.9 Verifiche geotecniche

Si verifica la capacità portante nel caso in cui la combinazione delle azioni porti ad avere la massima pressione scaricata sul terreno.  
 Per la combinazione 22 si hanno i seguenti risultati.

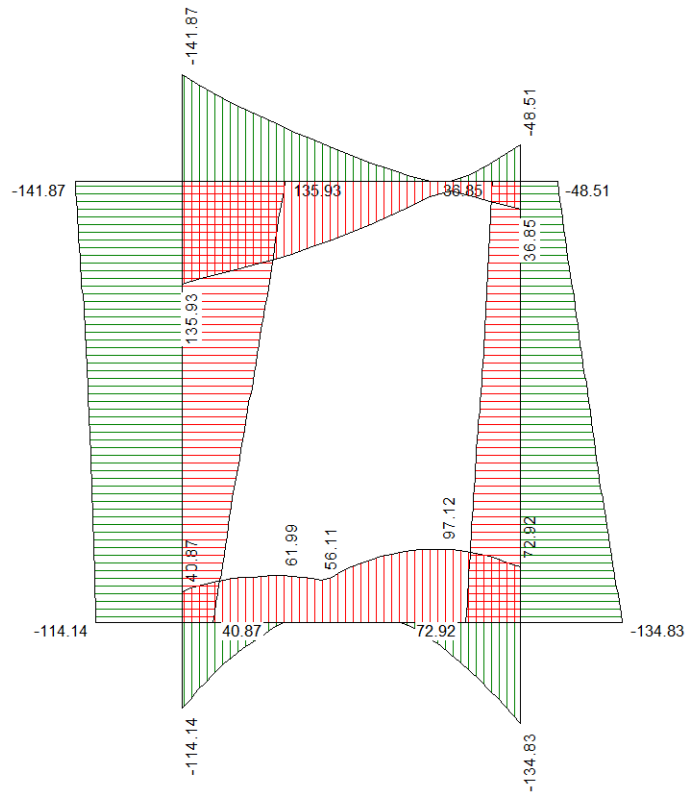
CALCOLO PORTATA LIMITE FONDAZIONE SUPERFICIALE					
Formulazione di Brinch-Hansen					
$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$					
$\phi =$	24.791 °	$M =$	0.00 kNm		
$c =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$N =$	2253.00 kN		
$B_R =$	3.90 m	$\rightarrow B =$	3.90 m	$H =$	195.80 kN
$L =$	10.00 m				
$e =$	0.00 m				
$D =$	1.00 m	$\rightarrow q' =$	20.00 kN/m <sup>2</sup>	158.52 +	(contributo forze d'attrito)
$\gamma_{fond} =$	9.00 kN/m <sup>3</sup>			0.00 +	(contributo forze di coesione)
$\alpha =$	0 °			211.04 =	(contributo sovraccarico laterale)
$\omega =$	0 °			<b><math>q_{LIM} =</math></b>	<b>369.56 kN/m<sup>2</sup></b> (Portata Limite)
$\gamma_{fil} =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>			<b><math>q_{Amm} =</math></b>	<b>205.31 kN/m<sup>2</sup></b> (Portata Ammissibile $\gamma_f=1.8$ )
$N_{\phi} =$	2.44	$s_{\gamma} =$	1.10	$d_q =$	1.08
$N_q =$	10.43	$s_q =$	1.10	$d_c =$	1.09
$N_c =$	20.42	$s_c =$	1.19	$i_{\gamma} =$	0.78
$N_{\gamma} =$	10.56			$i_q =$	0.86
				$i_c =$	0.84
				$b_{\gamma} =$	1.00
				$b_q =$	1.00
				$b_c =$	1.00
				$g_{\gamma} =$	1.00
				$g_q =$	1.00
				$g_c =$	1.00
				$m =$	1.72

$\sigma_{max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{min}$ kN/m <sup>2</sup>	$L_{req}$ (m)	$\sigma_{eq}$ kN/m <sup>2</sup>
57.769	57.769	3.900	57.769
0.058	0.058	3.900	0.058

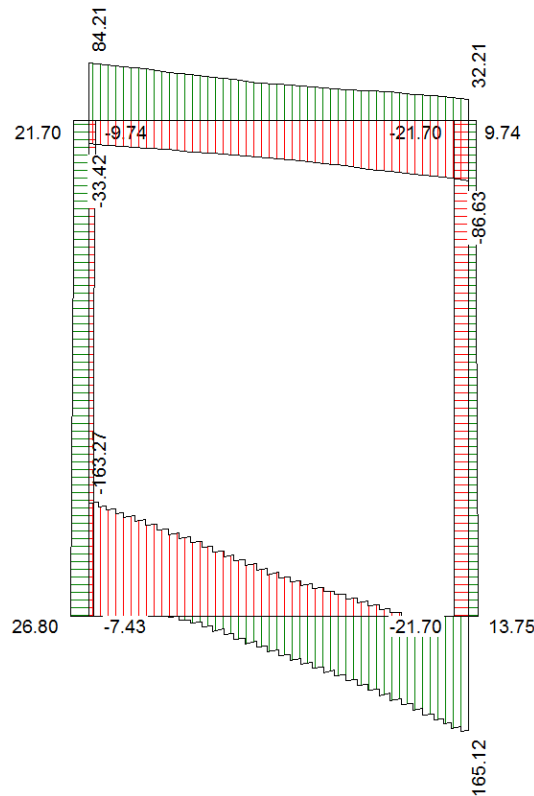
La verifica si ritiene soddisfatta in quanto  $\sigma_{eq} = 57.77 < q_{AMM} = 205.31$  kN/m<sup>2</sup>.

### 10.2.10 Diagrammi

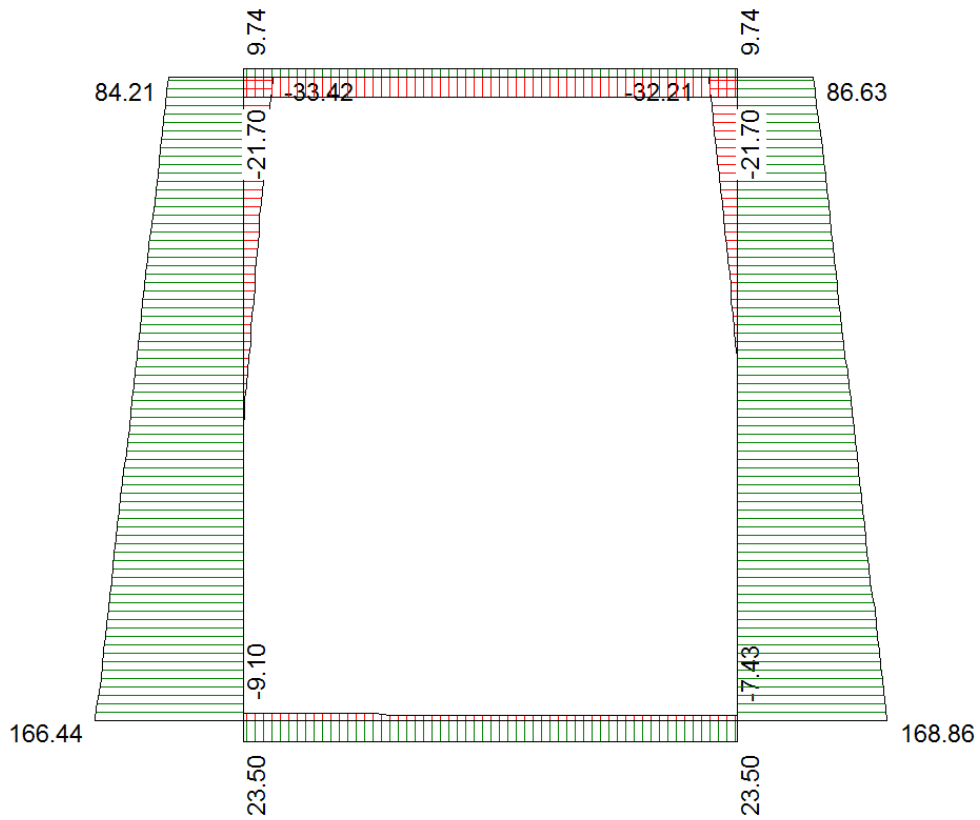
Si riportano di seguito i diagrammi delle azioni sollecitanti per l'involuppo delle combinazioni agli SLU eSLE.



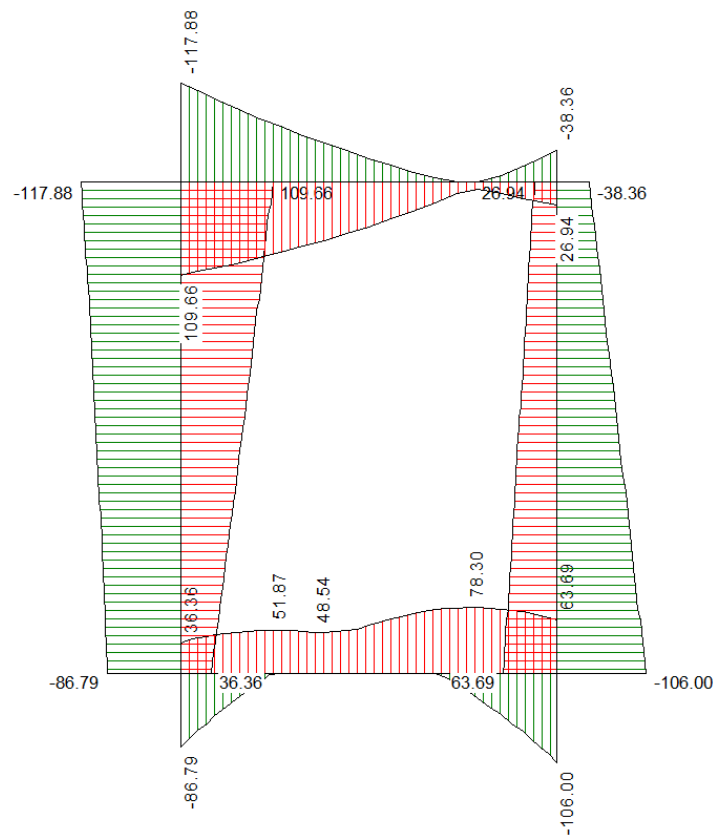
*Involuppo momento SLU*



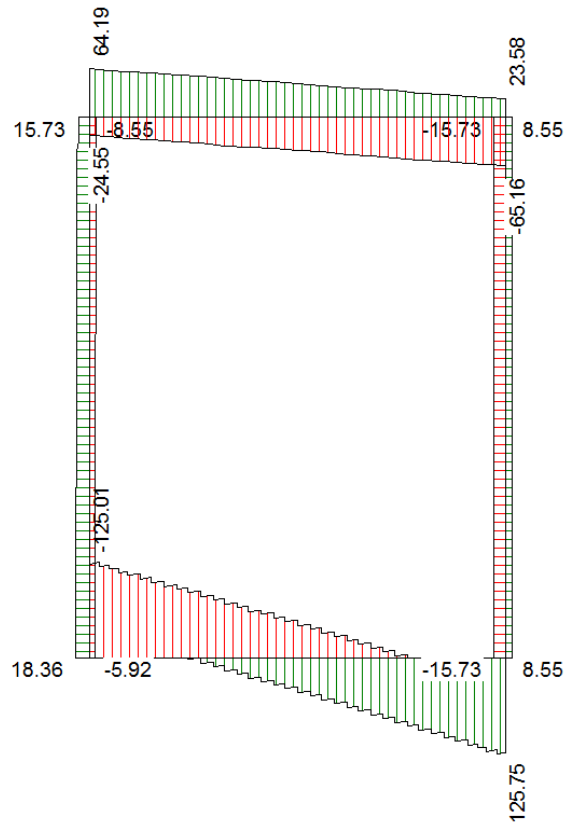
*Involuppo taglio SLU*



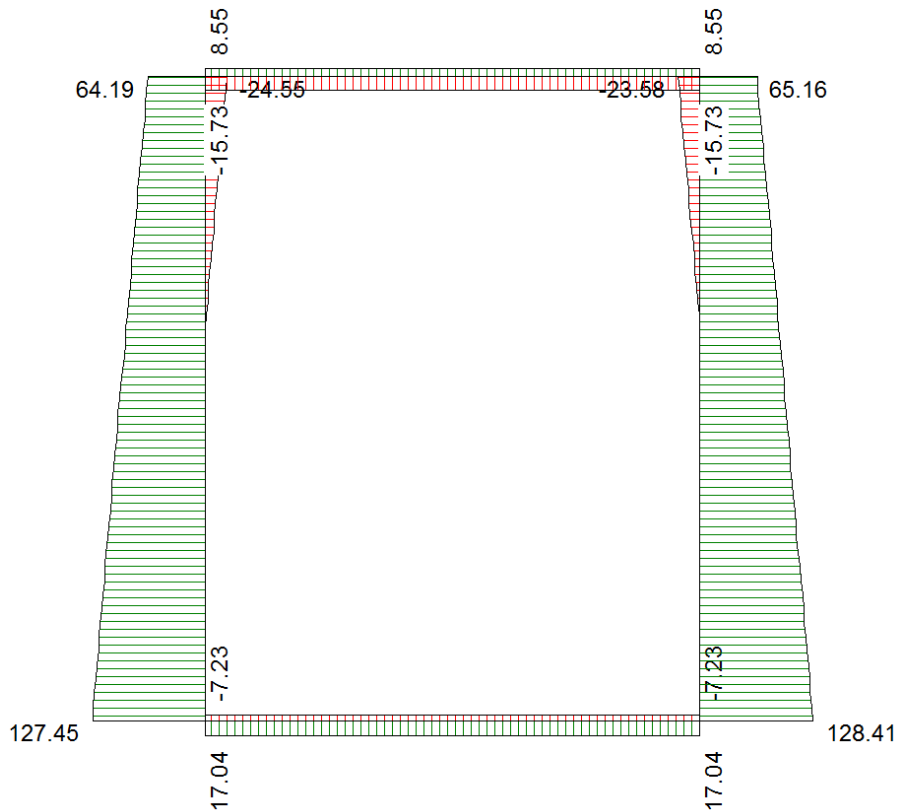
*Involuppo azione assiale SLU*



*Involuppo momento SLE*



*Involuppo taglio SLU*



*Involuppo azione assiale SLE*



### 10.2.11 Riepilogo armature

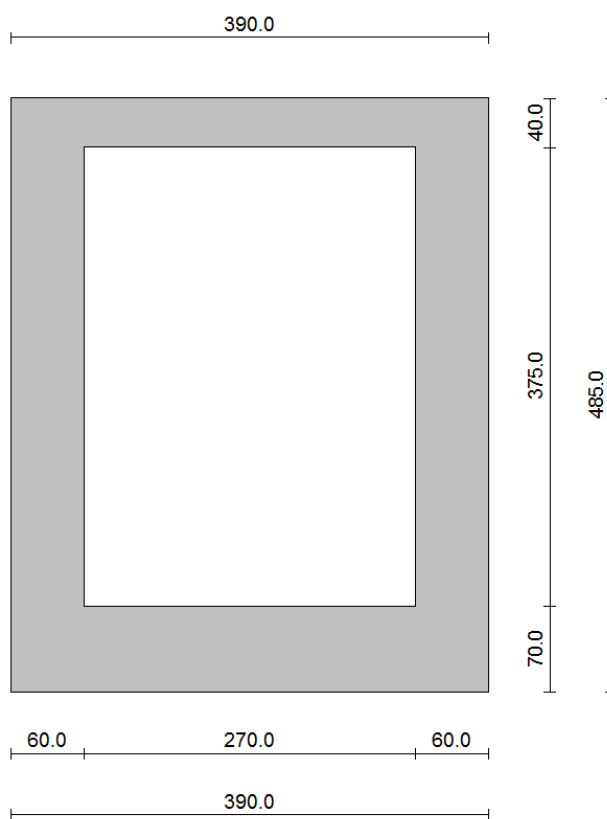
Da quanto esposto nella presente relazione si dispone per il manufatto la seguente armatura.

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ20/20	φ20/20
	Ritti	φ20/20	φ20/20
	Traverso	φ22/20	φ220/20
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	–	-
	Ritti – Fond.	–	–
	Traverso	–	–
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ12/20	φ12/20
	Ritti	φ12/20	φ12/20
	Traverso	φ12/20	φ12/20

### 10.3 Sezione 4.20x6.45 m

#### Geometria scatolare

Altezza esterna	6.45	[m]
Larghezza esterna	4.20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.70	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.60	[m]
Spessore piedritto destro	0.60	[m]
Spessore fondazione	0.70	[m]
Spessore traverso	0.40	[m]



*Geometria di calcolo*

## Caratteristiche strati terreno

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]

### Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
---	------	-----

## 10.3.1 Condizioni di carico

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 F<sub>y</sub> componente Y del carico concentrato  
 F<sub>x</sub> componente X del carico concentrato  
 M momento

#### Forze distribuite

X<sub>i</sub>, X<sub>f</sub> ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 Y<sub>i</sub>, Y<sub>f</sub> ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 V<sub>ni</sub> componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 V<sub>nf</sub> componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 V<sub>ti</sub> componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 V<sub>tf</sub> componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 D<sub>te</sub> variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 D<sub>ti</sub> variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

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

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

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

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

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

### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

### Condizione di carico n°7 (Folla)

Distr	Traverso	X <sub>i</sub> = 0.70	X <sub>f</sub> = 4.90	V <sub>ni</sub> = 5.00	V <sub>nf</sub> = 5.00	V <sub>ti</sub> = 0.00	V <sub>tf</sub> = 0.00
Conc	Pied_S	Y= 5.50	F <sub>y</sub> = 73.51	F <sub>x</sub> = 0.00	M= 0.00		

### Condizione di carico n°8 (Neve)

Distr	Traverso	X <sub>i</sub> = 0.70	X <sub>f</sub> = 4.90	V <sub>ni</sub> = 1.20	V <sub>nf</sub> = 1.20	V <sub>ti</sub> = 0.00	V <sub>tf</sub> = 0.00
-------	----------	-----------------------	-----------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

Conc	Pied_S	Y= 5.50	F <sub>y</sub> = 17.52	F <sub>x</sub> = 0.00	M= 0.00		
<u>Condizione di carico n° 9 (Vento)</u>							
Distr	Pied_S	Y <sub>i</sub> = 0.00	F <sub>r</sub> = 6.45	V <sub>ni</sub> = 1.02	V <sub>ni</sub> = 1.02	V <sub>ti</sub> = 0.00	V <sub>ti</sub> = 0.00
<u>Condizione di carico n° 10 (Sisma passerella)</u>							
Conc	Pied_S	Y= 5.50	F <sub>y</sub> = 0.60	F <sub>x</sub> = 23.84	M= 0.00		
<u>Condizione di carico n° 11 (Perm passerella)</u>							
Conc	Pied_S	Y= 5.50	F <sub>y</sub> = 64.99	F <sub>x</sub> = 3.97	M= 0.00		
<u>Condizione di carico n° 12 (TEMP +)</u>							
Term	Traverso	D <sub>te</sub> = 5.00	D <sub>ti</sub> = -5.00				
Term	Pied_S	D <sub>te</sub> = 5.00	D <sub>ti</sub> = -5.00				
Term	Pied_D	D <sub>te</sub> = 5.00	D <sub>ti</sub> = -5.00				
<u>Condizione di carico n° 13 (TEMP -)</u>							
Term	Traverso	D <sub>te</sub> = -5.00	D <sub>ti</sub> = 5.00				
Term	Pied_S	D <sub>te</sub> = -5.00	D <sub>ti</sub> = 5.00				
Term	Pied_D	D <sub>te</sub> = -5.00	D <sub>ti</sub> = 5.00				
<u>Condizione di carico n° 14 (RITIRO)</u>							
Term	Traverso	D <sub>te</sub> = -8.00	D <sub>ti</sub> = -8.00				

### 10.3.2 Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

#### Stato Limite Ultimo

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

#### Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60  $f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45  $f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80  $f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure w1=0.20 w2=0.30 w3=0.40

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 4.00 [cm]



### 10.3.3 Descrizione combinazioni di carico

#### Simbologia adottata

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

#### Norme Tecniche 2008

#### Simbologia adottata

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.20	1.20

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

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 27 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 28 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 29 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 30 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 31 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 32 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 33 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 36 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 37 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60



### 10.3.4 Analisi della spinta e verifiche

#### Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso  
 X ascisse (espresse in m) positive verso destra  
 Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto  
 M momento espresso in kNm  
 V taglio espresso in kN  
 SN sforzo normale espresso in kN  
 ux spostamento direzione X espresso in cm  
 uy spostamento direzione Y espresso in cm  
 $\sigma_i$  pressione sul terreno espressa in N/mm<sup>2</sup>

#### Tipo di analisi

Pressione in calotta pressione geostatica  
 I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo angolo di attrito  
 Metodo di calcolo della portanza Hansen

#### Spinta sui piedritti

#### Sisma

#### Identificazione del sito

Latitudine 45.419605  
 Longitudine 8.935588  
 Comune Albairate  
 Provincia Milano  
 Regione Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo 12479 - 12480 - 12258 - 12257

#### Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria  
 Vita nominale 50 anni  
 Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto  
 pericolose  
 Vita di riferimento 100 anni

#### Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.50 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 9.09$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 4.54$

#### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.27 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 4.96$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 2.48$   
 Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica Wood  
 Angolo diffusione sovraccarico 30.00 [°]

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione 52  
 Numero elementi trasverso 20  
 Numero elementi piedritto sinistro 62  
 Numero elementi piedritto destro 62  
 Numero molle fondazione 53  
 Numero molle piedritto sinistro 63  
 Numero molle piedritto destro 63

**10.3.5 Inviluppo sollecitazioni nodali**

**Inviluppo sollecitazioni fondazione**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	0.47	6.32	-26.99	-1.98
1.15	-153.01	19.03	-249.90	-70.56	-5.45	18.10
2.33	38.71	89.80	-126.12	3.60	-5.45	18.10
3.46	19.37	144.40	-39.33	101.85	-5.45	18.10
4.60	-132.28	123.69	60.65	202.40	-5.45	19.58

**Inviluppo sollecitazioni trasverso**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
1.00	-140.13	150.72	-47.14	81.25	-12.40	13.82
1.86	-81.87	114.51	-55.22	64.43	-12.40	14.59
2.80	-31.03	67.93	-64.02	48.70	-12.40	15.42
3.74	-13.41	9.45	-77.10	36.75	-12.40	16.26
4.60	-80.24	36.41	-93.92	25.76	-12.40	17.03

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.35	-171.00	39.62	-2.47	39.40	101.29	390.80
3.30	-127.57	95.66	-2.63	35.45	59.87	334.38
6.25	-140.13	150.72	-13.82	12.40	-47.14	81.25

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.35	-132.28	123.69	-12.40	24.91	63.95	206.75
3.30	-98.66	62.39	-12.40	20.97	20.56	150.34
6.25	-80.24	36.41	-12.40	17.03	-25.76	93.92

### 10.3.6 Involuppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

#### Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$N_u$	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
$M_u$	Momento ultimo, espressa in kNm
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espresse in cmq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espresse in cmq
$CS$	Coeff. di sicurezza sezione
$V_{Rd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rcd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rsd}$	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 70.00$  cm

X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	CS
0.00	15.71	15.71	41.86
1.15	15.71	15.71	1.92
2.33	15.71	15.71	2.63
3.46	15.71	15.71	2.45
4.60	15.71	15.71	2.46

#### VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

##### Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	24.90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	14.11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

##### Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	268.79	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

##### Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	$d$	=	660	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

##### Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1570	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0024	--

#### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.55	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	222.54	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>222.54</b>	<b>kN</b>

##### VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)**

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	90 °
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	12 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	452 mm <sup>2</sup>

**Fattori di resistenza a compressione:**

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	7.06 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	525.30 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	2095.34 kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>525.30 kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

**Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1.00	19.01	19.01	1.57
1.86	19.01	19.01	1.84
2.80	19.01	19.01	2.68
3.74	19.01	19.01	6.40
4.60	19.01	19.01	2.96

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1.00	177.56	0.00	0.00	0.00
1.86	177.56	0.00	0.00	0.00
2.80	177.56	0.00	0.00	0.00
3.74	177.56	0.00	0.00	0.00
4.60	177.56	0.00	0.00	0.00

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.35	15.71	15.71	2.57
3.30	15.71	15.71	3.78
6.25	15.71	15.71	1.92

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.35	231.48	0.00	0.00	0.00
3.30	223.58	0.00	0.00	0.00
6.25	202.04	0.00	0.00	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.35	15.71	15.71	3.00
3.30	15.71	15.71	4.61
6.25	15.71	15.71	5.26

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.35	233.59	0.00	0.00	0.00
3.30	225.69	0.00	0.00	0.00
6.25	217.79	0.00	0.00	0.00

### 10.3.7 Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

#### *Simbologia adottata ed unità di misura*

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
A <sub>fi</sub>	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A <sub>fs</sub>	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ <sub>fi</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in N/mmq
σ <sub>fs</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in N/mmq
σ <sub>c</sub>	Tensione nel calcestruzzo, espresse in N/mmq
τ <sub>c</sub>	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in N/mmq
A <sub>sw</sub>	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 70.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.00	15.71	15.71	0.000	4.426	4.426
1.15	15.71	15.71	1.983	111.710	21.172
2.33	15.71	15.71	1.282	13.963	67.793
3.46	15.71	15.71	2.013	21.496	113.383
4.60	15.71	15.71	1.989	105.609	80.559

### Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1.00	19.01	19.01	5.227	193.114	189.250
1.86	19.01	19.01	4.019	150.442	109.363
2.80	19.01	19.01	2.296	87.193	39.404
3.74	19.01	19.01	0.357	8.882	10.307
4.60	19.01	19.01	2.317	41.529	87.958

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.35	15.71	15.71	2.512	31.102	54.494
3.30	15.71	15.71	2.658	63.929	70.726
6.25	15.71	15.71	2.926	151.951	126.455

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.35	15.71	15.71	2.686	73.978	85.378
3.30	15.71	15.71	2.013	56.004	65.185
6.25	15.71	15.71	1.340	38.440	45.006

### 10.3.8 Verifiche fessurazione

*Simbologia adottata ed unità di misura*

N°	Indice sezione
X <sub>i</sub>	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M <sub>p</sub>	Momento, espresse in kNm
M <sub>n</sub>	Momento, espresse in kNm
w <sub>k</sub>	Ampiezza fessure, espresse in mm
w <sub>lim</sub>	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ε <sub>sm</sub>	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	32.20	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-56.54	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-64.15	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	12.74	0.00	0.30	0.00	0.000000

### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-1.46	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	7.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.83	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	3.12	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-10.66	0.00	0.30	0.00	0.000000

### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-23.98	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.23	0.00	0.30	0.00	0.000000



3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-1.46	0.00	0.30	0.00	0.000000
---	------	-------	-------	--------	---------	-------	------	------	------	----------

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.74	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.70	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.66	0.00	0.30	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	73.81	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-63.42	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-97.62	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	-17.70	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	16.90	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	20.11	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	12.15	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	-7.72	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-36.52	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-72.09	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-17.17	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	16.90	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	17.70	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-9.41	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-36.52	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	32.89	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-57.07	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-64.62	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	12.80	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-1.62	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	8.03	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	10.03	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	3.20	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-10.88	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-23.98	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.31	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-1.62	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.80	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.84	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.88	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	33.39	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-56.28	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-64.77	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	11.89	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-1.02	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	8.12	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.77	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	2.81	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-11.21	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-25.69	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.97	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-1.02	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.89	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.55	0.00	0.40	0.00	0.000000





3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.21	0.00	0.40	0.00	0.000000
---	------	-------	-------	--------	---------	--------	------	------	------	----------

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	2.29	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-60.63	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-43.68	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	58.24	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	57.37	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	47.88	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	29.29	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	2.08	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-30.56	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	9.25	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	34.80	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	57.37	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-58.24	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-44.40	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-30.56	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	62.11	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-52.45	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-84.63	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	-32.77	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-60.28	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	-32.05	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	-9.63	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	4.17	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.25	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-57.20	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-57.25	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-60.28	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	32.77	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	21.01	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	9.25	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	35.26	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-53.50	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-61.10	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	15.81	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-0.07	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.31	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	11.22	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	4.51	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-9.27	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-27.06	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.07	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-0.07	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-15.81	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.30	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.54	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.25	15.71	15.71	171.80	-171.80	-9.27	0.00	0.40	0.00	0.000000

### 10.3.9 Verifiche geotecniche

Si verifica la capacità portante nel caso in cui la combinazione delle azioni porti ad avere la massima pressione scaricata sul terreno.  
 Per la combinazione 23 si hanno i seguenti risultati.

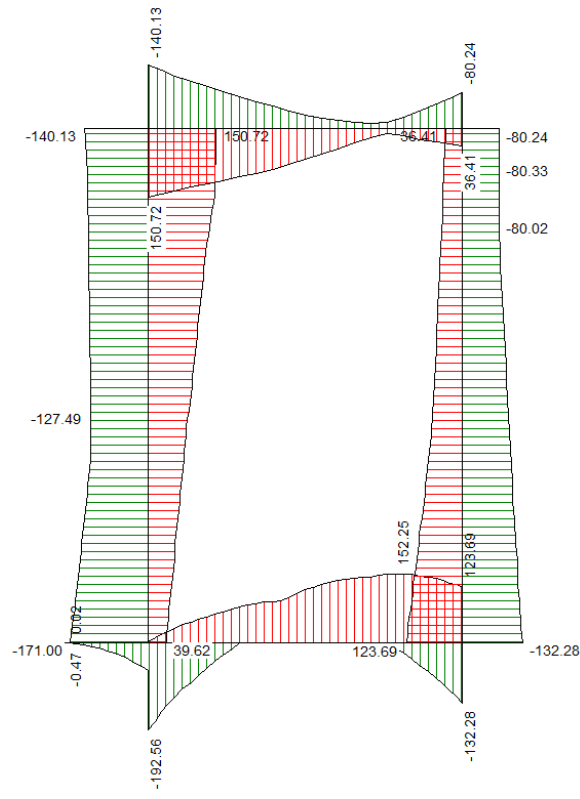
CALCOLO PORTATA LIMITE FONDAZIONE SUPERFICIALE					
Formulazione di Brinch-Hansen					
$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$					
$\phi =$	24.791 °	$M =$	249.30 kNm		
$c =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$N =$	3261.85 kN		
$B_R =$	4.90 m	$\rightarrow B =$	4.75 m	$H =$	480.24 kN
$L =$	8.90 m				
$e =$	0.08 m				
$D =$	1.00 m	$\rightarrow q' =$	20.00 kN/m <sup>2</sup>	167.13 +	(contributo forze d'attrito)
$\gamma_{fond} =$	9.00 kN/m <sup>3</sup>				
$\alpha =$	0 °				
$\omega =$	0 °				
$\gamma_{fil} =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>				
				$q_{LIM} =$	360.28 kN/m <sup>2</sup> (Portata Limite)
				$q_{Amm} =$	200.15 kN/m <sup>2</sup> (Portata Ammissibile $\gamma_r=1.8$ )
$N_{\phi} =$	2.44	$s_{\gamma} =$	1.13	$d_q =$	1.07
$N_q =$	10.43	$s_q =$	1.13	$d_c =$	1.07
$N_c =$	20.42	$s_c =$	1.26	$i_{\gamma} =$	0.66
$N_{\gamma} =$	10.56			$i_q =$	0.77
				$i_c =$	0.74
				$b_{\gamma} =$	1.00
				$b_q =$	1.00
				$b_c =$	1.00
				$g_{\gamma} =$	1.00
				$g_q =$	1.00
				$g_c =$	1.00
				$m =$	1.65

$\sigma_{max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{min}$ kN/m <sup>2</sup>	$L_{req}$ (m)	$\sigma_{eq}$ kN/m <sup>2</sup>
81.796	67.796	4.900	77.204
0.082	0.068	4.900	0.077

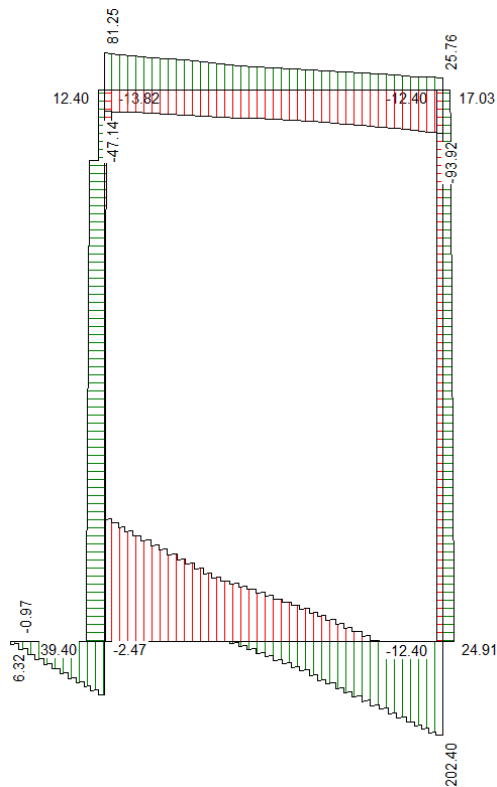
La verifica si ritiene soddisfatta in quanto  $\sigma_{eq} = 77.20 < q_{AMM} = 200.15$  kN/m<sup>2</sup>.

### 10.3.10 Diagrammi

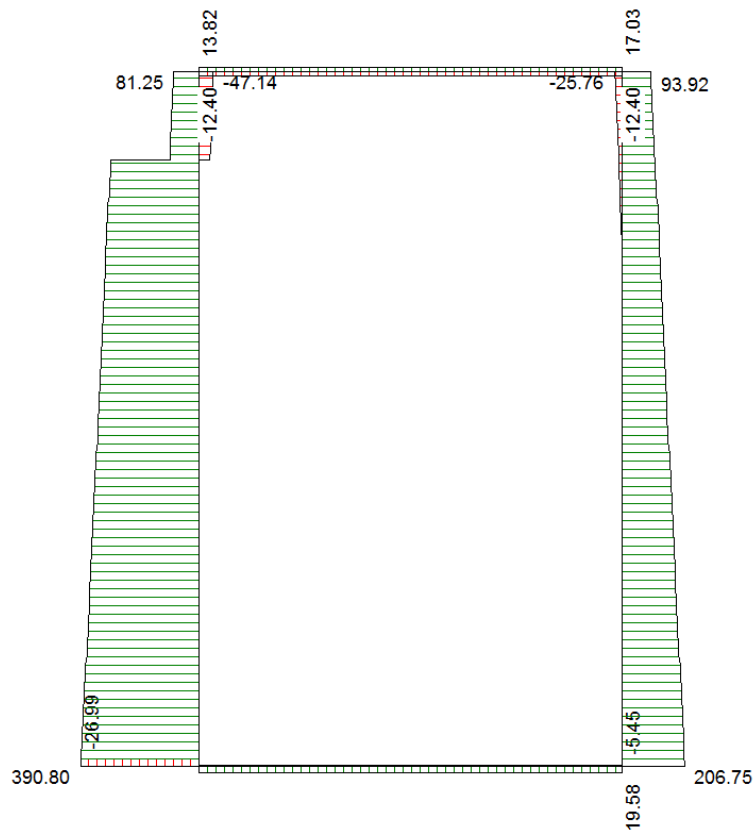
Si riportano di seguito i diagrammi delle azioni sollecitanti per l'involuppo delle combinazioni agli SLU eSLE.



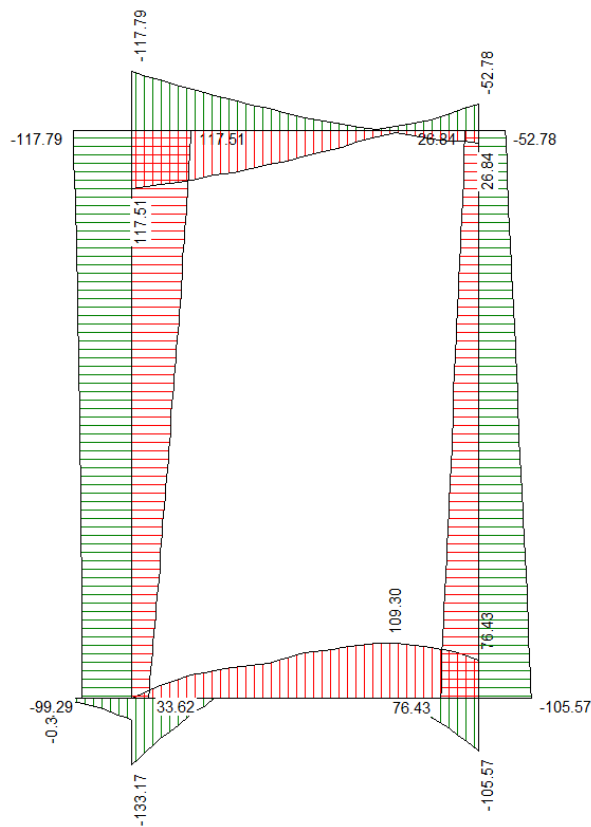
*Involuppo momento SLU*



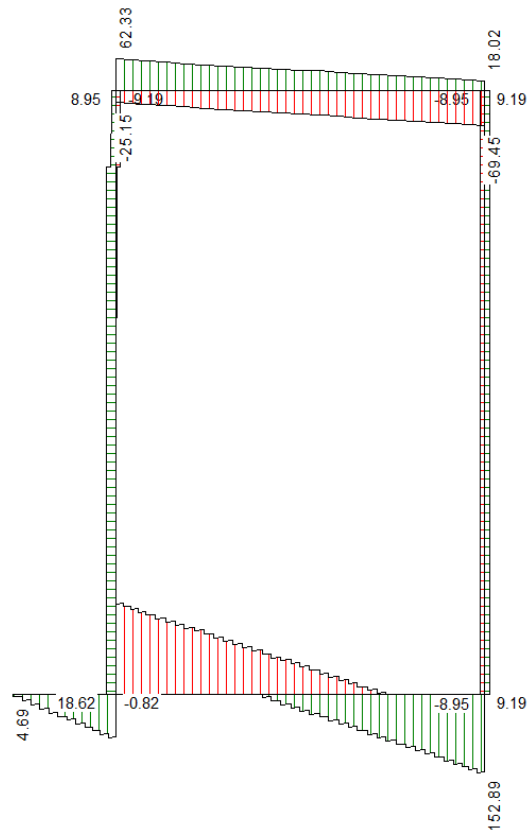
*Involuppo taglio SLU*



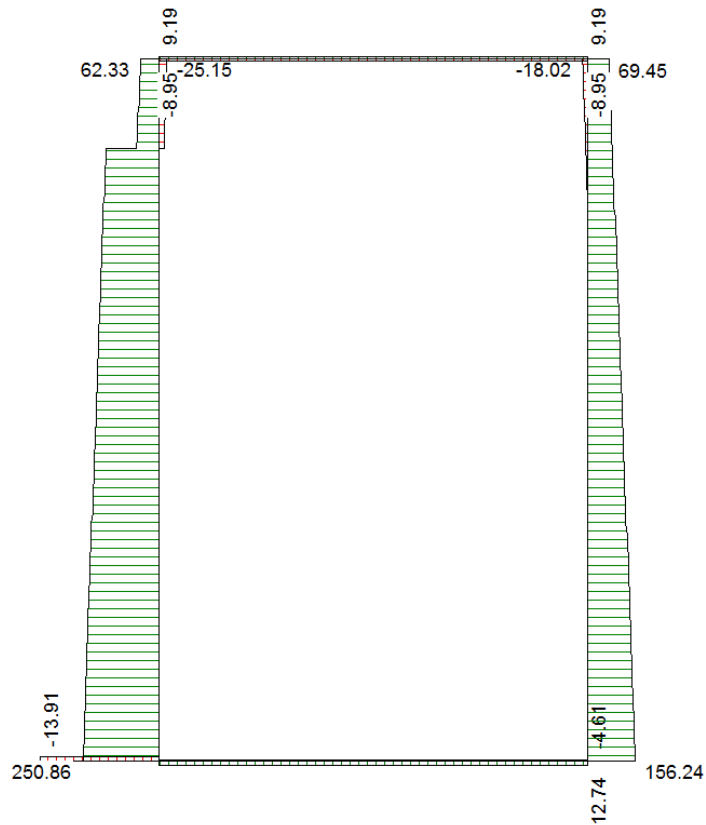
*Involuppo azione assiale SLU*



*Involuppo momento SLE*



Inviluppo taglio SLU



Inviluppo azione assiale SLE



### 10.3.11 Riepilogo armature

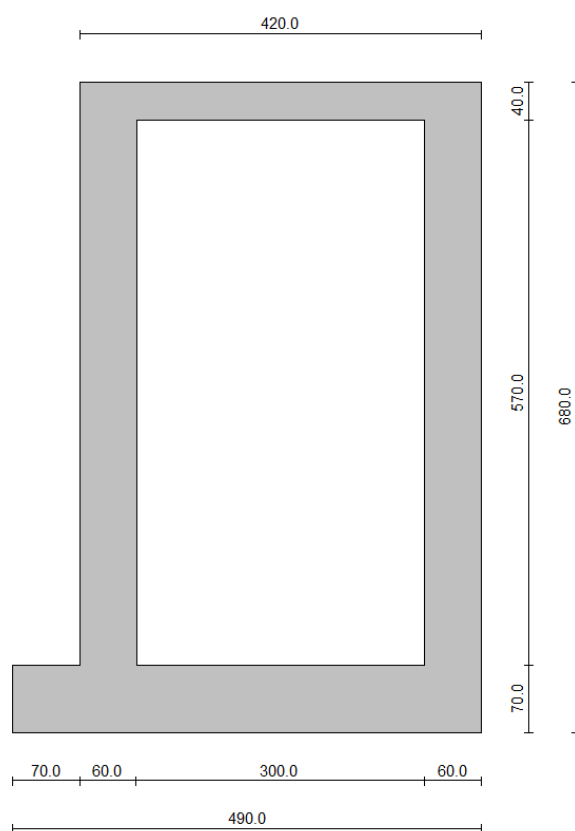
Da quanto esposto nella presente relazione si dispone per il manufatto la seguente armatura.

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ20/20	φ20/20
	Ritti	φ20/20	φ20/20
	Traverso	φ22/20	φ220/20
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	–	1.00
	Ritti	–	–
	Traverso	–	–
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ12/20	φ12/20
	Ritti	φ12/20	φ12/20
	Traverso	φ12/20	φ12/20

## 10.4 Sezione 4.20x6.80 m

### Geometria scatolare

Altezza esterna	6.80	[m]
Larghezza esterna	4.20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.70	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.60	[m]
Spessore piedritto destro	0.60	[m]
Spessore fondazione	0.70	[m]
Spessore traverso	0.40	[m]



*Geometria di calcolo*



## Caratteristiche strati terreno

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]

### Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
---	------	-----

## 10.4.1 Condizioni di carico

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

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

#### Forze distribuite

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

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

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

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

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

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

### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

### Condizione di carico n° 7 (Folla)

Conc	Pied_S	Y= 5.80	$F_y= 73.51$	$F_x= 0.00$	M= 0.00		
Distr	Traverso	$X_i= 0.70$	$X_f= 4.90$	$V_{ni}= 5.00$	$V_{nf}= 5.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

### Condizione di carico n° 8 (Neve)

Conc	Pied_S	Y= 5.80	$F_y= 17.52$	$F_x= 0.00$	M= 0.00
------	--------	---------	--------------	-------------	---------

Distr Traverso  $X_i= 0.70$   $X_{if}= 4.90$   $V_{ni}= 1.20$   $V_{nif}= 1.20$   $V_{ti}= 0.00$   $V_{tif}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Vento)

Distr Pied\_S  $Y_i= 0.00$   $Y_{if}= 6.80$   $V_{ni}= 1.02$   $V_{nif}= 1.02$   $V_{ti}= 0.00$   $V_{tif}= 0.00$

Condizione di carico n° 10 (Sisma passerella)

Conc Pied\_S  $Y= 5.80$   $F_y= 0.00$   $F_x= 23.84$   $M= 0.00$

Condizione di carico n° 11 (Perm passerella)

Conc Pied\_S  $Y= 5.80$   $F_y= 64.99$   $F_x= 3.97$   $M= 0.00$

Condizione di carico n° 12 (TEMP +)

Term Traverso  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$

Term Pied\_S  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$

Term Pied\_D  $D_{te}= 5.00$   $D_{ti}= -5.00$

Condizione di carico n° 13 (TEMP -)

Term Traverso  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$

Term Pied\_S  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$

Term Pied\_D  $D_{te}= -5.00$   $D_{ti}= 5.00$

Condizione di carico n° 14 (RITIRO)

Term Traverso  $D_{te}= -8.00$   $D_{ti}= -8.00$

#### 10.4.2 Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

##### Stato Limite Ultimo

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

##### Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)  $0.60 f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)  $0.45 f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)  $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

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

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 4.00 [cm]

### 10.4.3 Descrizione combinazioni di carico

#### Simbologia adottata

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

#### Norme Tecniche 2008

#### Simbologia adottata

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.20	1.20

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

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

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Folla	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Folla	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Perm passerella	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Neve	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Vento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Neve	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Vento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 27 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 28 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20



Combinazione n° 29 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 30 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 31 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 32 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 33 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Neve	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Vento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 36 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 37 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Perm passerella	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Folla	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
Vento	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

#### 10.4.4 Analisi della spinta e verifiche

##### *Simbologia adottata ed unità di misura*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso  
 X ascisse (espresse in m) positive verso destra  
 Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto  
 M momento espresso in kNm  
 V taglio espresso in kN  
 SN sforzo normale espresso in kN  
 ux spostamento direzione X espresso in cm  
 uy spostamento direzione Y espresso in cm  
 $\sigma_i$  pressione sul terreno espressa in N/mm<sup>2</sup>

##### Tipo di analisi

Pressione in calotta pressione geostatica  
 I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo angolo di attrito  
 Metodo di calcolo della portanza Hansen

##### Spinta sui piedritti

##### Sisma

##### **Identificazione del sito**

Latitudine 45.419605  
 Longitudine 8.935588  
 Comune Albairate  
 Provincia Milano  
 Regione Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo 12479 - 12480 - 12258 - 12257

##### **Tipo di opera**

Tipo di costruzione Opera ordinaria  
 Vita nominale 50 anni  
 Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto  
 pericolose  
 Vita di riferimento 100 anni

##### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.50 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 9.09$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 4.54$

##### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.27 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) = 4.96$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 2.48$   
 Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica	Wood
Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	52
Numero elementi traverso	20
Numero elementi piedritto sinistro	65
Numero elementi piedritto destro	64
Numero molle fondazione	53
Numero molle piedritto sinistro	66
Numero molle piedritto destro	65

**10.4.5 Inviluppo sollecitazioni nodali**

**Inviluppo sollecitazioni fondazione**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	0.30	6.30	-27.45	-1.98
1.15	-155.17	20.35	-256.43	-73.81	-5.08	17.33
2.33	42.25	94.66	-131.74	2.48	-5.08	17.33
3.46	23.02	151.67	-40.74	103.87	-5.08	17.33
4.60	-133.20	129.59	65.10	210.19	-5.08	18.79

**Inviluppo sollecitazioni traverso**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
1.00	-140.23	154.32	-49.41	81.64	-11.47	13.53
1.86	-81.87	115.28	-57.49	64.82	-11.47	14.30
2.80	-30.49	67.46	-66.29	49.36	-11.47	15.13
3.74	-16.02	10.68	-78.43	37.41	-11.47	15.97
4.60	-84.79	38.20	-95.25	26.41	-11.47	16.74

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.35	-177.25	40.73	-2.11	39.07	103.34	397.88
3.47	-128.21	97.34	-2.17	34.90	59.46	338.12
6.60	-140.23	154.32	-13.53	11.47	-49.41	81.64

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.35	-133.20	129.59	-11.47	25.09	68.56	214.77
3.47	-100.11	64.62	-11.47	20.92	22.59	155.01
6.60	-84.79	38.20	-11.47	16.74	-26.41	95.25

### 10.4.6 Involuppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

#### Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$N_u$	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
$M_u$	Momento ultimo, espressa in kNm
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espresse in cmq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espresse in cmq
$CS$	Coeff. di sicurezza sezione
$V_{Rd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rcd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rsd}$	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 70.00$  cm

X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	CS
0.00	15.71	15.71	41.63
1.15	15.71	15.71	1.89
2.33	15.71	15.71	2.51
3.46	15.71	15.71	2.32
4.60	15.71	15.71	2.33

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 30$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 24.90$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 14.11$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30$ N/mm <sup>2</sup>
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 275.50$ kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed}) = 0.00$ kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed}) = 0.00$ kNm
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>	
Altezza utile della sezione	$d = 660$ mm
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000$ mm
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 20$ mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 5$ --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 1570$ mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l = 0.0024$ --
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k = 1.55$ --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.34$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 222.54$ kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd} = 222.54</math> kN</b>
<b>VERIFICA NON SODDISFATTA:</b> <i>occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)**

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	90 °
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	12 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	452 mm <sup>2</sup>

**Fattori di resistenza a compressione:**

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	7.06 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	525.30 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	2095.34 kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>525.30 kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

**Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1.00	19.01	19.01	1.54
1.86	19.01	19.01	1.83
2.80	19.01	19.01	2.69
3.74	19.01	19.01	5.89
4.60	19.01	19.01	2.81

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1.00	177.69	0.00	0.00	0.00
1.86	177.69	0.00	0.00	0.00
2.80	177.69	0.00	0.00	0.00
3.74	177.69	0.00	0.00	0.00
4.60	177.69	0.00	0.00	0.00

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.35	15.71	15.71	2.46
3.47	15.71	15.71	3.75
6.60	15.71	15.71	1.88

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.35	232.27	0.00	0.00	0.00
3.47	223.90	0.00	0.00	0.00
6.60	201.89	0.00	0.00	0.00

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 60.00$  cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	CS
0.35	15.71	15.71	2.88
3.47	15.71	15.71	4.61
6.60	15.71	15.71	4.94

Y	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
0.35	234.67	0.00	0.00	0.00
3.47	226.31	0.00	0.00	0.00
6.60	217.94	0.00	0.00	0.00

**10.4.7 Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)***Simbologia adottata ed unità di misura*

$N^\circ$	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espressa in cm <sup>2</sup>
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espressa in cm <sup>2</sup>
$\sigma_{fi}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{fs}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_c$	Tensione nel calcestruzzo, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$\tau_c$	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in N/mm <sup>2</sup>
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cm <sup>2</sup>

**Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)**

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 70.00$  cm

X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.00	15.71	15.71	0.000	1.647	1.647
1.15	15.71	15.71	2.012	113.153	21.496
2.33	15.71	15.71	1.349	14.667	71.618
3.46	15.71	15.71	2.104	22.478	118.230
4.60	15.71	15.71	2.001	106.499	82.632

**Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)**

Base sezione  $B = 100$  cm  
 Altezza sezione  $H = 40.00$  cm

X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
1.00	19.01	19.01	5.243	195.176	189.817
1.86	19.01	19.01	4.045	151.164	109.265
2.80	19.01	19.01	2.282	86.459	38.581
3.74	19.01	19.01	0.355	10.593	3.561
4.60	19.01	19.01	2.409	43.916	91.127

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.35	15.71	15.71	2.565	31.754	55.540
3.47	15.71	15.71	2.677	64.998	70.854
6.60	15.71	15.71	2.934	153.934	126.679

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.35	15.71	15.71	2.705	75.269	84.579
3.47	15.71	15.71	2.049	57.573	65.895
6.60	15.71	15.71	1.392	40.322	47.241

### 10.4.8 Verifiche fessurazione

#### *Simbologia adottata ed unità di misura*

N°	Indice sezione
X <sub>i</sub>	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M <sub>p</sub>	Momento, espresse in kNm
M <sub>n</sub>	Momento, espresse in kNm
w <sub>k</sub>	Ampiezza fessure, espresse in mm
w <sub>lim</sub>	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ε <sub>sm</sub>	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

#### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	32.59	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-59.70	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-67.80	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	12.67	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-1.00	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	8.26	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	10.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	3.22	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-10.68	0.00	0.30	0.00	0.000000

#### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-24.62	0.00	0.30	0.00	0.000000





2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.22	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-1.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.67	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.67	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.68	0.00	0.30	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	43.38	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-68.01	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-75.12	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	13.64	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-3.46	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.99	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	13.17	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	4.44	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-14.12	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-24.62	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.45	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-3.46	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-13.64	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-13.88	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-14.12	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	33.28	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-60.23	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-68.27	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	12.73	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-1.16	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	8.37	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	10.25	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	3.29	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-10.90	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-24.62	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.30	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-1.16	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.73	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.82	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.90	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	33.92	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-59.41	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-68.49	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	11.71	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-0.50	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	8.49	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.98	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	2.86	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-11.31	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-26.53	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-10.93	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-0.50	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 28 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.71	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.51	0.00	0.40	0.00	0.000000



3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.31	0.00	0.40	0.00	0.000000
---	------	-------	-------	--------	---------	--------	------	------	------	----------

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	2.15	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-63.89	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-47.03	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	58.87	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	58.25	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	48.33	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	29.28	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	1.61	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-31.46	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	9.19	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	35.31	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	58.25	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 29 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-58.87	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-45.16	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-31.46	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	63.03	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-55.50	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-88.57	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	-33.54	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	-60.24	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	-31.81	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	-9.19	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	4.82	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	10.09	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-58.43	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-57.75	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-60.24	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 30 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	33.54	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	21.82	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	10.09	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.04	15.71	15.71	230.99	-230.99	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.15	15.71	15.71	230.99	-230.99	35.40	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.33	15.71	15.71	230.99	-230.99	-56.91	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.46	15.71	15.71	230.99	-230.99	-65.00	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	15.71	15.71	230.99	-230.99	15.49	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	1.00	19.01	19.01	81.27	-81.27	0.31	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	1.86	19.01	19.01	81.27	-81.27	9.56	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	2.80	19.01	19.01	81.27	-81.27	11.35	0.00	0.40	0.00	0.000000
4	3.74	19.01	19.01	81.27	-81.27	4.52	0.00	0.40	0.00	0.000000
5	4.60	19.01	19.01	81.27	-81.27	-9.38	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-27.44	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-11.98	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	0.31	0.00	0.40	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.35	15.71	15.71	171.80	-171.80	-15.49	0.00	0.40	0.00	0.000000
2	3.47	15.71	15.71	171.80	-171.80	-12.43	0.00	0.40	0.00	0.000000
3	6.60	15.71	15.71	171.80	-171.80	-9.38	0.00	0.40	0.00	0.000000

### 10.4.9 Verifiche geotecniche

Si verifica la capacità portante nel caso in cui la combinazione delle azioni porti ad avere la massima pressione scaricata sul terreno.  
 Per la combinazione 23 si hanno i seguenti risultati.

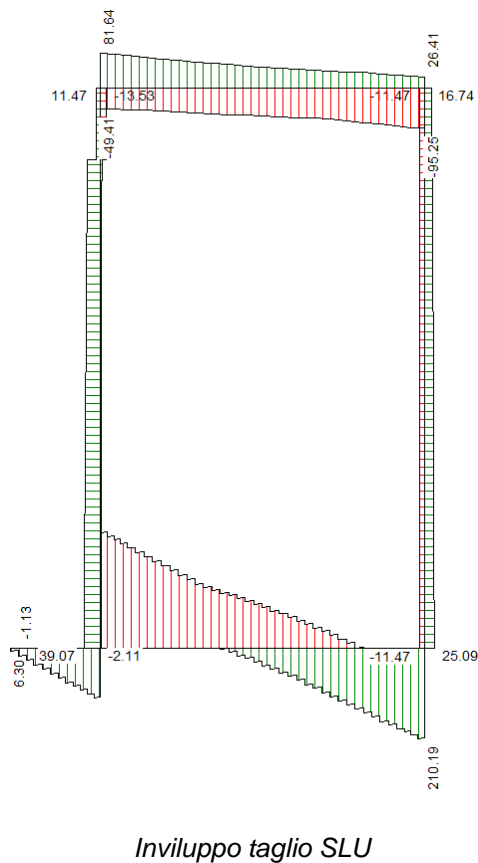
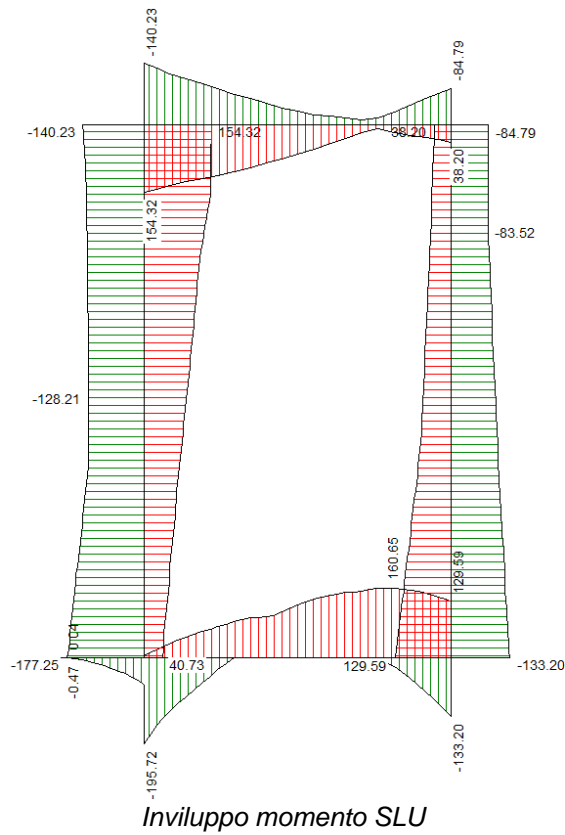
CALCOLO PORTATA LIMITE FONDAZIONE SUPERFICIALE					
Formulazione di Brinch-Hansen					
$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$					
$\phi =$	24.791 °	$M =$	249.30 kNm		
$c =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$N =$	1845.63 kN		
$B_R =$	4.90 m	$\rightarrow B =$	4.63 m	$H =$	269.01 kN
$L =$	4.90 m				
$e =$	0.14 m				
$D =$	1.00 m	$\rightarrow q' =$	20.00 kN/m <sup>2</sup>	182.24 +	(contributo forze d'attrito)
$\gamma_{fond} =$	9.00 kN/m <sup>3</sup>				
$\alpha =$	0 °				
$\omega =$	0 °				
$\gamma_{fil} =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>				
				$q_{LIM} =$	398.14 kN/m <sup>2</sup> (Portata Limite)
				$q_{Amm} =$	221.19 kN/m <sup>2</sup> (Portata Ammissibile $\gamma_r=1.8$ )
$N_{\phi} =$	2.44	$s_{\gamma} =$	1.23	$d_q =$	1.07
$N_q =$	10.43	$s_q =$	1.23	$d_c =$	1.07
$N_c =$	20.42	$s_c =$	1.46	$i_{\gamma} =$	0.67
$N_{\gamma} =$	10.56			$i_q =$	0.79
				$i_c =$	0.77
				$b_{\gamma} =$	1.00
				$b_q =$	1.00
				$b_c =$	1.00
				$g_{\gamma} =$	1.00
				$g_q =$	1.00
				$g_c =$	1.00
				$m =$	1.51

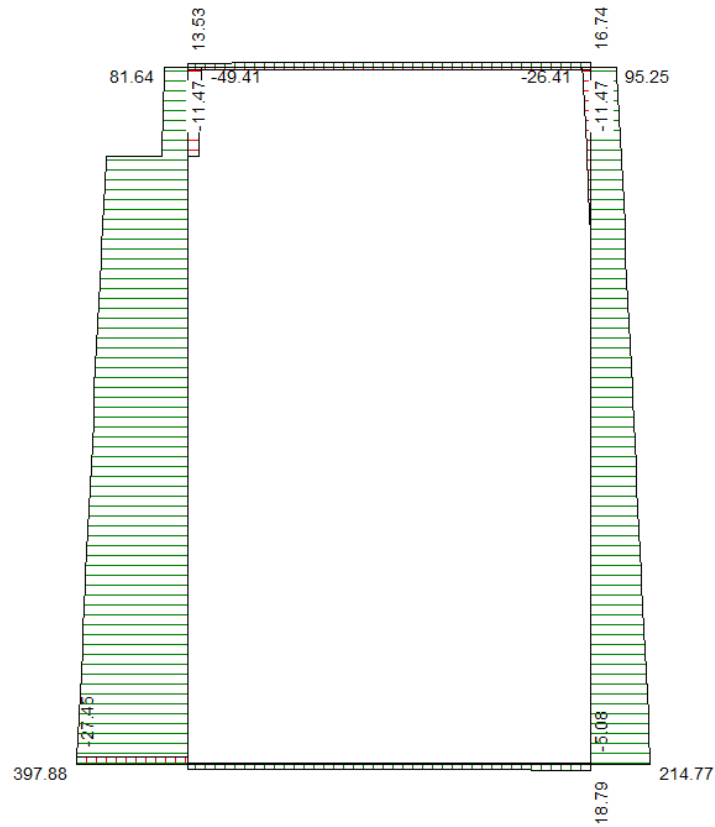
$\sigma_{max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{min}$ kN/m <sup>2</sup>	$L_{req}$ (m)	$\sigma_{eq}$ kN/m <sup>2</sup>
89.583	64.155	4.900	81.355
0.090	0.064	4.900	0.081

La verifica si ritiene soddisfatta in quanto  $\sigma_{eq} = 81.36 < q_{AMM} = 221.19$  kN/m<sup>2</sup>.

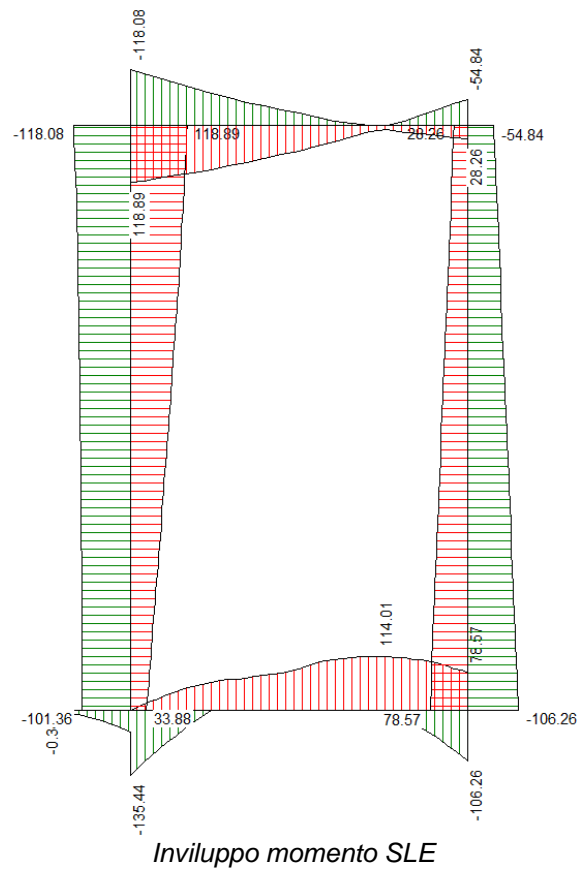
### 10.4.10 Diagrammi

Si riportano di seguito i diagrammi delle azioni sollecitanti per l'involuppo delle combinazioni agli SLU eSLE.

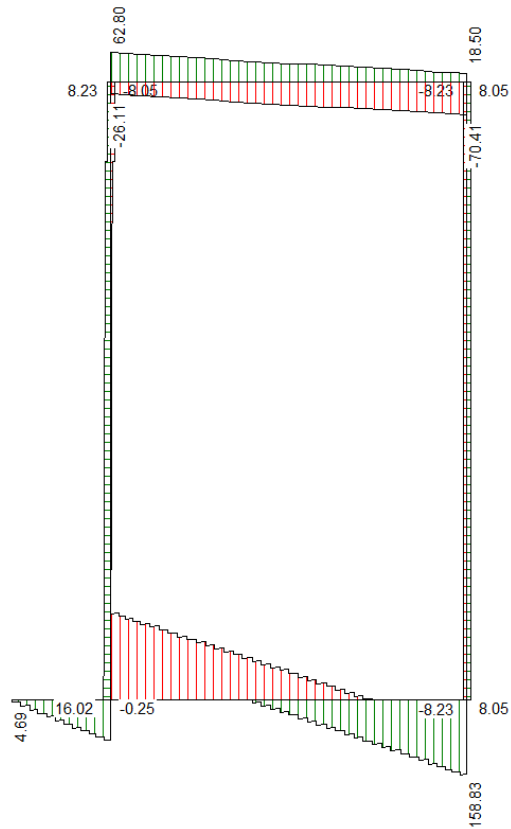




*Involuppo azione assiale SLU*



*Involuppo momento SLE*



*Inviluppo taglio SLU*



*Inviluppo azione assiale SLE*



#### 10.4.11 Riepilogo armature

Da quanto esposto nella presente relazione si dispone per il manufatto la seguente armatura.

<b>Armatura principale</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Interno</b>	<b>Esterno</b>
	Fondazione	φ20/20	φ20/20
	Ritti	φ20/20	φ20/20
	Traverso	φ22/20	φ220/20
<b>Armatura a taglio</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Tipo</b>	<b>Distanza da filo interno ritti</b>
	Fondazione	–	1.00
	Ritti	–	–
	Traverso	–	–
<b>Ripartitori</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Interno</b>	<b>Esterno</b>
	Fondazione	φ12/20	φ12/20
	Ritti	φ12/20	φ12/20
	Traverso	φ12/20	φ12/20



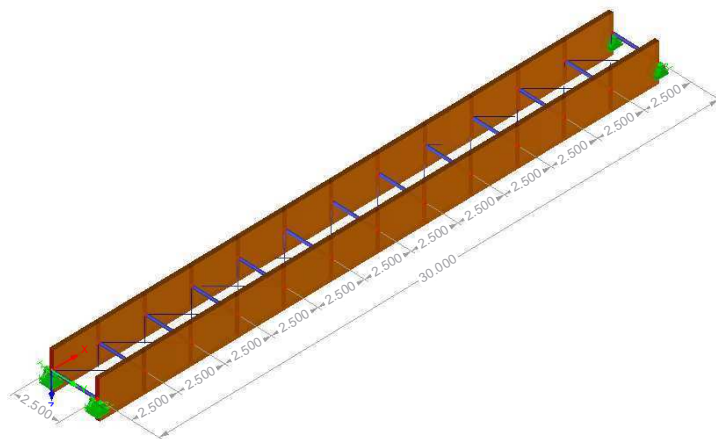
## 11 ALLEGATI DI CALCOLO: RELAZIONE IMPALCATO

## INDICE:

1. Descrizione generale dell'opera.....	3
2. Tipo di analisi svolta e caratteristiche dei codici di calcolo .....	4
3. Normativa di riferimento: .....	5
4. Criteri di verifica.....	7
5. Relazione sui materiali .....	10
5.1. Legno massiccio e lamellare incollato .....	10
5.1.1. Legno lamellare incollato.....	10
5.1.2. Coefficienti da assumere per le proprietà meccaniche .....	11
5.2. Acciaio .....	13
6. Analisi dei carichi.....	15
7. Calcolo statico .....	18
7.1. POS 1 assito:.....	18
7.2. POS 2 correntino: .....	27
7.3. POS 3 traversa: .....	38
7.4. POS 4 trave principale 30m:.....	47
7.5. POS 5 controvento: .....	54
7.6. POS 6 trave principale 25m e 27,5m:.....	66
7.7. Reazioni vincolari agli appoggi:.....	67

## 1. Descrizione generale dell'opera

<b>Tipologia</b>	Passerella ciclopedonale
<b>Località</b>	Albairate (MI)
<b>Altitudine di riferimento</b>	130 m (s.l.m.)
<b>Destinazione d'uso dei locali</b>	-
<b>Strutture portanti</b>	Travi in legno lamellare in semplice appoggio con traverse in acciaio, correntini in legno lamellare e impalcato in legno lamellare.
<b>Vita nominale</b>	50 anni
<b>Classe d'uso</b>	IV
<b>Classe di servizio</b>	trave principale e correntini c.d.s. 2 assito c.d.s. 3
<b>Resistenza al fuoco</b>	R0
<b>Classe di esecuzione</b>	EXC3



N.B.:

Il calcolo o le verifiche delle strutture non in legno lamellare e di quelle non oggetto del contratto di fornitura, **non è oggetto della presente relazione**. Le strutture non contemplate nel presente documento (come anche l'analisi sismica globale) vanno comunque verificate a cura ed onere della committenza, da parte di un tecnico abilitato, secondo le indicazioni delle norme vigenti sulle strutture in zona sismica utilizzando i carichi indicati nella presente relazione.

## 2. Tipo di analisi svolta e caratteristiche dei codici di calcolo

L'analisi strutturale condotta è di tipo statico-lineare.

Il progetto è stato verificato con il metodo agli Stati Limite.

Gli elementi strutturali della seguente relazione di calcolo verranno risolti manualmente attraverso i principi della Scienza delle Costruzioni o con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti:

	<b>Rstab</b>	<b>Rfem</b>
<b>Versione:</b>	<b>7</b>	<b>4</b>
<b>Autore e produttore:</b>	<b>Dlupal</b>	<b>Dlupal</b>
<b>N°di licenza:</b>	<b>5755</b>	<b>5755</b>

Tutti i risultati ottenuti dal suddetto programma sono stati controllati dal progettista attraverso verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazione tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni esemplificate con la risoluzione manuale degli stessi schemi statici seguendo i principi della Scienza delle Costruzioni.

### 3. Normativa di riferimento:

#### ITALIANA

<b>D.M. 14 GENNAIO 2008</b>	NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (NTC 2008)
<b>CIRCOLARE N. 617 DEL 2 FEBBRAIO 2009</b>	ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI DI CUI AL DECRETO MINISTERIALE 14 GENNAIO 2008
<b>CNR-DT 206/2007</b>	ISTRUZIONI PER LA PROGETTAZIONE, L'ESECUZIONE ED IL CONTROLLO DELLE STRUTTURE DI LEGNO

#### EUROPEA

<b>UNI EN 1990:2006, Eurocodice 0</b>	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE
<b>UNI EN 1991-1-1:2004, Eurocodice 1</b>	AZIONI SULLE STRUTTURE - PARTE 1 -1: AZIONI IN GENERALE - PESI PER UNITÀ DI VOLUME, PESI PROPRI E SOVRACCARICHI PER GLI EDIFICI
<b>UNI EN 1993-1-1:2014, Eurocodice 3</b>	PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO - Parte 1-1: REGOLE GENERALI E REGOLE PER GLI EDIFICI
<b>UNI EN 1995-1-1:2014, Eurocodice 5</b>	PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN LEGNO - PARTE 1-1: REGOLE GENERALI – REGOLE COMUNI E REGOLE PER GLI EDIFICI
<b>UNI EN 1995-1-2:2005, Eurocodice 5</b>	PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN LEGNO - PARTE 1-2: REGOLE GENERALI - PROGETTAZIONE STRUTTURALE CONTRO L'INCENDIO
<b>UNI EN 1995-2:2005, Eurocodice 5</b>	PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN LEGNO - PARTE 2: PONTI
<b>UNI EN 1998-1:2005, Eurocodice 8</b>	PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE PER LA RESISTENZA SISMICA - PARTE 1: REGOLE GENERALI, AZIONI SISMICHE E REGOLE PER GLI EDIFICI
<b>UNI EN 1337-1:2001</b>	APPOGGI STRUTTURALI - REGOLE GENERALI DI PROGETTO
<b>UNI EN 1337-3:2005</b>	APPOGGI STRUTTURALI - PARTE 3: APPOGGI ELASTOMERICI
<b>UNI EN 338:1997</b>	LEGNO STRUTTURALE. CLASSI DI RESISTENZA.
<b>UNI EN 1194:2000</b>	STRUTTURE DI LEGNO - LEGNO LAMELLARE INCOLLATO - CLASSI DI RESISTENZA E DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI

#### TEDESCA

<b>DIN EN 1995-1-1:2010,</b>	EUROCODE 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauteilen- TEIL 1-1: ALLGEMEINES
<b>DIN EN 1995-1-1/NA:2010,</b>	NATIONALER ANHANG

## Approfondimenti:

"**Wendehorst, Bautechnische Zahlentafeln**", Otto W. Wetzell, 32. Auflage, 2007, Teubner Verlag, Wiesbaden.

"**Warum Decken zu schwingen beginnen**", Patricia Hamm, Bauen mit Holz, Bruderverlag, Karlsruhe, 3/2006, Seite 24 – 29.

"**Bemessung nach Eurocode 5-1-1**", Informationsdienst Holz, Holzbau Handbuch, Reihe 2, Teil 1, Folge 1, Holzabsatzfonds, 1999, München/Bonn.

"**Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken**", DGfH Innovations- und Service GmbH, 1. Auflage 2004, München.

"**Einführung in die Bemessung nach DIN 1052/2004**", Informationsdienst Holz, Holzbau Handbuch, Reihe 2, Teil 1, Folge 10, Holzabsatzfonds, 2004, München/Bonn.

"**Tecnica delle costruzioni in legno**", G. Giordano, Biblioteca Tecnica Hoepli.

"**Structural timber design to Eurocode 5**", Porteous, J.; Kermani, A. Blackwell Publishing Ltd, 2007, Oxford.

"**Use of Structural Eurocodes – EN 1995 (Design of Timber Structures) - Companion Document to EN1995-1-1**", Department for Communities and Local Government, 2008, London.

"**BSPHandbuch Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz**"

Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts

"**pro:Holz Information – Brettsperrholz Bemessung**"

Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode

## 4. Criteri di verifica

### Combinazioni delle azioni (vd. P.to 2.5.3 - D.M. 14/01/2008)

- **Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):**  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$
- **Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:**  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$
- **Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:**  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$
- **Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:**  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$
- **Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E.**  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$
- **Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A<sub>d</sub>:**  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

### Coefficienti parziali per le azioni o per il loro effetto nelle verifiche SLU (P.to 5.1.3.12, Tab. 5.1.V - D.M. 14/01/2008)

		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_F$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

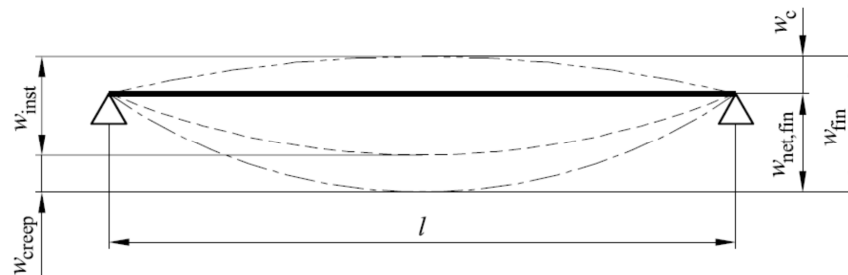


### Valori dei coefficienti di combinazione

(vd. P.to 5.1.3.12, Tab. 5.1.VI - D.M. 14/01/2008)

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV DM 14/01/2008)	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Azioni da traffico	4 (folla)	-	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	-	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5

### Valori di deformazioni ammissibili (\*) (UNI EN 1995-1-1)



	$W_{inst}$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$
<b>Trave su due appoggi</b>	da $l/300$ a $l/500$	da $l/250$ a $l/350$	da $l/150$ a $l/300$
<b>Trave a mensola</b>	da $l/150$ a $l/250$	da $l/125$ a $l/175$	da $l/75$ a $l/150$

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c = W_{fin} - W_c$$

(\*) La deformazione massima ammessa è scelta dal progettista, all'interno dell'intervallo indicato, in base al tipo di elemento verificato, alla sua funzione e posizione all'interno dell'organismo strutturale, e alla destinazione d'uso della costruzione.

### Vita nominale dell'opera (Vedi tab. 2.4.1)

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V <sub>n</sub> (anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

### Classi d'uso (Paragrafo 2.4.2)

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 Novembre 2001, n° 5792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

### Classi di durata del carico (tab 4.4.I)

Classi di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

### Classi di servizio (tab 4.4.II)

Classe di servizio 1	E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'ari a circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'ari a circostante che superi l'85%, solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	E' caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

## 5. Relazione sui materiali

### 5.1. Legno massiccio e lamellare incollato

#### 5.1.1. Legno lamellare incollato

##### **Proprietà del materiale**

Si definiscono valori caratteristici di resistenza di un tipo di legno i valori del frattile 5% della distribuzione delle resistenze, ottenuti sulla base dei risultati di prove sperimentali su provini all'umidità di equilibrio del legno corrispondente alla temperatura di 20+/-2 °C ed umidità relativa dell'aria del 65+/-5 %. Per il modulo elastico, si fa riferimento sia ai valori caratteristici di modulo elastico corrispondenti al frattile 5 % sia ai valori medi, ottenuti nelle stesse condizioni di prova sopra specificate. Si definisce massa volumica caratteristica il valore del frattile 5 % della relativa distribuzione con massa e volume misurati in condizioni di umidità di equilibrio del legno alla temperatura di 20+/-2 °C ed umidità relativa dell'aria del 65+/-5 %.

##### **Resistenze di calcolo**

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione

$$X_d = k_{mod} X_k / \gamma_M$$

dove  $X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale (vedi tabella a fondo pagina) o della resistenza del collegamento,  $\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella pagina seguente;  $k_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto sia dell'effetto della durata del carico, sia dell'umidità della struttura (per i valori vedere la tabella a pagina seguente).

##### **Requisiti di produzione**

Gli elementi strutturali in legno lamellare incollato devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14080. L'attribuzione degli elementi strutturali di legno lamellare ad una classe di resistenza viene effettuata dal produttore sulla base delle proprietà delle lamelle. Le singole lamelle sono individualmente classificate come previsto al punto 11.7.2 del D.M. 14 gennaio 2008. L'elemento strutturale di legno lamellare incollato può essere costituito dall'insieme di lamelle tra loro omogenee (elemento "omogeneo") oppure da lamelle di diversa qualità (elemento "combinato") secondo quanto previsto nella norma UNI EN 1194:2000, nella quale viene indicata la corrispondenza tra le classi delle lamelle che compongono l'elemento strutturale e la classe di resistenza risultante per l'elemento lamellare stesso, sia omogeneo che combinato.

##### **Adesivi**

Gli adesivi per usi strutturali producono unioni aventi resistenza e durabilità tali che l'integrità dell'incollaggio sia conservata, nella classe di servizio assegnata, durante tutta la vita prevista della struttura.

##### **Elementi meccanici di collegamento**

Per tutti gli elementi che fanno parte di particolari di collegamento (metallici e non metallici, quali spinotti, chiodi, viti, piastre, ecc. ...) le caratteristiche specifiche sono verificate con riferimento alle specifiche normative applicabili per la categoria di appartenenza.

**Classi di resistenza per legno massiccio e lamellare di conifera**

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza e rigidezza in N/mm <sup>2</sup> e di massa volumica in kg/m <sup>3</sup>	LEGNO MASSICCIO (UNI EN 338)			LEGNO LAMELLARE (UNI EN 1194)					
	C16	C24	C30	GL22h	GL 24h	GL 28c	GL 28h	GL32c- HB	GL32h
resistenza a flessione $f_{m,k}$	16	24	30	22	24	28	28	32	36
resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	10	14	18	15,4	16,5	16,5	19,5	18,5	22,5
resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,6	0,4	0,4	0,4	0,45	0,4	0,5
resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	17	21	23	22,8	24	24	26,5	27,4	29
resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	2,2	2,5	2,7	2,5	2,7	2,7	3,0	2,7	3,3
resistenza a taglio $f_{v,k}$	1,8	2,5	3,0	2,5	2,7	2,7	3,2	2,7	3,8
modulo di elasticità medio parallelo alla fibratura $E_{0,mean}$	8.000	11.000	12.000	10.500	11.600	12.600	12.600	13.533	14.700
modulo di elasticità parallelo alla fibratura $E_{0,05}$	5.400	7.400	8.000	8.500	9.400	10.200	10.200	10.960	11.900
modulo di elasticità medio perpendicolare alla fibratura $E_{90,mean}$	270	370	400	350	390	390	420	420	460
modulo di taglio medio $G_{mean}$	500	690	750	650	720	720	780	650	850
massa volumica $\rho_k$	310	350	380	375	380	380	410	410	430

**5.1.2. Coefficienti da assumere per le proprietà meccaniche**

Valori di  $\gamma_M$  assunti per le proprietà dei materiali (vd. p.to 4.4.6, Tab. 4.4.III - D.M. 14/01/2008)

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<b>- combinazioni fondamentali</b>	
Legno massiccio	1,50
Legno lamellare incollato	1,45
Pannelli di particelle o di fibre	1,50
Compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
Unioni	1,50
<b>- combinazioni eccezionali</b>	1,00

Valori di  $k_{mod}$  assunti (vd. p.to 4.4.6, Tab. 4.4.IV - D.M. 14/01/2008)

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico					
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14080	14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
		Parti 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00	
			OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
				2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Part 4,5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00	
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80	
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00	
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB LA, HB HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00	
		HB HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80	
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	
	EN 622-5	MDF LA, MDF HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	
			2	-	-	-	0,45	0,80	
			2	-	-	-	0,45	0,80	

Valori di  $k_{def}$  assunti (vd. p.to 4.4.7, Tab. 4.4.V - D.M. 14/01/2008)

Materiale	Riferimento		Classe di servizio		
			1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1		0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080		0,600	0,800	2,00
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB2/OSB/4	1,5	2,25	-
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,5	-	-
		Parte 7	1,5	2,25	-
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB LA	2,25	-	-
		HB HLA1, HB HLA2	2,25	3,00	-
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH LA1, MBH LA2	3,00	-	-
		MBH HLS1, MBH HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF LA	2,25	-	-
		MDF HLS	2,25	3,00	-

## 5.2. Acciaio

### Acciaio laminato

Gli acciai ad uso generale laminati a caldo in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi devono appartenere ai gradi da S235 ad S460 compresi conformi alle norme UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati). In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico:	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale:	$G=E/(2(1+\nu)) \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson:	$\nu =0,3$
densità:	$\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

Per gli acciai di cui alla norma EN 10025 si possono assumere nei calcoli i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$

Qualità acciaio	t < 40mm		40mm < t < 80mm	
	$f_{yk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_{tk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_{yk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_{tk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
<b>S235JR</b>	235	360	215	360
<b>S275JR</b>	275	430	255	410
<b>S355J2</b>	355	510	335	470

*Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità (Tab. 4.2.V - D.M.14/01/2008)*

<b>-combinazioni fondamentali</b>			
Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4		$\gamma_{M0}$	1,05
Resistenza all'instabilità delle membrature		$\gamma_{M1}$	1,05
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari		$\gamma_{M1}$	1,1
Resistenza nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)		$\gamma_{M2}$	1,25
<b>- combinazioni eccezionali</b>		$\gamma_M$	1,00

### UNIONI

#### Saldature

Gli acciai per strutture saldate devono soddisfare le condizioni indicate al par. 11.3.4.1 del D.M. 14/01/2008 e devono avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui allo stesso paragrafo. Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati dal progettista, essere equivalenti o migliori delle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate.

#### Bulloni

I bulloni, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella tabella seguente:

	Normali			Ad alta resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Vite	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella sono riportate nella seguente tabella:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240	300	480	649	900
$f_{tb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	500	600	800	1000

*Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni (Tab. 4.2.XII - D.M. 14/01/2008)*

<b>- combinazioni fondamentali</b>		
Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2}$	1,25
Resistenza delle connessioni a perno		
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo		
<b>- combinazioni eccezionali</b>	$\gamma_M$	1,0

## 6. Analisi dei carichi

### Analisi dei carichi permanenti:

Oltre al p.p. della struttura portante è stato considerato un carico lineare di 1,00kN/m sulle travi principali.

### Analisi dei carichi variabili:

#### Neve:

NORMATIVA DI RIFERIMENTO: D.M. LL.PP. 14 GENNAIO 2008 - SU GAZZETTA UFFICIALE DEL 4 FEBBRAIO 2008

Zona: **I** Med.

Pendenza:  $\alpha = 0,0^\circ$

Quota: **130** m.s.l.m.

COEFFICIENTI DI FORMA :	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0

I coefficienti di forma si riferiscono a alle coperture ad una o più falde  
Carico neve agente in direz. verticale e riferito alla proiezione

orizzontale della superficie della copertura:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_T$$

CARICO NEVE MINIMO PER ZONA

$$q'_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

**CARICO NEVE DI RIFERIMENTO AL SUOLO**

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di forma per le coperture (vd. Tabella 3.4.II)

$$m_1 = 0,80$$

$$m_2 = 0,80$$

Coefficiente di esposizione (vd. Tabella 3.4.I)

$$C_E = 1,0$$

Coefficiente termico

$$C_T = 1,0$$

CARICO NEVE SULLA COPERTURA

$$q_{s1} = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

**CARICO NEVE ADOTTATO**

$$1,20 \text{ kN/m}^2$$



## Vento:

NORMATIVA DI RIFERIMENTO: D.M. LL.PP. 14 GENNAIO 2008 - SU GAZZETTA UFFICIALE DEL 4 FEBBRAIO 2008

Zona **1** **Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)**

Quota: **40** m.s.l.m.

Velocità di riferimento a 10 m dal suolo

$$V_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$$

Quota di riferimento:

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

Coefficiente moltiplicativo per la quota:

$$k_a = 0,010 \text{ 1/s}$$

Velocità di riferimento massima:

$$V_b = 25,00 \text{ m/s}$$

Densità dell'aria

$$r = 1,25 \text{ Kg/m}^3$$

**PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO:**

$$q_b = r V_b^2 / 2 = \mathbf{0,39 \text{ KN/m}^2}$$

Classi di rugosità del terreno (vd. Tab. 3.3 III)

**D**

Distanza dal mare:

**> 30** km

Categoria di esposizione del sito (vd. Fig. 3.3.2):

**II**

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (vd. Tab. 3.3.II):

$$k_r = 0,19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 4,00 \text{ m}$$

Altezza della costruzione dal suolo:

$$Z = \mathbf{7,00 \text{ m}}$$

Coefficiente di tipografia:

$$c_t = 1,00$$

Coefficiente di esposizione per una altezza:

$$\text{Dal suolo per } a \text{ } Z: c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2,13$$

$$\text{Dal suolo pari a } Z_{\min}: c_{e,\min}(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z_{\min}/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z_{\min}/z_0)] = 1,80$$

**PRESSIONE DEL VENTO PER UNA ALTEZZA:**

Dal suolo pari a  $Z_{\min}$ :

$$p(z_{\min}) = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \mathbf{0,70 \cdot c_p \cdot c_d \text{ KN/m}^2}$$

Dal suolo pari a  $Z$ :

$$p(z) = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \mathbf{0,83 \cdot c_p \cdot c_d \text{ KN/m}^2}$$

ponendo in questo caso:  $c_d = 1$ , e per la valutazione della pressione esterna nei casi comun

$c_p = +0,8$  per elementi sopravvento e  $\alpha > 60^\circ$

$c_p = +0,03 \alpha - 1$  per elementi sopravvento con  $20^\circ < \alpha \leq 60^\circ$

$c_p = -0,4$  per elementi sopravv. con  $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$  e per elementi sottovento o investiti da vento radente

Per tutti gli altri casi, oltre che per la valutazione dell'azione tangenziale del vento, si fa riferimento alla circolare n. 617 del 02/02/2009

$c_p$ : alle travi principali  $c_p = 1,4$  (considerando come trave multipla la seconda con  $\mu=0,2$ )  
al impalcato  $c_p = 0,8+0,4$  per un'altezza dal piano di calpestio di 2m

**AZIONI SISMICHE - SLU:**

1. Immettere il tipo di analisi svolta Tipo di analisi: **SLV**

2. Scegliere i parametri  $V_n$  e  $C_u$   $P_{VR} = 10 \%$   
 (Vn Tabella 2.4.I)  $V_n = 50$  anni  $V_R = 100$  anni  
 (Cu Tabella 2.4.II)  $C_u = 2,0$   $T_R = 949,2$  anni

3. Si riportano i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  determinati, per il sito in oggetto, tramite l'utilizzo del documento Excel SPETTRI-NTC elaborato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in accordo al D.M. 14/01/2008

$a_g = 0,050$  g  
 $F_0 = 2,731$   
 $T_c^* = 0,304$  s

4. Si sceglie la CATEGORIA DI SOTTOSUOLO ( vd tabella 3.2.II e 3.2.III ) **D**  
 e la CATEGORIA TOPOGRAFICA ( vd tabella 3.2.IV ) **T1**

- Parametri di progetto ottenuti per interpolazione logaritmica  $S_S = 1,800$   
 (0.085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio)  $C_C = 2,269$   
 $C_1$  { (0.075 per costruzioni con struttura a telaio in cls arm.)  $S_T = 1$   
 (0.05 per costruzioni con struttura a telaio in altro materiale)  $C_1 = 0,050$   
 (Altezza della costruzione , in metri, dal piano di fondazione)  $H = 1,00$  m

Periodo del modo di vibrare principale:  $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$   $T_1 = 0,05$  s < 4s)

**Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali**

$0 \leq T < T_B$   $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$   $S = 1,800$   
 $\eta = 0,667$   
 $T_B \leq T < T_C$   $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$   $T_B = T_1 / 3 = 0,230$  s  
 $T_C = C_C \cdot T_c^* = 0,689$  s  
 $T_C \leq T < T_D$   $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$   $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 = 1,800$  s  
 $T_D \leq T$   $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$   $S_d(T) = 0,164$  g

Avendo posto  $\eta = 1/q$  (vd. eq. 3.2.6 e § 3.2.3.5)

Fattore di struttura per la verifica agli SLU:  $q = q_0 \cdot K_r$   $q_0 = 1,5 \rightarrow q = 1,5$   
 con  $K_r = 1$  per struttura regolare in altezza, oppure  
 0,8 per struttura non regolare in altezza.

**Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale** (vd. Tab. 3.2.VII)

$0 \leq T < T_B$   $S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$   $F_v = 0,824$   
 $S_S = 1,000$   
 $S = 1,000$   
 $T_B \leq T < T_C$   $S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$   $\eta = 1/q = 0,667$   
 $T_B = 0,050$  s  
 $T_C \leq T < T_D$   $S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$   $T_C = 0,150$  s  
 $T_D = 1,000$  s  
 $T_D \leq T$   $S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$   $S_{vd}(T) = 0,027$  g

Fattore di struttura per la componente verticale:  $q = 1,5$

**Analisi lineare statica con spettro di risposta di progetto**

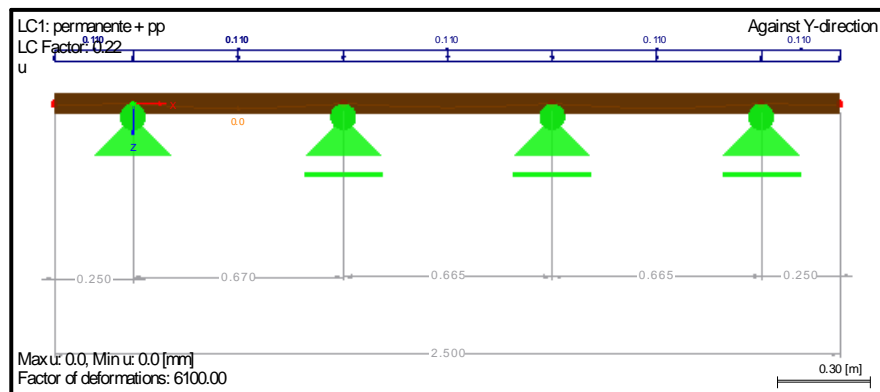
$F_{H,sismica} = 0,164 \cdot W$  [kN]  $F_3 = S_e(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$   
 $F_{V,sismica} = 0,027 \cdot W$  [kN]  $n^\circ$  orizzontamenti = 1  
 $\lambda = 1$

$W = G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$

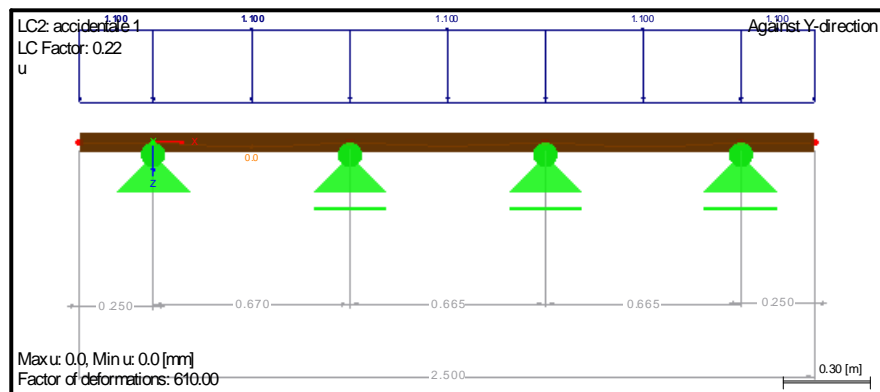
## 7. Calcolo statico

### 7.1. POS 1 assito:

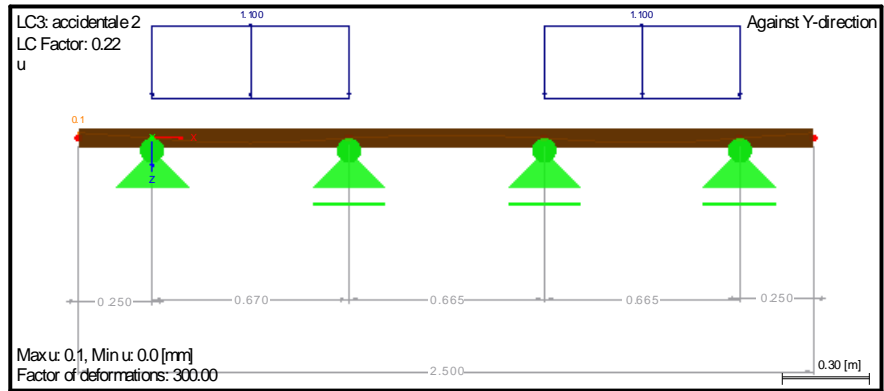
#### DEFORMATIONS U, LC1: PERMANENTE + PP



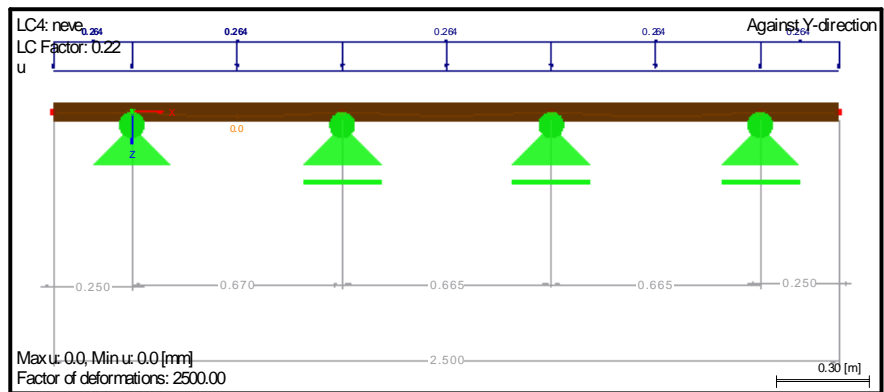
#### DEFORMATIONS U, LC2: ACCIDENTALE 1



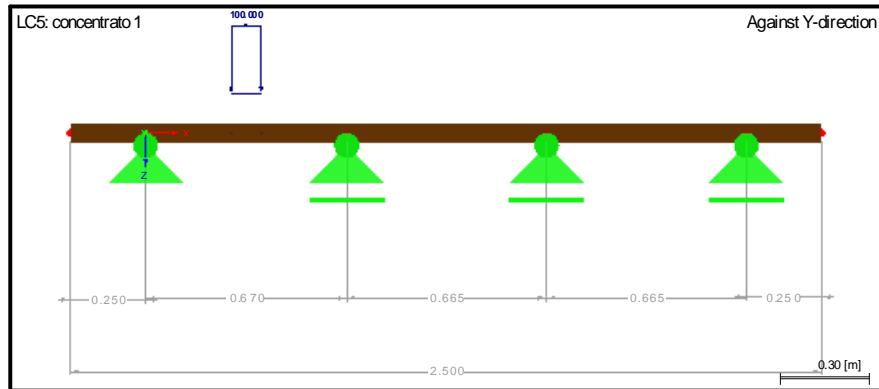
### DEFORMATIONS U, LC3: ACCIDENTALE 2



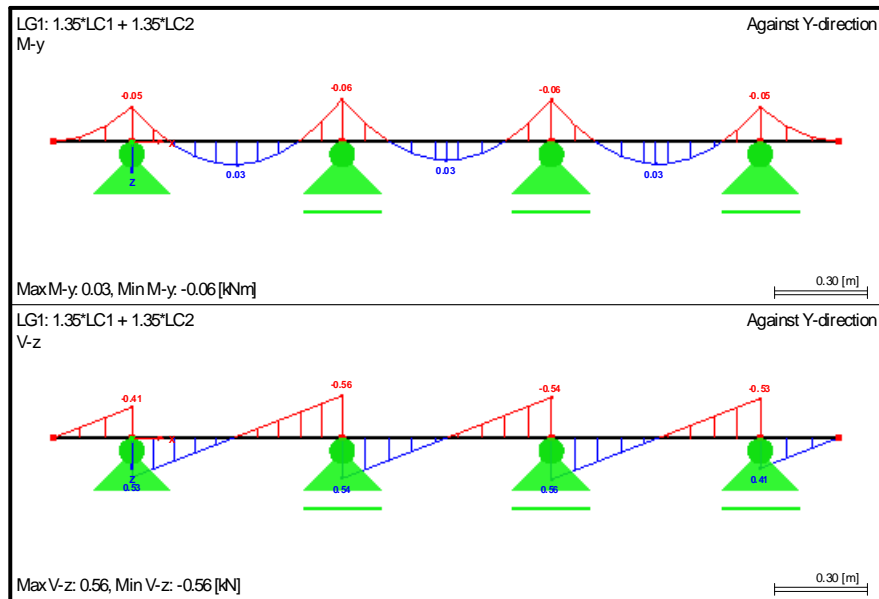
### DEFORMATIONS U, LC4: NEVE



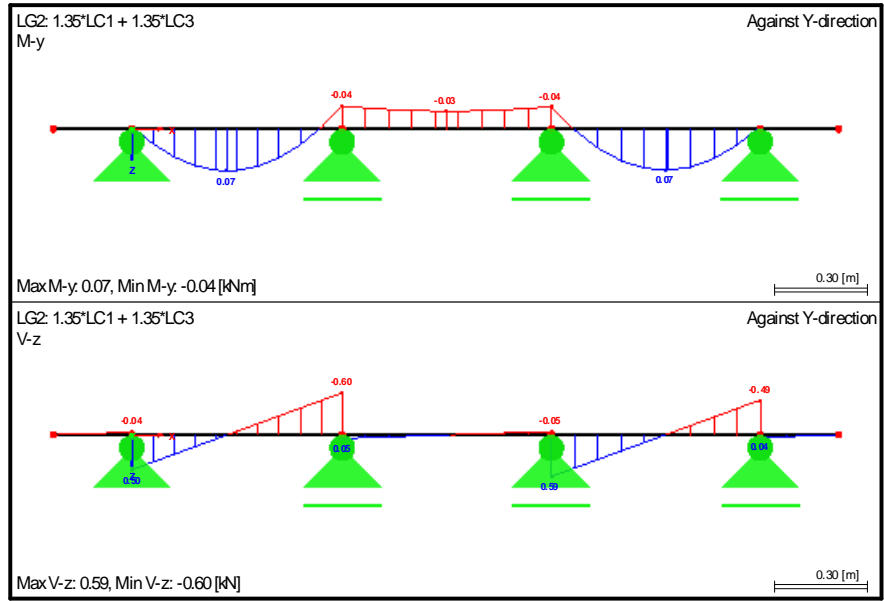
**LC5: CONCENTRATO 1**



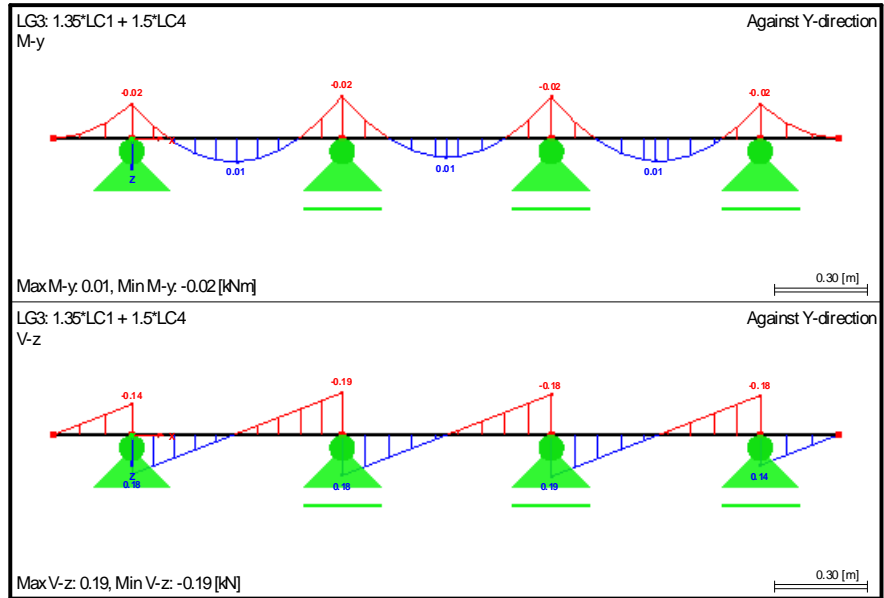
**COMBINED GRAPHICS**



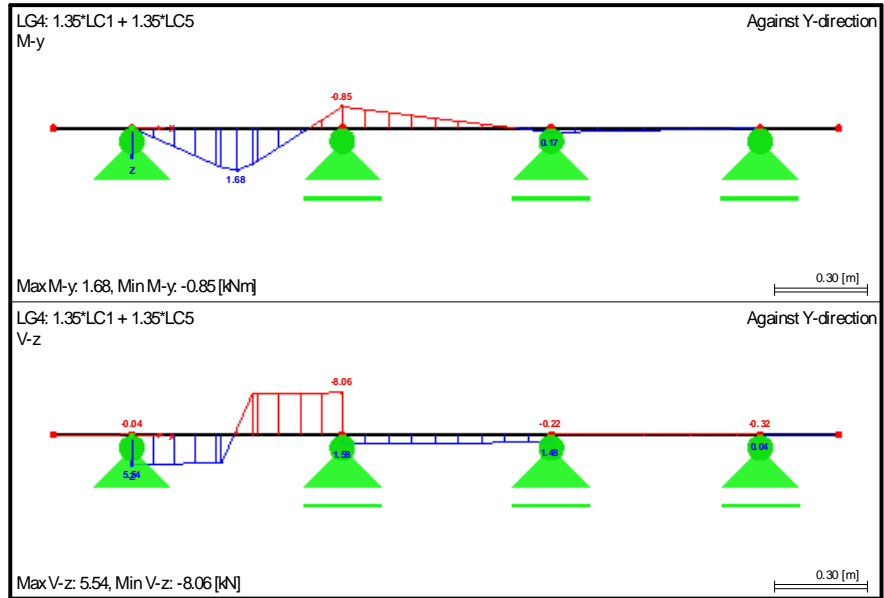
## COMBINED GRAPHICS



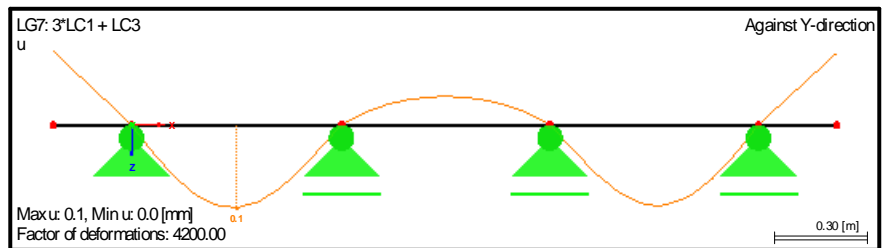
## COMBINED GRAPHICS



## COMBINED GRAPHICS



## DEFORMATIONS U, LG7: $3 \cdot LC1 + LC3$





## 1.2.1 MATERIALS

Material No	Material Description	Comment
1	Glulam Timber GL24c	

Special Settings acc. to Article 3.2 resp. 3.3  
 Increase of Strength f-m,k and f-t,0,k according to:  According 3.3(3)

## 1.3.1 CROSS-SECTIONS

Section No	Material No	Cross-Section Description [mm]	Comment
1	1	Rectangle 200/63	

## 1.4 LOAD DURATION AND SERVICE CLASS

LC/LG/CO	LC, LG or CO Description	Load Case Type	Classification of Load Duration	Factor k-mod [-]
LC1	permanente + pp	Permanent	Permanent	0.500
LC2	accidentale 1	Variable	Short-term	0.700
LC3	accidentale 2	Variable	Short-term	0.700
LC4	neve	Variable	Short-term	0.700
LC5	concentrato 1	Variable	Instantaneous	0.900
LG1	1.35*LC1 + 1.35*LC2	-	Short-term	0.700
LG2	1.35*LC1 + 1.35*LC3	-	Short-term	0.700
LG3	1.35*LC1 + 1.5*LC4	-	Short-term	0.700
LG4	1.35*LC1 + 1.35*LC5	-	Instantaneous	0.900
LG6	3*LC1 + LC2	-	Short-term	0.700
LG7	3*LC1 + LC3	-	Short-term	0.700
LG8	3*LC1 + LC4	-	Short-term	0.700

Service Class SECL  
 Service Class 3: Identical for All Members/Sets of Members

## 1.5 EFFECTIVE LENGTHS - MEMBERS

Member No	Buckling Possible	Length l [m]	Buckling about Axis y			Buckling about Axis z			Lateral Buckling		
			Possible	k-cr,y	L-cr,y [m]	Possible	k-cr,z	L-cr,z [m]	Possible	L-cr manually	L-cr [m]
1	X	0.250	X	1.00	0.250	X	1.00	0.250	X		0.250
2	X	0.670	X	1.00	0.670	X	1.00	0.670	X		0.670
3	X	0.665	X	1.00	0.665	X	1.00	0.665	X		0.665
4	X	0.250	X	1.00	0.250	X	1.00	0.250	X		0.250
5	X	0.665	X	1.00	0.665	X	1.00	0.665	X		0.665

## 1.8 SERVICEABILITY DATA

No	Reference to	Members/Sets No.	Reference Length Manually l [m]	- Direct.	Precamber w-0 [mm]	Beam Type
1	Member	1		0.250	y, z	0.0 Cantilever Start Free
2	Member	2		0.670	y, z	0.0 Beam
3	Member	3		0.665	y, z	0.0 Beam
4	Member	4		0.250	y, z	0.0 Cantilever End Free
5	Member	5		0.665	y, z	0.0 Beam

## TIMBER Pro CA1 RESULTS

### 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

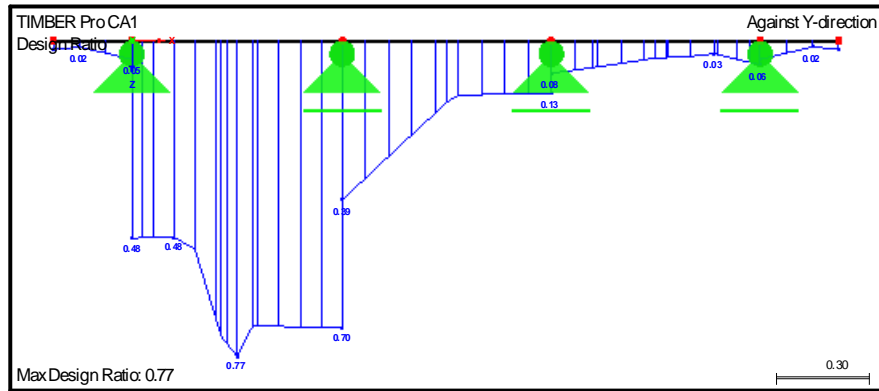
LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	DS	LDC	Factor k-mod
Ultimate Limit State Design								
LG1		2	0.670	0.07 <= 1	111)	FU	Short-term	0.700
Cross-section Resistance - Shear due to Shear Force Vz acc. to 6.1.7								
Design Internal Forces								
	N-d	0.00 kN	V-z,d	-0.56 kN	M-y,d		-0.06 kNm	
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm	
Design Ratio								
	V-z,d	0.56 kN	k-cr	1.000	gamma-M		1.450	
	b	200.0 mm	tau-d	0.01 kN/cm <sup>2</sup>	f-v,d		0.11 kN/cm <sup>2</sup>	
	h	63.0 mm	f-v,k	0.22 kN/cm <sup>2</sup>			0.06	
	b-ef	200.0 mm	k-mod	0.700				
LG2		2	0.670	0.07 <= 1	111)	FU	Short-term	0.700
Cross-section Resistance - Shear due to Shear Force Vz acc. to 6.1.7								
Design Internal Forces								
	N-d	0.00 kN	V-z,d	-0.60 kN	M-y,d		-0.04 kNm	
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm	
Design Ratio								

**TIMBER Pro  
CA1  
RESULTS**

**2.1 DESIGN BY LOAD CASE**

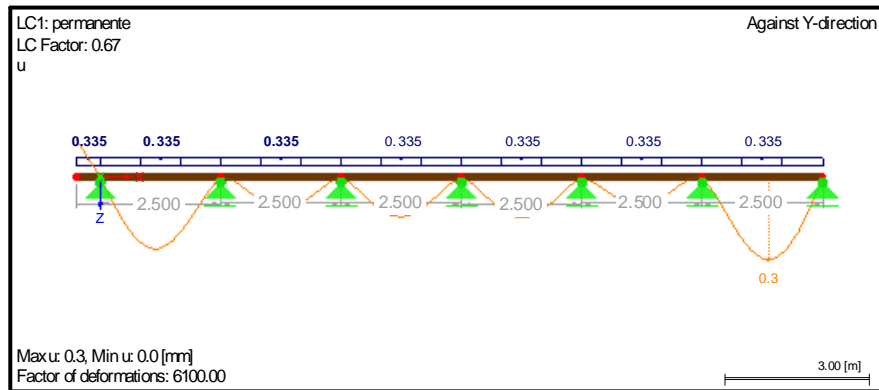
LC/LG/ CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	DS	LDC	Factor k-mod	
LG3	V-z,d	0.60 kN	k-cr	1.000	gamma-M		1.450		
	b	200.0 mm	tau-d	0.01 kN/cm <sup>2</sup>	f-v,d		0.11 kN/cm <sup>2</sup>		
	h	63.0 mm	f-v,k	0.22 kN/cm <sup>2</sup>			0.07		
	b-ef	200.0 mm	k-mod	0.700					
	2   0.670   0.02 <= 1   111)   FU   Short-term   0.700								
Cross-section Resistance - Shear due to Shear Force Vz acc. to 6.1.7									
Design Internal Forces									
N-d	0.00 kN	V-z,d		-0.19 kN	M-y,d		-0.02 kNm		
V-y,d	0.00 kN	T-d		0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm		
Design Ratio									
V-z,d	0.19 kN	k-cr		1.000	gamma-M		1.450		
b	200.0 mm	tau-d		0.00 kN/cm <sup>2</sup>	f-v,d		0.11 kN/cm <sup>2</sup>		
h	63.0 mm	f-v,k		0.22 kN/cm <sup>2</sup>			0.02		
b-ef	200.0 mm	k-mod		0.700					
2   0.335   0.77 <= 1   151)   FU   Instantaneous   0.900									
Cross-section Resistance - Uniaxial Bending acc. to 6.1.6									
Design Internal Forces									
N-d	0.00 kN	V-z,d		-1.26 kN	M-y,d		1.68 kNm		
V-y,d	0.00 kN	T-d		0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm		
Design Ratio									
M-y,d	1.68 kNm	f-m,y,k		2.64 kN/cm <sup>2</sup>	f-m,y,d		1.64 kN/cm <sup>2</sup>		
S-y	132.30 cm <sup>3</sup>	k-mod		0.900			0.77		
sigma-m,y,d	1.27 kN/cm <sup>2</sup>	gamma-M		1.450					
Serviceability Limit State Design									
LG6	2   0.335   0.01 <= 1   403)   S2   Short-term								
	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Inner Bay, z-Direction								
	Deformations								
w-x	0.0 mm	w-y		0.0 mm	w-z		0.0 mm		
Design Ratio									
w-fin,z	0.0 mm	l / (w-fin)- limit		200.00	eta		0.01		
LG7	1   0.000   0.02 <= 1   413)   S2   Short-term								
	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Cantilever, z-Direction								
	Deformations								
w-x	0.0 mm	w-y		0.0 mm	w-z		-0.1 mm		
Design Ratio									
w-fin,z	-0.1 mm	l / (w-fin)- limit		100.00	eta		0.02		
LG8	2   0.335   0.00 <= 1   403)   S2   Short-term								
	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Inner Bay, z-Direction								
	Deformations								
w-x	0.0 mm	w-y		0.0 mm	w-z		0.0 mm		
Design Ratio									
w-fin,z	0.0 mm	l / (w-fin)- limit		200.00	eta		0.00		
LG8	2   0.335   0.00 <= 1   403)   S2   Short-term								
	Deformations								
w-x	0.0 mm	w-y		0.0 mm	w-z		0.0 mm		
Design Ratio									
w-fin,z	0.0 mm	l / (w-fin)- limit		200.00	eta		0.00		
LG8	2   0.335   0.00 <= 1   403)   S2   Short-term								
	Deformations								
w-x	0.0 mm	w-y		0.0 mm	w-z		0.0 mm		
Design Ratio									
w-fin,z	0.0 mm	l / (w-fin)- limit		200.00	eta		0.00		
LG8	2   0.335   0.00 <= 1   403)   S2   Short-term								
	Deformations								
w-x	0.0 mm	w-y		0.0 mm	w-z		0.0 mm		
Design Ratio									
w-fin,z	0.0 mm	l / (w-fin)- limit		200.00	eta		0.00		

## TIMBER PRO - INVILUPPO SFRUTTAMENTO SLU/SLE

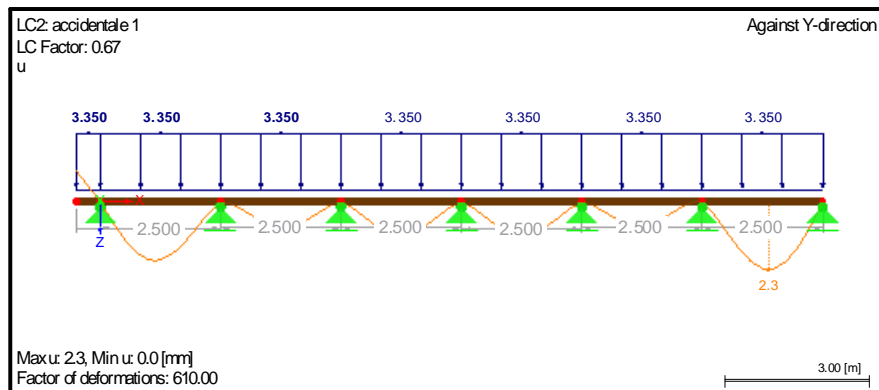


## 7.2. POS 2 correntino:

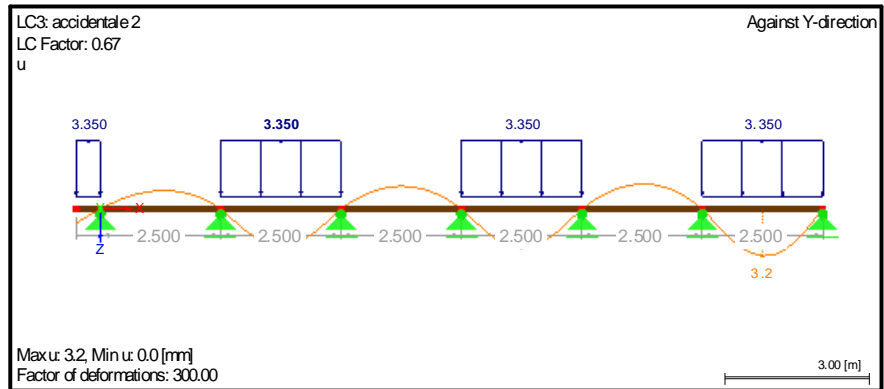
### DEFORMATIONS U, LC1: PERMANENTE + PP



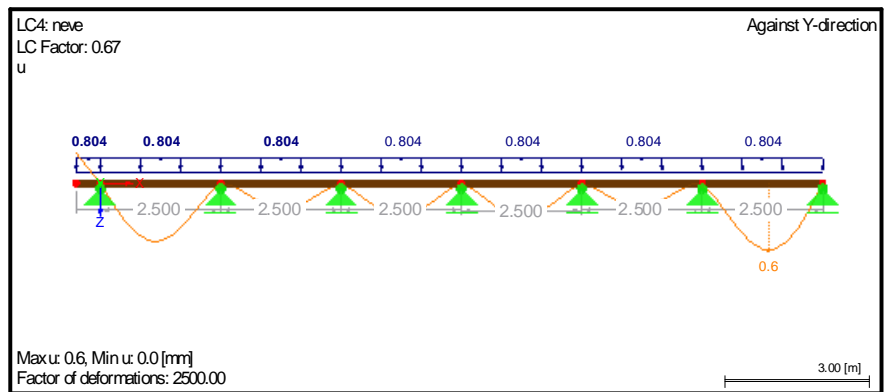
### DEFORMATIONS U, LC2: ACCIDENTALE 1



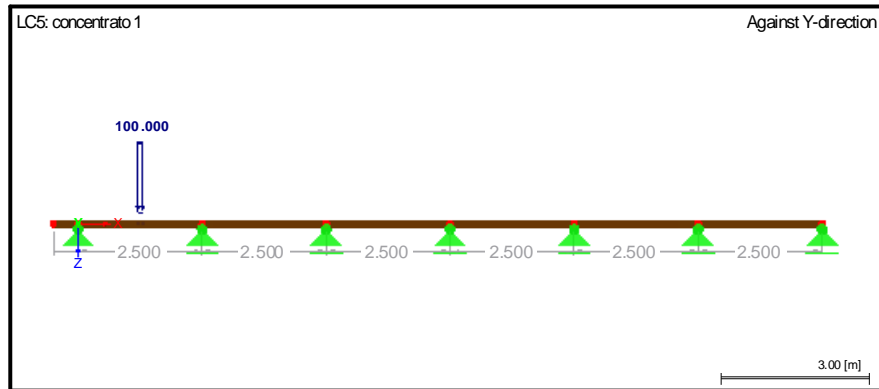
### DEFORMATIONS U, LC3: ACCIDENTALE 2



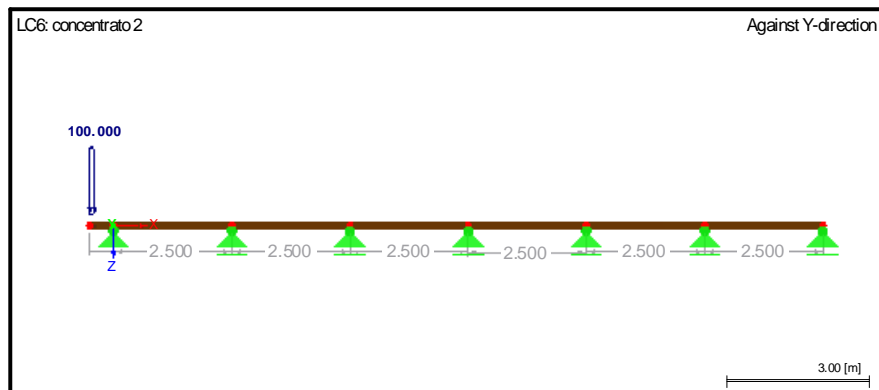
### DEFORMATIONS U, LC4: NEVE



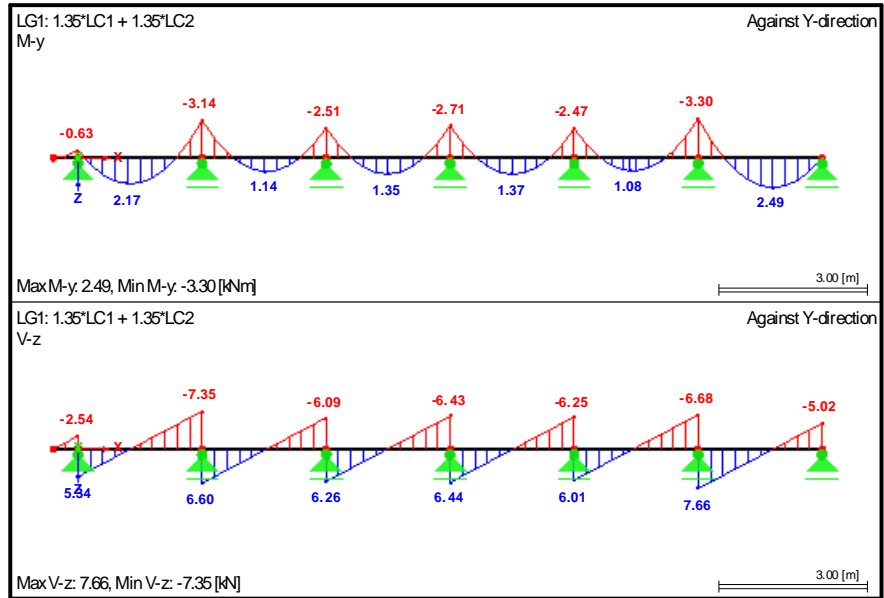
**LC5: CONCENTRATO 1**



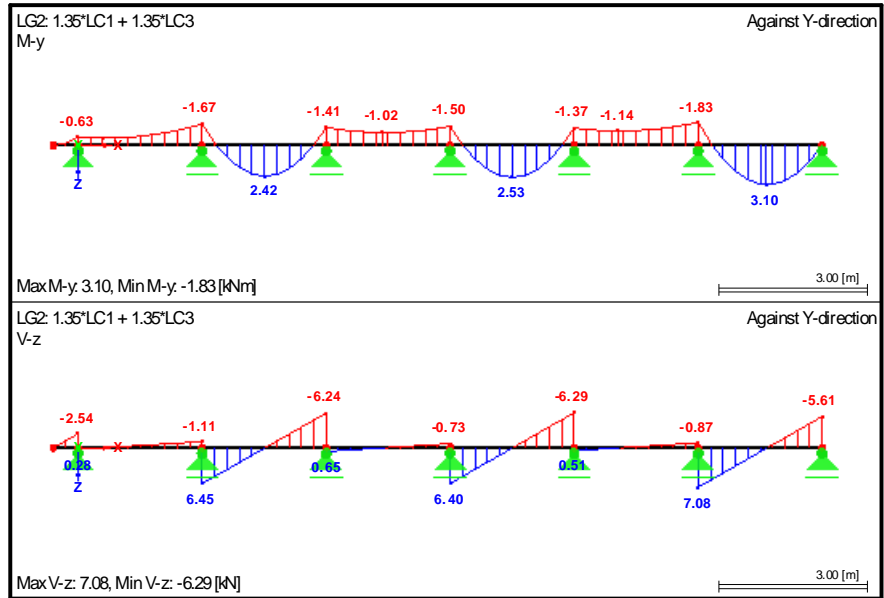
**LC6: CONCENTRATO 2**



## COMBINED GRAPHICS

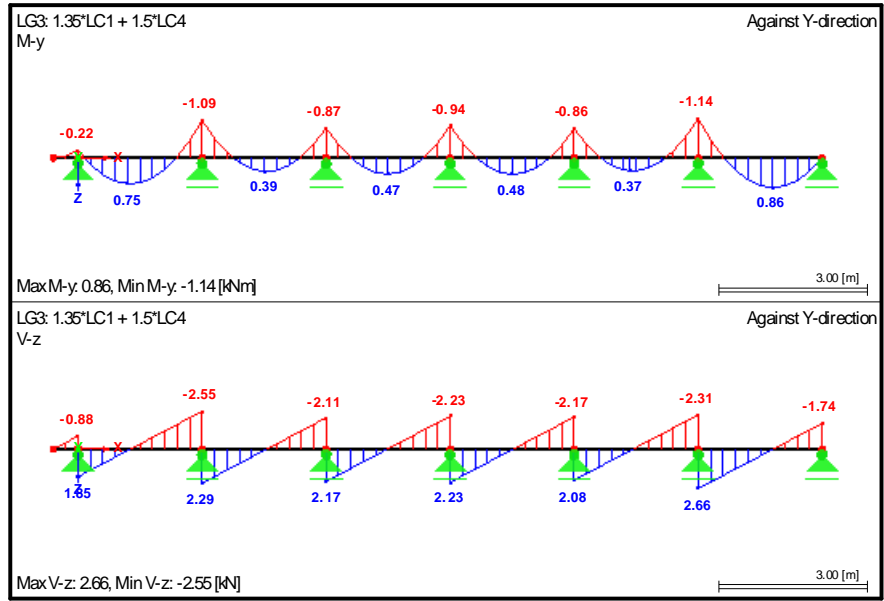


## COMBINED GRAPHICS

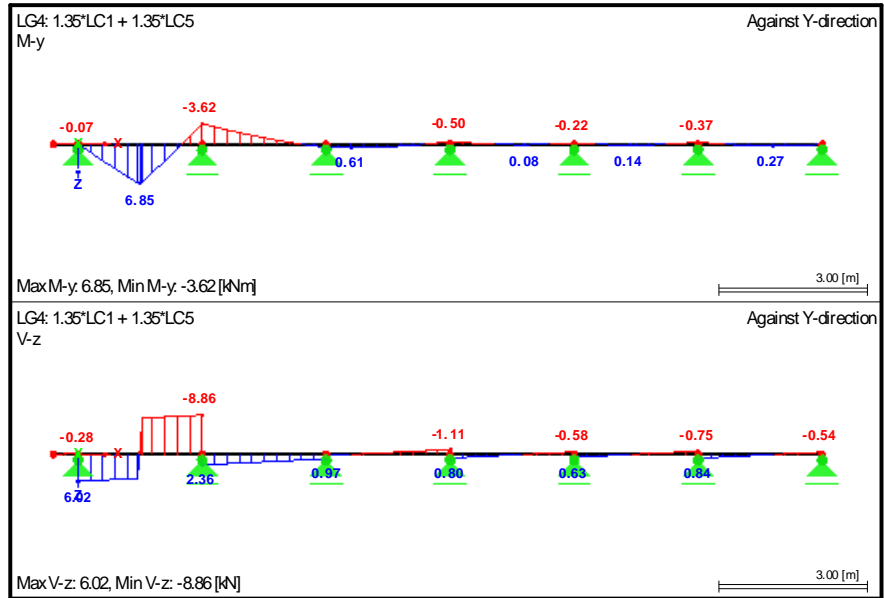




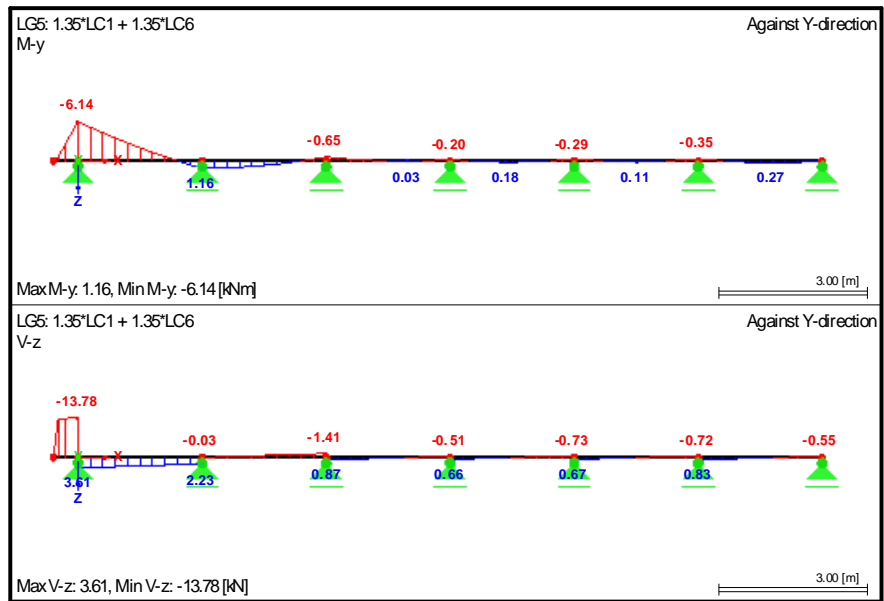
## COMBINED GRAPHICS



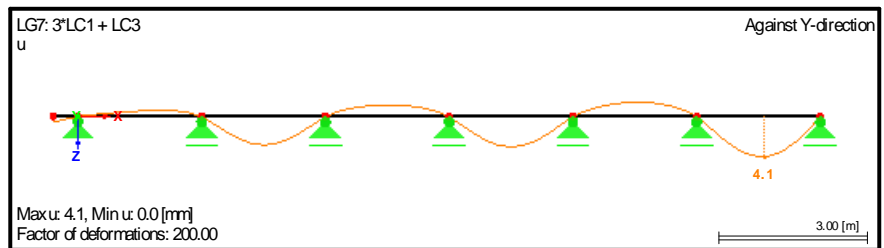
## COMBINED GRAPHICS



## COMBINED GRAPHICS



## DEFORMATIONS U, LG7: $3 \cdot LC1 + LC3$



### 1.2.1 MATERIALS

Material No	Material Description	Comment
1	Glulam Timber GL24c	

Special Settings acc. to Article 3.2 resp. 3.3

Increase of Strength f-m,k and f-t,0,k according to: X According 3.3(3)

### 1.3.1 CROSS-SECTIONS

Section No	Material No	Cross-Section Description [mm]	Comment
1	1	Rectangle 120/155	

### 1.4 LOAD DURATION AND SERVICE CLASS

LC/LG/CO	LC, LG or CO Description	Load Case Type	Classification of Load Duration	Factor k-mod [-]
LC1	permanente	Permanent	Permanent	0.500
LC2	accidentale 1	Variable	Short-term	0.700
LC3	accidentale 2	Variable	Short-term	0.700
LC4	neve	Variable	Short-term	0.700
LC5	concentrato 1	Variable	Instantaneous	0.900
LC6	concentrato 2	Variable	Instantaneous	0.900
LG1	1.35*LC1 + 1.35*LC2	-	Short-term	0.700
LG2	1.35*LC1 + 1.35*LC3	-	Short-term	0.700
LG3	1.35*LC1 + 1.5*LC4	-	Short-term	0.700
LG4	1.35*LC1 + 1.35*LC5	-	Instantaneous	0.900
LG5	1.35*LC1 + 1.35*LC6	-	Instantaneous	0.900
LG6	3*LC1 + LC2	-	Short-term	0.700
LG7	3*LC1 + LC3	-	Short-term	0.700
LG8	3*LC1 + LC4	-	Short-term	0.700

Service Class SECL

Service Class 3: Identical for All Members/Sets of Members

### 1.5 EFFECTIVE LENGTHS - MEMBERS

Member No	Buckling Possible	Length l [m]	Buckling about Axis y			Buckling about Axis z			Lateral Buckling		
			Possible	k-cr,y	L-cr,y [m]	Possible	k-cr,z	L-cr,z [m]	Possible	L-cr manually	L-cr [m]
1	X	0.500	X	1.00	0.500	X	1.00	0.500	X		0.500
2	X	2.500	X	1.00	2.500	X	1.00	2.500	X		2.500
3	X	2.500	X	1.00	2.500	X	1.00	2.500	X		2.500
4	X	2.500	X	1.00	2.500	X	1.00	2.500	X		2.500
5	X	2.500	X	1.00	2.500	X	1.00	2.500	X		2.500
6	X	2.500	X	1.00	2.500	X	1.00	2.500	X		2.500
7	X	2.500	X	1.00	2.500	X	1.00	2.500	X		2.500

### 1.8 SERVICEABILITY DATA

No	Reference to	Members/Sets No.	Reference Length Manually	l [m]	Direct.	Precamber w-0 [mm]	Beam Type
1	Member	1		0.500	y, z	0.0	Cantilever Start Free
2	Member	2		2.500	y, z	0.0	Beam
3	Member	3		2.500	y, z	0.0	Beam
4	Member	4		2.500	y, z	0.0	Beam
5	Member	5		2.500	y, z	0.0	Beam
6	Member	6		2.500	y, z	0.0	Beam
7	Member	7		2.500	y, z	0.0	Beam

**TIMBER Pro  
CA1  
RESULTS**

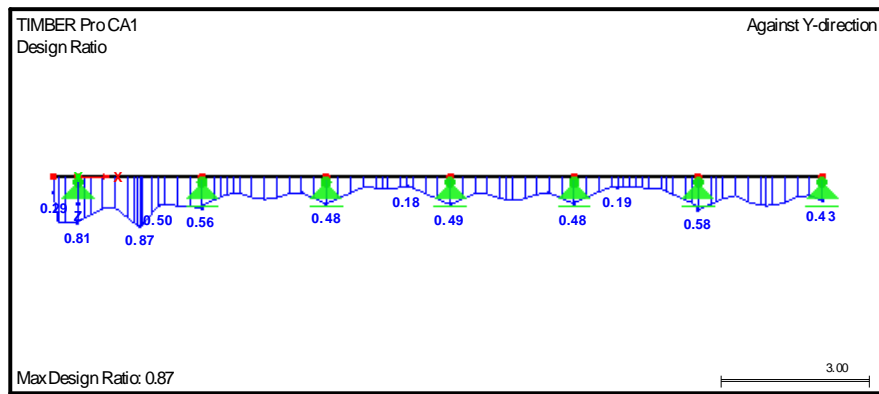
**2.1 DESIGN BY LOAD CASE**

LC/LG/ CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	DS	LDC	Factor k-mod
Ultimate Limit State Design								
LG1		7	0.000	0.58	<= 1	111)	FU   Short-term	0.700
	Cross-section Resistance - Shear due to Shear Force Vz acc. to 6.1.7							
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	7.66 kN	M-y,d		-3.30 kNm	
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm	
	Design Ratio							
	V-z,d	7.66 kN	k-cr	1.000	gamma-M		1.450	
	b	120.0 mm	tau-d	0.06 kN/cm <sup>2</sup>	f-v,d		0.11 kN/cm <sup>2</sup>	
	h	155.0 mm	f-v,k	0.22 kN/cm <sup>2</sup>			0.58	
	b-ef	120.0 mm	k-mod	0.700				
LG2		7	0.000	0.54	<= 1	111)	FU   Short-term	0.700
	Cross-section Resistance - Shear due to Shear Force Vz acc. to 6.1.7							
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	7.08 kN	M-y,d		-1.83 kNm	
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm	
	Design Ratio							
	V-z,d	7.08 kN	k-cr	1.000	gamma-M		1.450	
	b	120.0 mm	tau-d	0.06 kN/cm <sup>2</sup>	f-v,d		0.11 kN/cm <sup>2</sup>	
	h	155.0 mm	f-v,k	0.22 kN/cm <sup>2</sup>			0.54	
	b-ef	120.0 mm	k-mod	0.700				
LG3		7	0.000	0.20	<= 1	111)	FU   Short-term	0.700
	Cross-section Resistance - Shear due to Shear Force Vz acc. to 6.1.7							
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	2.66 kN	M-y,d		-1.14 kNm	
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm	
	Design Ratio							
	V-z,d	2.66 kN	k-cr	1.000	gamma-M		1.450	
	b	120.0 mm	tau-d	0.02 kN/cm <sup>2</sup>	f-v,d		0.11 kN/cm <sup>2</sup>	
	h	155.0 mm	f-v,k	0.22 kN/cm <sup>2</sup>			0.20	
	b-ef	120.0 mm	k-mod	0.700				
LG4		2	1.250	0.87	<= 1	151)	FU   Instantaneous	0.900
	Cross-section Resistance - Uniaxial Bending acc. to 6.1.6							
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	-1.42 kN	M-y,d		6.85 kNm	
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm	
	Design Ratio							
	M-y,d	6.85 kNm	f-m,y,k	2.64 kN/cm <sup>2</sup>	f-m,y,d		1.64 kN/cm <sup>2</sup>	
	S-y	480.50 cm <sup>3</sup>	k-mod	0.900			0.87	
	sigma-m,y,d	1.43 kN/cm <sup>2</sup>	gamma-M	1.450				
LG5		1	0.500	0.81	<= 1	111)	FU   Instantaneous	0.900
	Cross-section Resistance - Shear due to Shear Force Vz acc. to 6.1.7							
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	-13.78 kN	M-y,d		-6.14 kNm	
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d		0.00 kNm	
	Design Ratio							
	V-z,d	13.78 kN	k-cr	1.000	gamma-M		1.450	
	b	120.0 mm	tau-d	0.11 kN/cm <sup>2</sup>	f-v,d		0.14 kN/cm <sup>2</sup>	
	h	155.0 mm	f-v,k	0.22 kN/cm <sup>2</sup>			0.81	
	b-ef	120.0 mm	k-mod	0.900				
Serviceability Limit State Design								
LG6		1	0.000	0.29	<= 1	413)	S2   Short-term	
	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Cantilever, z-Direction							
	Deformations							
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z		-1.4 mm	
	Design Ratio							
	w-fin,z	-1.4 mm	l / (w-fin)- limit	100.00	eta		0.29	
	l	0.500 m	w-fin,limit,z	5.0 mm				
LG7		7	1.375	0.33	<= 1	403)	S2   Short-term	
	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Inner Bay, z-Direction							
	Deformations							
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z		4.1 mm	
	Design Ratio							
	w-fin,z	4.1 mm	l / (w-fin)- limit	200.00	eta		0.33	
	l	2.500 m	w-fin,limit,z	12.5 mm				
LG8		1	0.000	0.13	<= 1	413)	S2   Short-term	
	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Cantilever, z-Direction							
	Deformations							
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z		-0.6 mm	
	Design Ratio							

## 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

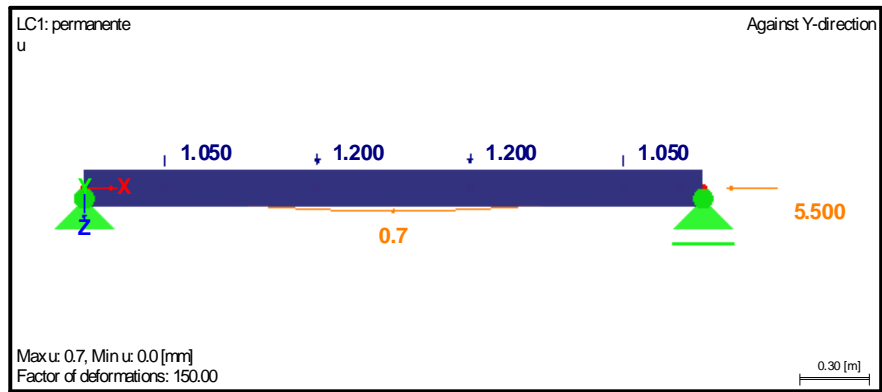
LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	DS	LDC	Factor k-mod
	w-fin,z		(w-fin)-	100.00	eta		0.13	
I	-0.6 mm	I / limit						
	0.500 m	w-fin,limit,z		5.0 mm				

## TIMBER PRO - INVILUPPO SFRUTTAMENTO SLU/SLE

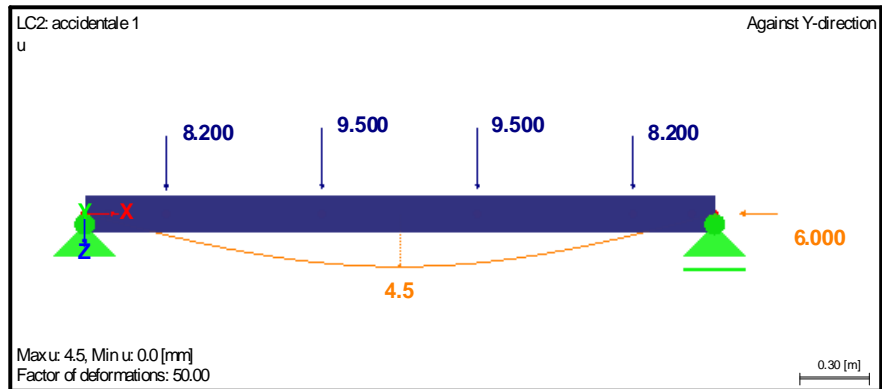


### 7.3. POS 3 traversa:

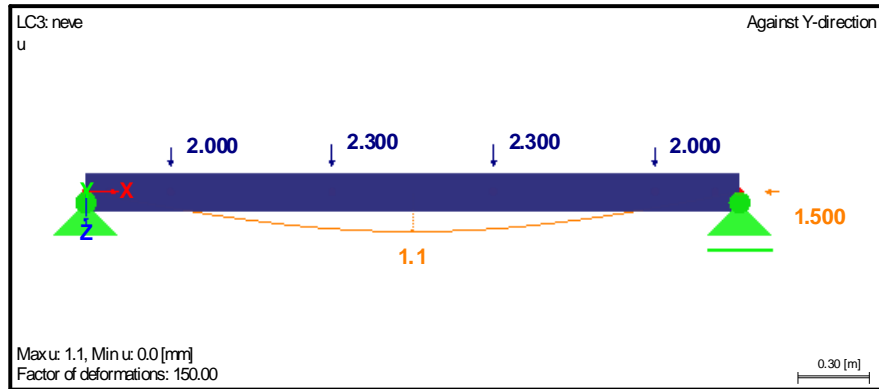
#### DEFORMATIONS U, LC1: PERMANENTE + PP



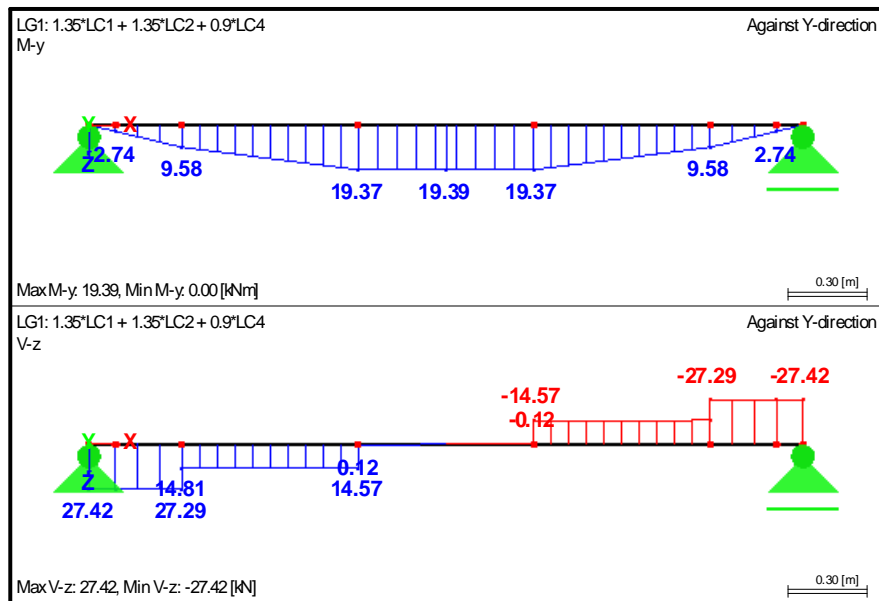
#### DEFORMATIONS U, LC2: ACCIDENTALE 1



## DEFORMATIONS U, LC3:NEVE

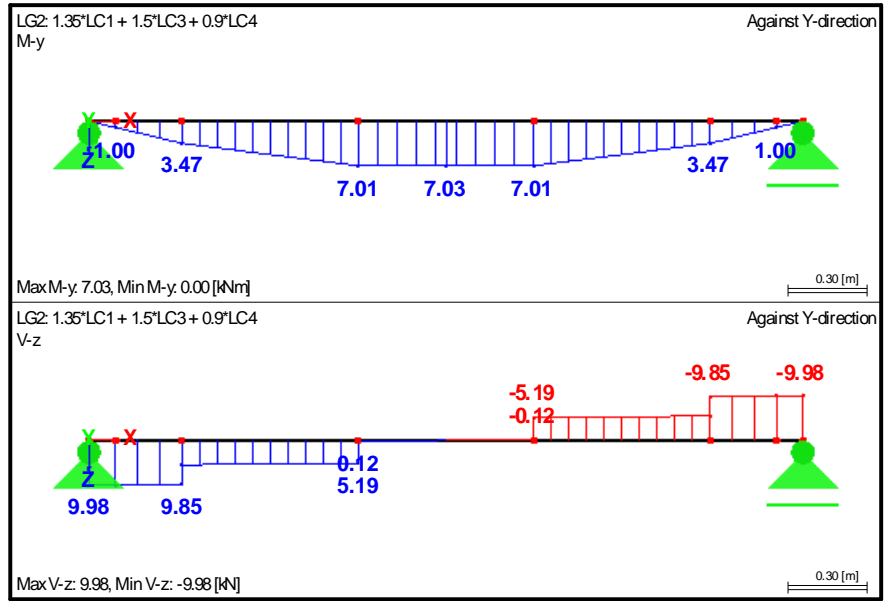


## COMBINED GRAPHICS

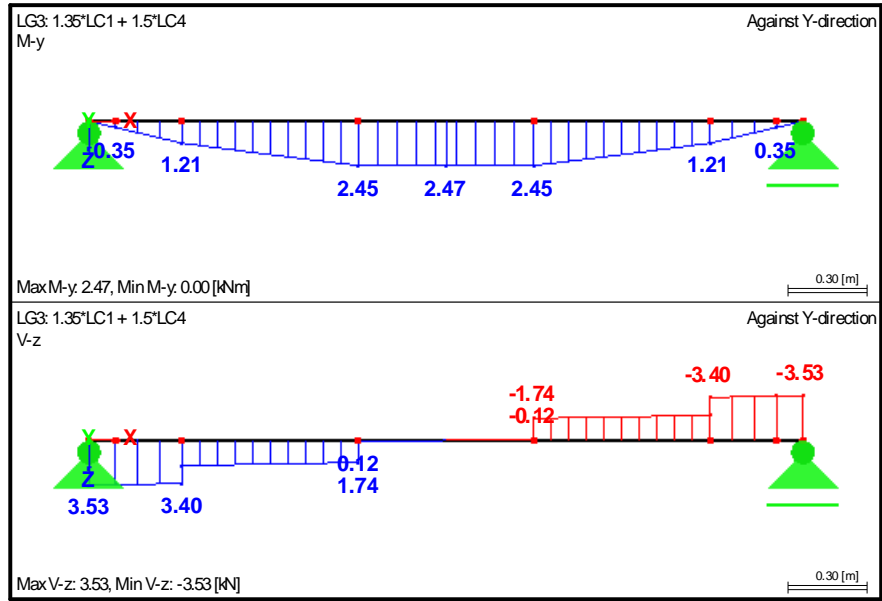




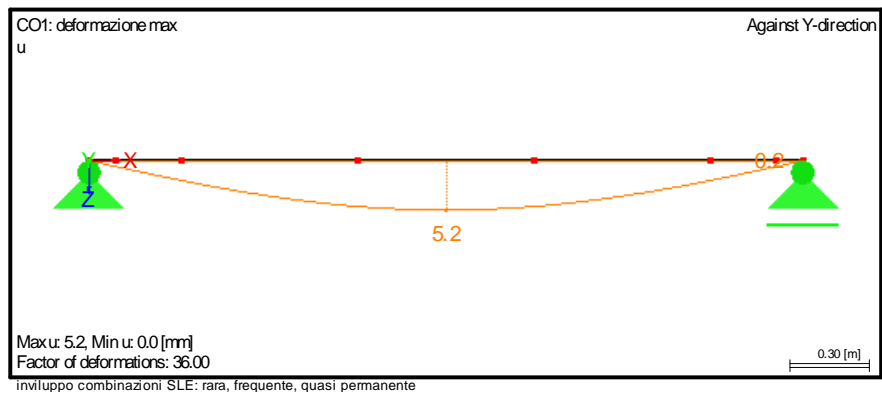
## COMBINED GRAPHICS



## COMBINED GRAPHICS



## DEFORMATIONS U, CO1: DEFORMAZIONE MAX



### 1.2.1 MATERIALS

Material No	Material Description	Comment
1	Steel S 235	

### 1.3.1 CROSS-SECTIONS

Cross-s. No	Material No	Cross-section Description [mm]	Comment
1	1	RRO 160x80x8	

### 1.5 EFFECTIVE LENGTHS - MEMBERS

Member No	Buckling Possible	Buckling About Axis y		Buckling About Axis z		Lateral-Torsional Buckling						
		Possible	k-cr.y	L-cr.y [m]	Possible	k-cr.z	L-cr.z [m]	Possible	k-z	k-w	L-w [m]	L-T [m]
2	X	X	27.00	2.700	X	27.00	2.700		1.0	1.0	0.100	0.100
3	X	X	10.80	2.700	X	10.80	2.700		1.0	1.0	0.250	0.250
4	X	X	27.00	2.700	X	27.00	2.700		1.0	1.0	0.100	0.100
5	X	X	4.05	2.700	X	4.05	2.700		1.0	1.0	0.667	0.667
6	X	X	10.80	2.700	X	10.80	2.700		1.0	1.0	0.250	0.250
7	X	X	4.05	2.700	X	4.05	2.700		1.0	1.0	0.667	0.667
8	X	X	4.05	2.700	X	4.05	2.700		1.0	1.0	0.667	0.667

### 1.9 SERVICEABILITY DATA

No	Reference to	Members/Sets No.	Reference Length Manually	Reference Length [m]	Direct.	Precamber w-0 [mm]	Beam Type
1	List of Members	2,3,5,7,8,6,4		2.700	y, z	0.0	Beam

## STEEL EC3

### CA1

### Design of steel members according to Eurocode 3 RESULTS

### 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	
Ultimate Limit State Design		7	0.000	0.63 <= 1	364	
LG1	Stability analysis - Bending and compression acc. to 6.3.3, Method 2				ULS	
	Design Internal Forces					
	N-Ed	-65.03 kN	V-z,Ed	0.12 kN	M-y,Ed	19.37 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A	-16.80 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1	33.000	alpha-w	0.624
	sigma-f,B	-16.80 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2	38.000	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>
	c-f	48.0 mm	lambda-f,3	42.000	sigma-f-yd,2	-16.22 kN/cm <sup>2</sup>
	t-f	8.0 mm	(c/t)-f	6.000	psi-w	-0.725
	f-yd,f	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f	1	epsilon-w	1.000
	N-Ed	-65.03 kN	sigma-w,A	-13.82 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,1	55.713
	alpha-f	1.000	sigma-w,B	10.02 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2	64.155
	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w	128.0 mm	lambda-w,3	97.491
	sigma-f-yd,2	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	t-w	8.0 mm	Class-w	1
	psi-f	1.000	f-yd,w	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1
	epsilon-f	1.000	N-Ed	-65.03 kN		
	Design Ratio					
	E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	alpha-z	0.210	N-Ed	65.03 kN
	I-y	1040.00 cm <sup>4</sup>	Phi-z	0.985	A-i	34.20 cm <sup>2</sup>
	L-cr,y	2.700 m	chi-z	0.730	N-Rk	803.70 kN
	N-cr,y	2956.82 kN	Type	Non-sway	gamma-M1	1.050
	A	34.20 cm <sup>2</sup>	Diagr M-y	1) Linear	eta-Ny	0.09

## 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
LG2	f-y	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	psi-y	1.000	eta-Nz	0.12
	lambda_y	0.521	C-my	1.000	M-y,Ed	19.39 kNm
	BC-y	a	Type	Non-sway	W-y	167.29 cm <sup>3</sup>
	alpha-y	0.210	Diagr M-z	1) Linear	M-y,Rk	39.31 kNm
	Phi-y	0.670	psi-z	0.000	eta-My	0.52
	chi-y	0.918	C-mz	0.600	W-z	102.20 cm <sup>3</sup>
	I-z	344.00 cm <sup>4</sup>	Component	Torsion.	M-z,Rk	24.02 kNm
	L-cr,z	2.700 m	k-yy	1.030	eta-Mz	0.00
	N-cr,z	978.03 kN	k-yz	0.390	eta-1	0.63
	lambda_z	0.907	k-zy	0.618	eta-2	0.44
	BC-z	a	k-zz	0.649		
	Stability analysis - Bending and compression acc. to 6.3.3, Method 2					
	Design Internal Forces					
	N-Ed	-59.17 kN	V-z,Ed	0.12 kN	M-y,Ed	7.01 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A	-7.12 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1	33.000	alpha-w	0.756
	sigma-f,B	-7.12 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2	38.000	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>
	c-f	48.0 mm	lambda-f,3	42.000	sigma-f-yd,2	-9.57 kN/cm <sup>2</sup>
	t-f	8.0 mm	(c/t)-f	6.000	psi-w	-0.427
f-yd,f	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f	1	epsilon-w	1.000	
N-Ed	-59.17 kN	sigma-w,A	-6.04 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,1	44.844	
alpha-f	1.000	sigma-w,B	2.58 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2	51.639	
sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w	128.0 mm	lambda-w,3	79.406	
sigma-f-yd,2	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	t-w	8.0 mm	(c/t)-w	16.000	
psi-f	1.000	f-yd,w	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-w	1	
epsilon-f	1.000	N-Ed	-59.17 kN	Class	1	
Design Ratio						
E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	alpha-z	0.210	N-Ed	59.17 kN	
I-y	1040.00 cm <sup>4</sup>	Phi-z	0.985	A-i	34.20 cm <sup>2</sup>	
L-cr,y	2.700 m	chi-z	0.730	N-Rk	803.70 kN	
N-cr,y	2956.82 kN	Type	Non-sway	gamma-M1	1.050	
A	34.20 cm <sup>2</sup>	Diagr M-y	1) Linear	eta-Ny	0.08	
f-y	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	psi-y	1.000	eta-Nz	0.11	
lambda_y	0.521	C-my	1.000	M-y,Ed	7.03 kNm	
BC-y	a	Type	Non-sway	W-y	167.29 cm <sup>3</sup>	
alpha-y	0.210	Diagr M-z	1) Linear	M-y,Rk	39.31 kNm	
Phi-y	0.670	psi-z	0.000	eta-My	0.19	
chi-y	0.918	C-mz	0.600	W-z	102.20 cm <sup>3</sup>	
I-z	344.00 cm <sup>4</sup>	Component	Torsion.	M-z,Rk	24.02 kNm	
L-cr,z	2.700 m	k-yy	1.027	eta-Mz	0.00	
N-cr,z	978.03 kN	k-yz	0.387	eta-1	0.28	
lambda_z	0.907	k-zy	0.616	eta-2	0.22	
BC-z	a	k-zz	0.645			
LG3	Stability analysis - Bending and compression acc. to 6.3.3, Method 2					
	Design Internal Forces					
	N-Ed	-89.93 kN	V-z,Ed	0.12 kN	M-y,Ed	2.45 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A	-4.52 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1	33.000	alpha-w	1.000
	sigma-f,B	-4.52 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2	38.000	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>
	c-f	48.0 mm	lambda-f,3	42.000	sigma-f-yd,2	6.05 kN/cm <sup>2</sup>
	t-f	8.0 mm	(c/t)-f	6.000	psi-w	0.271
	f-yd,f	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f	1	epsilon-w	1.000
	N-Ed	-89.93 kN	sigma-w,A	-4.14 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,1	33.000
	alpha-f	1.000	sigma-w,B	-1.12 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2	38.000
	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w	128.0 mm	lambda-w,3	55.316
	sigma-f-yd,2	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	t-w	8.0 mm	(c/t)-w	16.000
	psi-f	1.000	f-yd,w	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-w	1
	epsilon-f	1.000	N-Ed	-89.93 kN	Class	1
	Design Ratio					
	E	21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	alpha-z	0.210	N-Ed	89.93 kN
	I-y	1040.00 cm <sup>4</sup>	Phi-z	0.985	A-i	34.20 cm <sup>2</sup>
	L-cr,y	2.700 m	chi-z	0.730	N-Rk	803.70 kN
N-cr,y	2956.82 kN	Type	Non-sway	gamma-M1	1.050	
A	34.20 cm <sup>2</sup>	Diagr M-y	1) Linear	eta-Ny	0.13	
f-y	23.50 kN/cm <sup>2</sup>	psi-y	1.000	eta-Nz	0.16	
lambda_y	0.521	C-my	1.000	M-y,Ed	2.47 kNm	
BC-y	a	Type	Non-sway	W-y	167.29 cm <sup>3</sup>	
alpha-y	0.210	Diagr M-z	1) Linear	M-y,Rk	39.31 kNm	
Phi-y	0.670	psi-z	0.000	eta-My	0.07	
chi-y	0.918	C-mz	0.600	W-z	102.20 cm <sup>3</sup>	
I-z	344.00 cm <sup>4</sup>	Component	Torsion.	M-z,Rk	24.02 kNm	
L-cr,z	2.700 m	k-yy	1.041	eta-Mz	0.00	
N-cr,z	978.03 kN	k-yz	0.401	eta-1	0.20	
lambda_z	0.907	k-zy	0.625	eta-2	0.20	

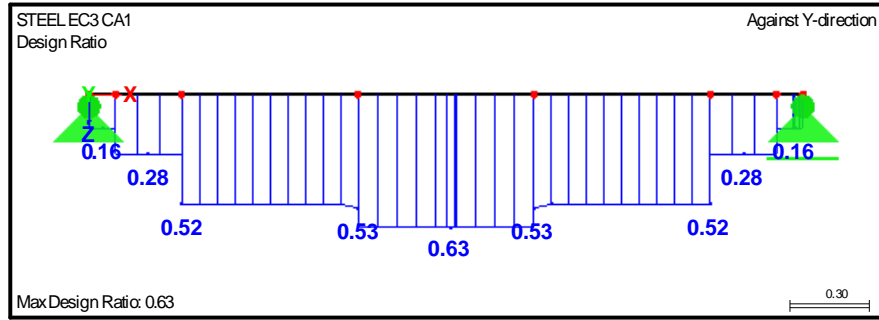
## 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/ CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
LG9	BC-z a k-zz	7	0.668	0.10	<= 1	364)   ULS
	sisma		0.000			
	Stability analysis - Bending and compression acc. to 6.3.3, Method 2					
	Design Internal Forces					
	N-Ed -38.50 kN	V-z,Ed 0.09 kN	M-y,Ed 1.82 kNm			
	V-y,Ed 0.00 kN	T-Ed 0.00 kNm	M-z,Ed 0.00 kNm			
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A -2.52 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1 33.000	alpha-w 0.946			
	sigma-f,B -2.52 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2 38.000	sigma-f-yd,1 22.38 kN/cm <sup>2</sup>			
	c-f 48.0 mm	lambda-f,3 42.000	sigma-f-yd,2 0.07 kN/cm <sup>2</sup>			
	t-f 8.0 mm	(c/t)-f 6.000	psi-w 0.003			
	f-yd,f 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f 1	epsilon-w 1.000			
	N-Ed -38.50 kN	sigma-w,A -2.24 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,1 35.043			
	alpha-f 1.000	sigma-w,B -0.01 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2 40.353			
	sigma-f-yd,1 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w 128.0 mm	lambda-w,3 62.584			
	sigma-f-yd,2 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	t-w 8.0 mm	(c/t)-w 16.000			
	psi-f 1.000	f-yd,w 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-w 1			
	epsilon-f 1.000	N-Ed -38.50 kN	Class 1			
	Design Ratio					
	E 21000.00 kN/cm <sup>2</sup>	alpha-z 0.210	N-Ed 38.50 kN			
	I-y 1040.00 cm <sup>4</sup>	Phi-z 0.985	A-i 34.20 cm <sup>2</sup>			
	L-cr,y 2.700 m	chi-z 0.730	N-Rk 803.70 kN			
	N-cr,y 2956.82 kN	Type Non-sway	gamma-M1 1.050			
	A 34.20 cm <sup>2</sup>	Diagr M-y 1) Linear	eta-Ny 0.05			
	f-y 23.50 kN/cm <sup>2</sup>	psi-y 1.000	eta-Nz 0.07			
	lambda-y 0.521	C-my 1.000	M-y,Ed 1.83 kNm			
	BC-y a	Type Non-sway	W-y 167.29 cm <sup>3</sup>			
	alpha-y 0.210	Diagr M-z 1) Linear	M-y,Rk 39.31 kNm			
	Phi-y 0.670	psi-z 0.000	eta-My 0.05			
	chi-y 0.918	C-mz 0.600	W-z 102.20 cm <sup>3</sup>			
	I-z 344.00 cm <sup>4</sup>	Component Torsion.	M-z,Rk 24.02 kNm			
	L-cr,z 2.700 m	k-yy 1.018	eta-Mz 0.00			
	N-cr,z 978.03 kN	k-yz 0.378	eta-1 0.10			
	lambda-z 0.907	k-zy 0.611	eta-2 0.10			
	BC-z a	k-zz 0.629				
	Serviceability Limit State Design					
LG4	rara	7	0.333	0.57	<= 1	401)   CH
	Serviceability - Combination of actions 'Characteristic' - z-direction					
	Deflections					
	w-x -0.1 mm	w-y 0.0 mm	w-z 5.2 mm			
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A -2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1 33.000	alpha-w 0.944			
	sigma-f,B -2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2 38.000	sigma-f-yd,1 22.38 kN/cm <sup>2</sup>			
	c-f 48.0 mm	lambda-f,3 42.000	sigma-f-yd,2 -0.02 kN/cm <sup>2</sup>			
	t-f 8.0 mm	(c/t)-f 6.000	psi-w -0.001			
	f-yd,f 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f 1	epsilon-w 1.000			
	N-Ed -38.50 kN	sigma-w,A -2.25 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,1 35.116			
	alpha-f 1.000	sigma-w,B 0.00 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2 40.436			
	sigma-f-yd,1 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w 128.0 mm	lambda-w,3 62.710			
	sigma-f-yd,2 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	t-w 8.0 mm	(c/t)-w 16.000			
	psi-f 1.000	f-yd,w 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-w 1			
	epsilon-f 1.000	N-Ed -38.50 kN	Class 1			
	Design Ratio					
	w-Q,inst,z 5.2 mm	I / w-Q,inst,limit,z 300.00	eta 0.57			
	I 2.700 m	w-Q,inst,limit,z 9.0 mm				
LG5	rara	7	0.333	0.19	<= 1	401)   CH
	Serviceability - Combination of actions 'Characteristic' - z-direction					
	Deflections					
	w-x -0.1 mm	w-y 0.0 mm	w-z 1.8 mm			
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A -2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1 33.000	alpha-w 0.944			
	sigma-f,B -2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2 38.000	sigma-f-yd,1 22.38 kN/cm <sup>2</sup>			
	c-f 48.0 mm	lambda-f,3 42.000	sigma-f-yd,2 -0.02 kN/cm <sup>2</sup>			
	t-f 8.0 mm	(c/t)-f 6.000	psi-w -0.001			
	f-yd,f 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f 1	epsilon-w 1.000			
	N-Ed -38.50 kN	sigma-w,A -2.25 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,1 35.116			
	alpha-f 1.000	sigma-w,B 0.00 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2 40.436			
	sigma-f-yd,1 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w 128.0 mm	lambda-w,3 62.710			
	sigma-f-yd,2 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	t-w 8.0 mm	(c/t)-w 16.000			
	psi-f 1.000	f-yd,w 22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-w 1			
	epsilon-f 1.000	N-Ed -38.50 kN	Class 1			
	Design Ratio					
	w-Q,inst,z 1.8 mm	I / w-Q,inst,limit,z 300.00	eta 0.19			
	I 2.700 m	w-Q,inst,limit,z 9.0 mm				

## 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

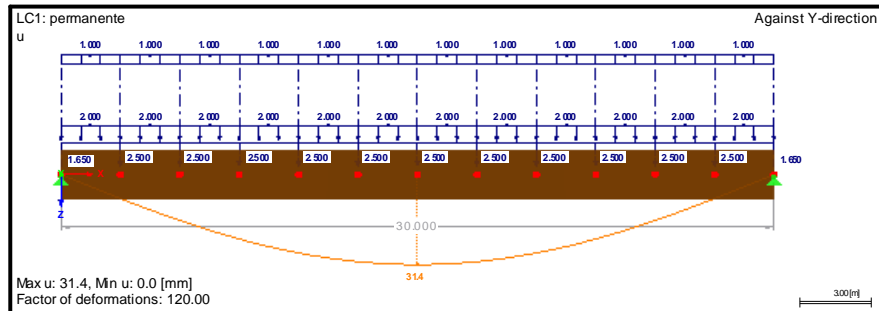
LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	CH
LG6	rara	7	0.333	0.07	<= 1   401	CH
	Serviceability - Combination of actions 'Characteristic' - z-direction					
	Deflections					
	w-x	-0.1 mm	w-y	0.0 mm	w-z	0.7 mm
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A	-2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1	33.000	alpha-w	0.944
	sigma-f,B	-2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2	38.000	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>
	c-f	48.0 mm	lambda-f,3	42.000	sigma-f-yd,2	-0.02 kN/cm <sup>2</sup>
	t-f	8.0 mm	(c/t)-f	6.000	psi-w	-0.001
	f-yd,f	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f	1	epsilon-w	1.000
	N-Ed	-38.50 kN			lambda-w,1	35.116
	alpha-f	1.000	sigma-w,A	-2.25 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2	40.436
	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	sigma-w,B	0.00 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,3	62.710
	sigma-f-yd,2	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w	128.0 mm	(c/t)-w	16.000
	psi-f	1.000	t-w	8.0 mm	Class-w	1
	epsilon-f	1.000	f-yd,w	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1
	Design Ratio		N-Ed	-38.50 kN		
	w-Q,inst,z	0.7 mm	I / w-	300.00	eta	0.07
	I	2.700 m	Q,inst,limit,z			
			w-			
			Q,inst,limit,z			
LG7	frequente	7	0.333	0.05	<= 1   402	FR
	Serviceability - Combination of actions 'Frequent' - z-direction					
	Deflections					
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z	0.7 mm
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A	-2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1	33.000	alpha-w	0.944
	sigma-f,B	-2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2	38.000	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>
	c-f	48.0 mm	lambda-f,3	42.000	sigma-f-yd,2	-0.02 kN/cm <sup>2</sup>
	t-f	8.0 mm	(c/t)-f	6.000	psi-w	-0.001
	f-yd,f	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f	1	epsilon-w,1	1.000
	N-Ed	-38.50 kN			lambda-w,1	35.116
	alpha-f	1.000	sigma-w,A	-2.25 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2	40.436
	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	sigma-w,B	0.00 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,3	62.710
	sigma-f-yd,2	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w	128.0 mm	(c/t)-w	16.000
	psi-f	1.000	t-w	8.0 mm	Class-w	1
	epsilon-f	1.000	f-yd,w	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1
	Design Ratio		N-Ed	-38.50 kN		
	w-fin,z - w-G,inst,z	0.7 mm	I / w-fin-	200.00	eta	0.05
	I	2.700 m	G,inst,limit			
			w-			
			G,inst,limit			
LG8	quasi permanente	7	0.333	0.05	<= 1   403	QP
	Serviceability - Combination of actions 'Quasi-permanent' - z-direction					
	Deflections					
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z	0.7 mm
	Cross-section Classification - Class 1					
	sigma-f,A	-2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,1	33.000	alpha-w	0.944
	sigma-f,B	-2.54 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-f,2	38.000	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>
	c-f	48.0 mm	lambda-f,3	42.000	sigma-f-yd,2	-0.02 kN/cm <sup>2</sup>
	t-f	8.0 mm	(c/t)-f	6.000	psi-w	-0.001
	f-yd,f	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class-f	1	epsilon-w	1.000
	N-Ed	-38.50 kN			lambda-w,1	35.116
	alpha-f	1.000	sigma-w,A	-2.25 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,2	40.436
	sigma-f-yd,1	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	sigma-w,B	0.00 kN/cm <sup>2</sup>	lambda-w,3	62.710
	sigma-f-yd,2	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	c-w	128.0 mm	(c/t)-w	16.000
	psi-f	1.000	t-w	8.0 mm	Class-w	1
	epsilon-f	1.000	f-yd,w	22.38 kN/cm <sup>2</sup>	Class	1
	Design Ratio		N-Ed	-38.50 kN		
	w-fin,z	0.7 mm	I / w-fin-	2.700 m	eta	0.05
	w-c	0.0 mm	I / w-fin-	200.00		
	w-fin,z - w-c,x	0.7 mm	c,limit,z			
			w-fin-			
			c,limit,z			

**STEEL EC3 - INVILUPPO SFRUTTAMENTO SLU/SLE**

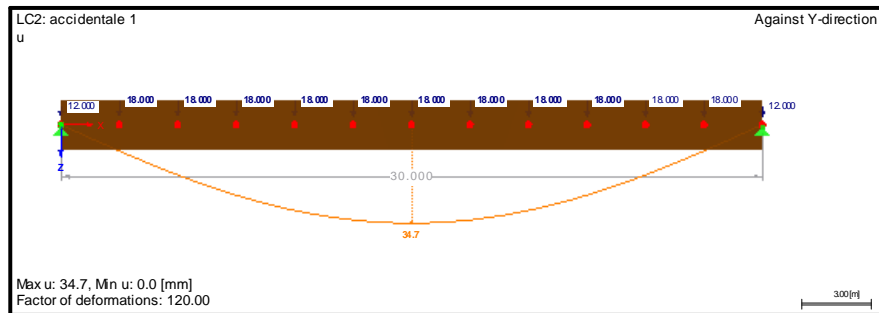


### 7.4. POS 4 trave principale 30m:

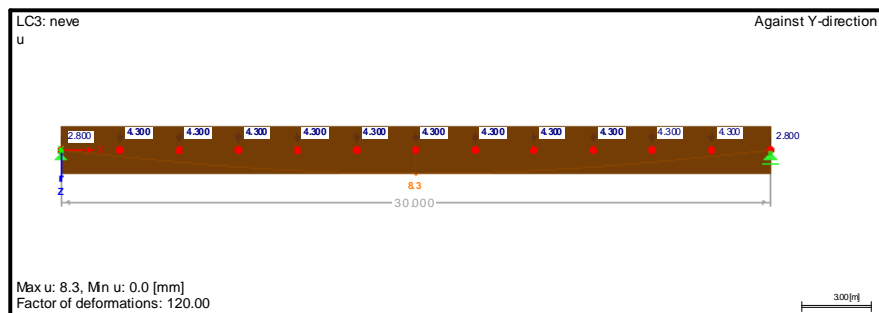
#### DEFORMATIONS U, LC1: PERMANENTE + PP



#### DEFORMATIONS U, LC2: ACCIDENTALE 1

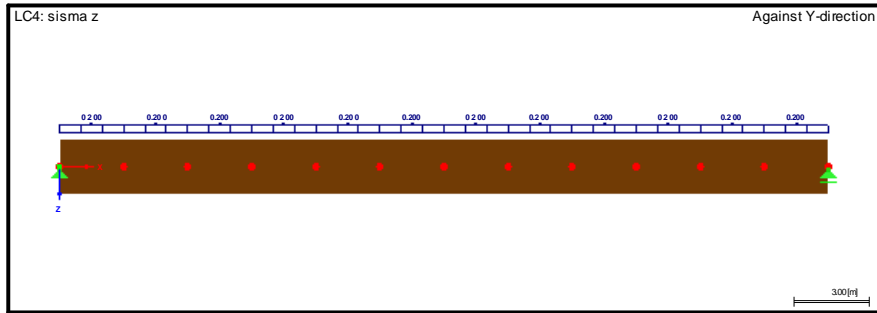


#### DEFORMATIONS U, LC3: NEVE

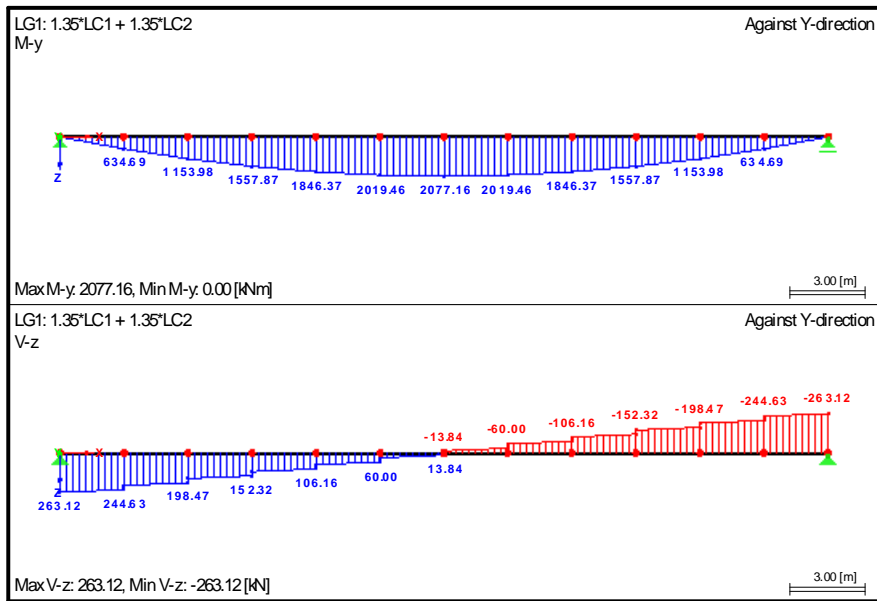




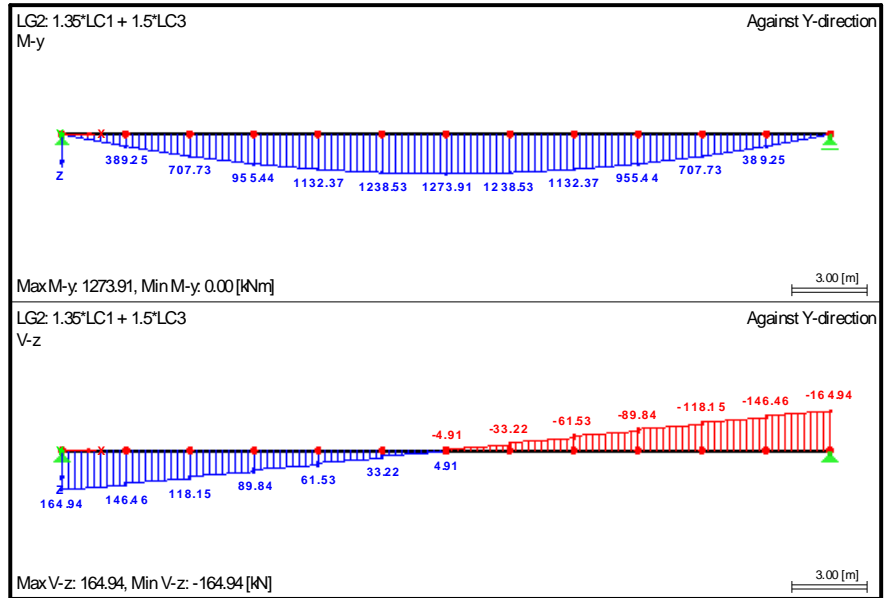
**LC4: SISMA Z**



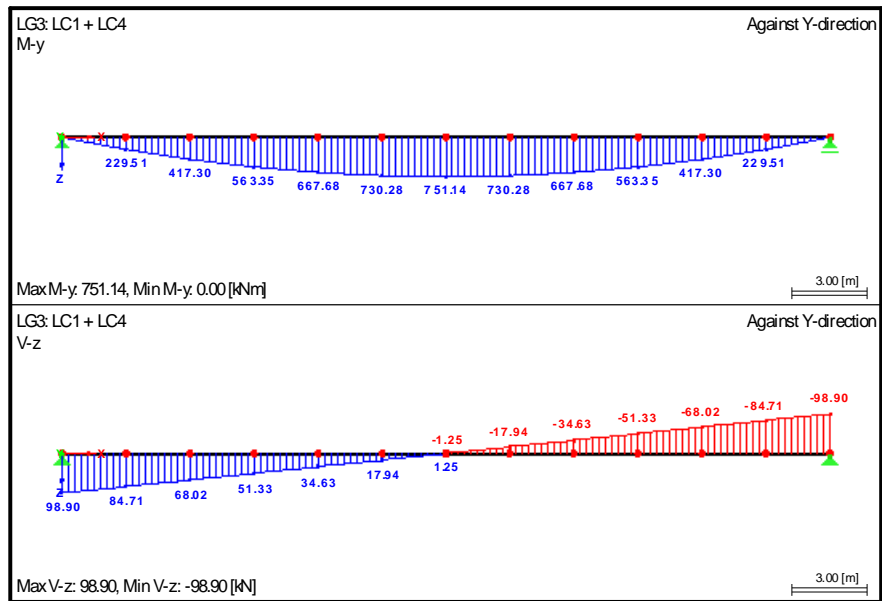
**COMBINED GRAPHICS**



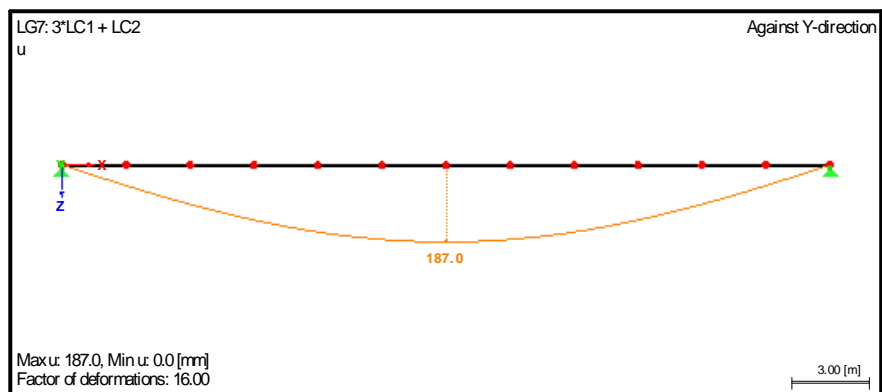
## COMBINED GRAPHICS



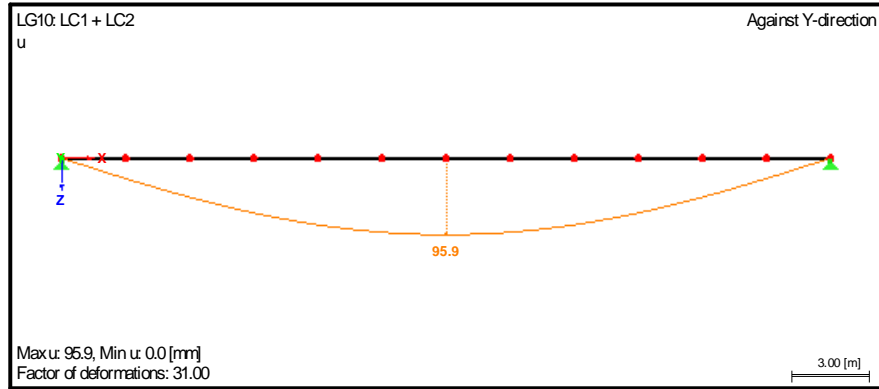
## COMBINED GRAPHICS



## DEFORMATIONS U, LG7: 3\*LC1 + LC2



## DEFORMATIONS U, LG10: LC1 + LC2



### 1.2.1 MATERIALS

Material No	Material Description	Comment
1	Glulam Timber GL32c_terzi	User Defined Material

Special Settings acc. to Article 3.2 resp. 3.3

Increase of Strength f-m,k and f-t,0,k according to: X According 3.3(3)

### 1.3.1 CROSS-SECTIONS

Section No	Material No	Cross-Section Description [mm]	Comment
1	1	Rectangle 240/2064	

### 1.4 LOAD DURATION AND SERVICE CLASS

LC/LG/CO	LC, LG or CO Description	Load Case Type	Classification of Load Duration	Factor k-mod [-]
LC1	permanente	Permanent	Permanent	0.500
LC2	accidentale 1	Variable	Short-term	0.700
LC3	neve	Variable	Short-term	0.700
LC4	sisma z	Variable	Short-term	0.700
LG1	1.35*LC1 + 1.35*LC2	-	Short-term	0.700
LG2	1.35*LC1 + 1.5*LC3	-	Short-term	0.700
LG3	LC1 + LC4	-	Short-term	0.700
LG7	3*LC1 + LC2	-	Short-term	0.700
LG8	3*LC1 + LC3	-	Short-term	0.700
LG10	LC1 + LC2	-	Short-term	0.700
LG11	LC1 + LC3	-	Short-term	0.700

Service Class SECL

Service Class 3: Identical for All Members/Sets of Members

### 1.5 EFFECTIVE LENGTHS - MEMBERS

Member No	Buckling Possible	Length l [m]	Buckling about Axis y		Buckling about Axis z		Lateral Buckling				
			Possible	k-cr,y	L-cr,y [m]	Possible	k-cr,z	L-cr,z [m]	Possible	L-cr manually	L-cr [m]
2	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
3	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
4	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500

### 1.5 EFFECTIVE LENGTHS - MEMBERS

Member No	Buckling Possible	Length l [m]	Buckling about Axis y		Buckling about Axis z		Lateral Buckling				
			Possible	k-cr,y	L-cr,y [m]	Possible	k-cr,z	L-cr,z [m]	Possible	L-cr manually	L-cr [m]
5	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
6	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
7	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
8	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
9	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
10	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
11	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
12	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500
13	X	2.500	X	12.00	30.000	X	1.00	2.500	X		2.500

### 1.8 SERVICEABILITY DATA

No	Reference to	Members/Sets No.	Reference Length Manually	Length l [m]	- Direct.	Precamber w-0 [mm]	Beam Type
1	List of Members	2-13		30.000	y, z	150.0	Beam

## TIMBER Pro CA1 RESULTS

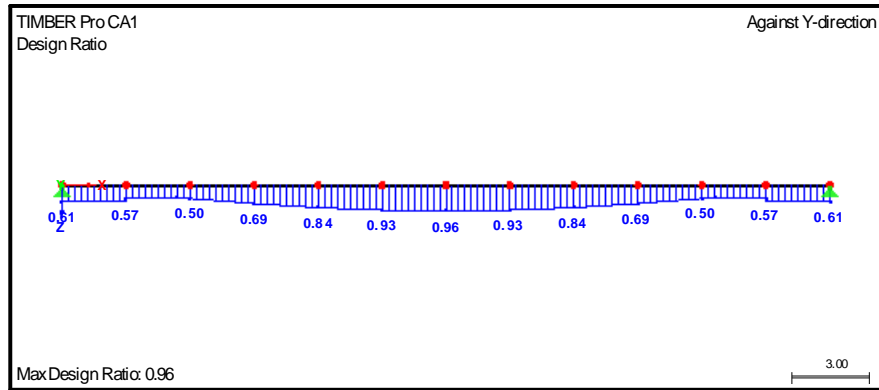
### 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	DS	LDC	Factor k-mod
Ultimate Limit State Design								
LG1	Cross-section Resistance - Uniaxial Bending acc. to 6.1.6	7	2.500	0.90	<= 1	151	FU	Short-term   0.700
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	13.84 kN	M-y,d			2077.16 kNm
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d			0.00 kNm
	Design Ratio							
	M-y,d	2077.16 kNm	f-m,y,k	2.80 kN/cm <sup>2</sup>	f-m,y,d			1.35 kN/cm <sup>2</sup>
	S-y	170404.00 cm <sup>3</sup>	k-mod	0.700				0.90
	sigma-m,y,d	1.22 kN/cm <sup>2</sup>	gamma-M	1.450				
LG2	Cross-section Resistance - Uniaxial Bending acc. to 6.1.6	7	2.500	0.55	<= 1	151	FU	Short-term   0.700
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	4.91 kN	M-y,d			1273.91 kNm
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d			0.00 kNm
	Design Ratio							
	M-y,d	1273.91 kNm	f-m,y,k	2.80 kN/cm <sup>2</sup>	f-m,y,d			1.35 kN/cm <sup>2</sup>
	S-y	170404.00 cm <sup>3</sup>	k-mod	0.700				0.55
	sigma-m,y,d	0.75 kN/cm <sup>2</sup>	gamma-M	1.450				
LG3	Cross-section Resistance - Uniaxial Bending acc. to 6.1.6	7	2.500	0.33	<= 1	151	FU	Short-term   0.700
	Design Internal Forces							
	N-d	0.00 kN	V-z,d	1.25 kN	M-y,d			751.14 kNm
	V-y,d	0.00 kN	T-d	0.00 kNm	M-z,d			0.00 kNm
	Design Ratio							
	M-y,d	751.14 kNm	f-m,y,k	2.80 kN/cm <sup>2</sup>	f-m,y,d			1.35 kN/cm <sup>2</sup>
	S-y	170404.00 cm <sup>3</sup>	k-mod	0.700				0.33
	sigma-m,y,d	0.44 kN/cm <sup>2</sup>	gamma-M	1.450				
Serviceability Limit State Design								
LG7	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Inner Bay, z-Direction	7	2.500	0.31	<= 1	402	S1	Short-term
	Deformations							
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z			187.0 mm
	Design Ratio							
	w-fin,z	187.0 mm	w-fin,z - w-c	37.0 mm	w-fin,limit,z			120.0 mm
	w-c	150.0 mm	l	30.000 m	eta			0.31
	w-c,x	150.0 mm	l / (w-fin,z)-limit	250.00				
LG8	Serviceability - Design Situation Quasi-permanent acc. to 7.2 - Inner Bay, z-Direction	7	2.250	0.01	<= 1	402	S1	Short-term
	Deformations							
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z			148.5 mm

## 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

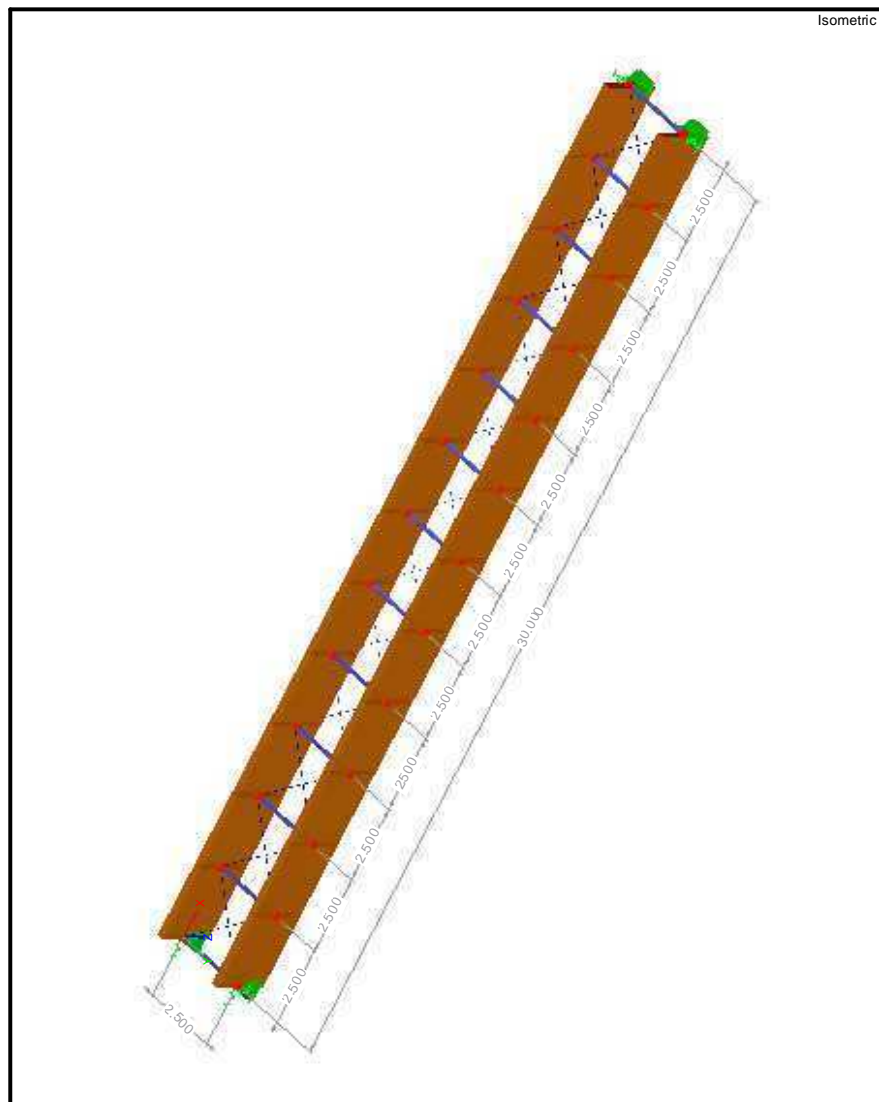
LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	DS	LDC	Factor k-mod
LG10	Design Ratio							
	w-fin,z	148.5 mm	w-fin,z - w-c	-1.4 mm	w-fin,limit,z		120.0 mm	
	w-c	150.0 mm	I	30.000 m	eta		0.01	
	w-c,x	149.9 mm	I / (w-fin,z)-limit	250.00				
		7	2.500	0.96 <= 1	401)	SC	Short-term	
	Serviceability - Design Situation Characteristic acc. to 7.2 - Inner Bay, z-Direction							
	Deformations							
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z		95.9 mm	
	Design Ratio							
	w-inst,z	95.9 mm	I / (w-inst,z)-limit	300.00	eta		0.96	
	I	30.000 m	w-inst,limit,z	100.0 mm				
LG11		7	2.500	0.58 <= 1	401)	SC	Short-term	
	Serviceability - Design Situation Characteristic acc. to 7.2 - Inner Bay, z-Direction							
	Deformations							
	w-x	0.0 mm	w-y	0.0 mm	w-z		57.6 mm	
	Design Ratio							
	w-inst,z	57.6 mm	I / (w-inst,z)-limit	300.00	eta		0.58	
	I	30.000 m	w-inst,limit,z	100.0 mm				

## TIMBER PRO - INVILUPPO SFRUTTAMENTO SLU/SLE

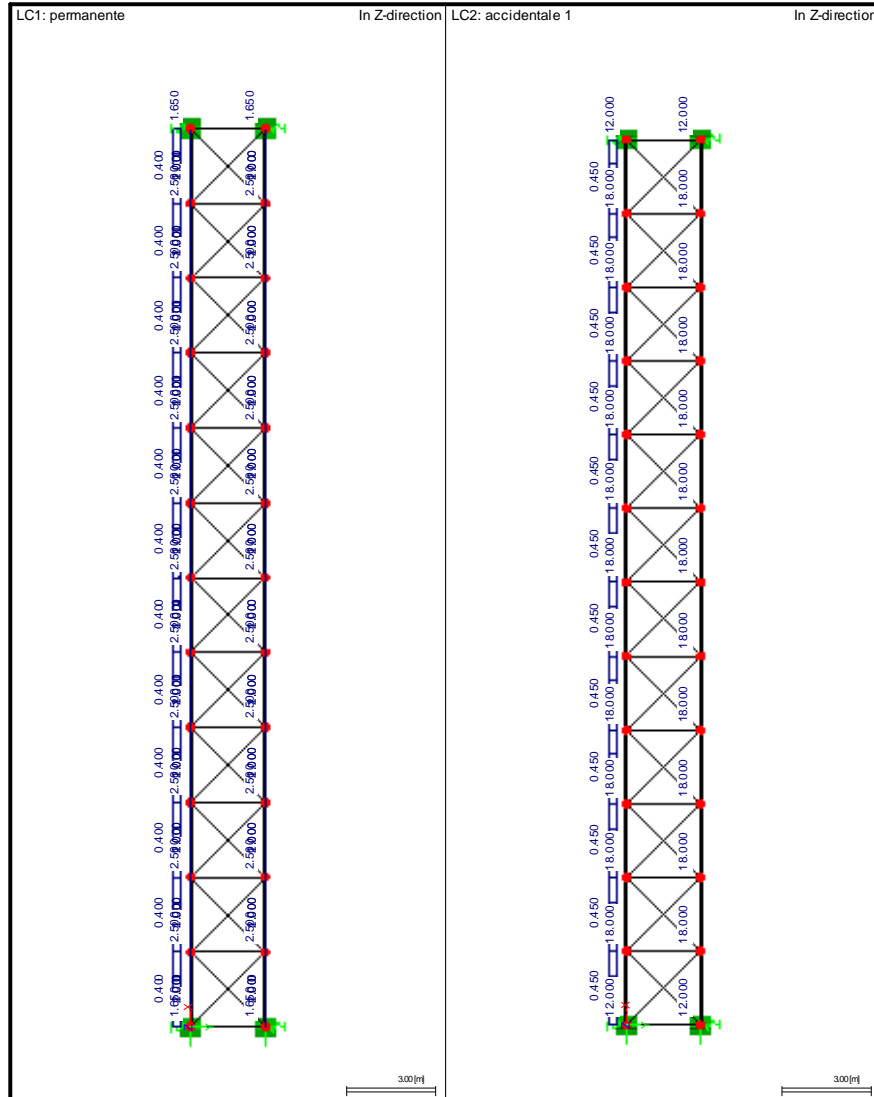


**7.5. POS 5 controvento:**

**STRUCTURE**

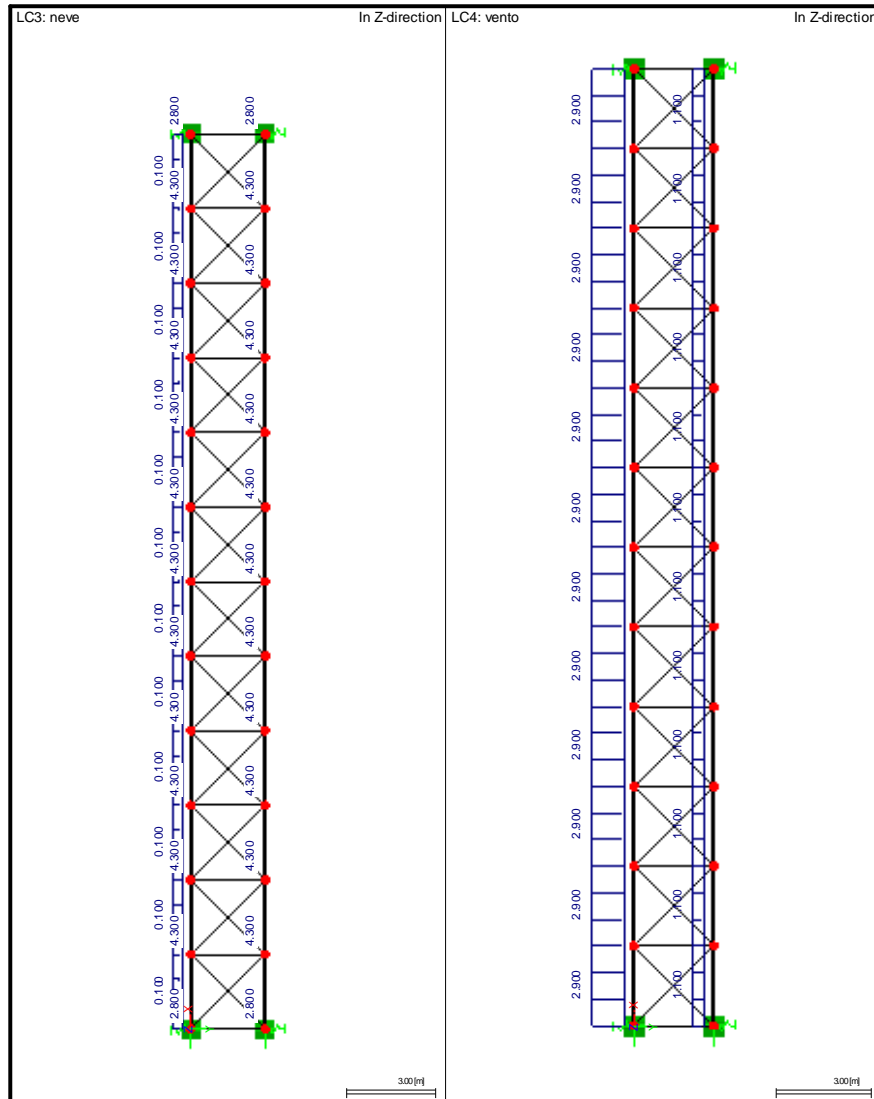


## COMBINED GRAPHICS

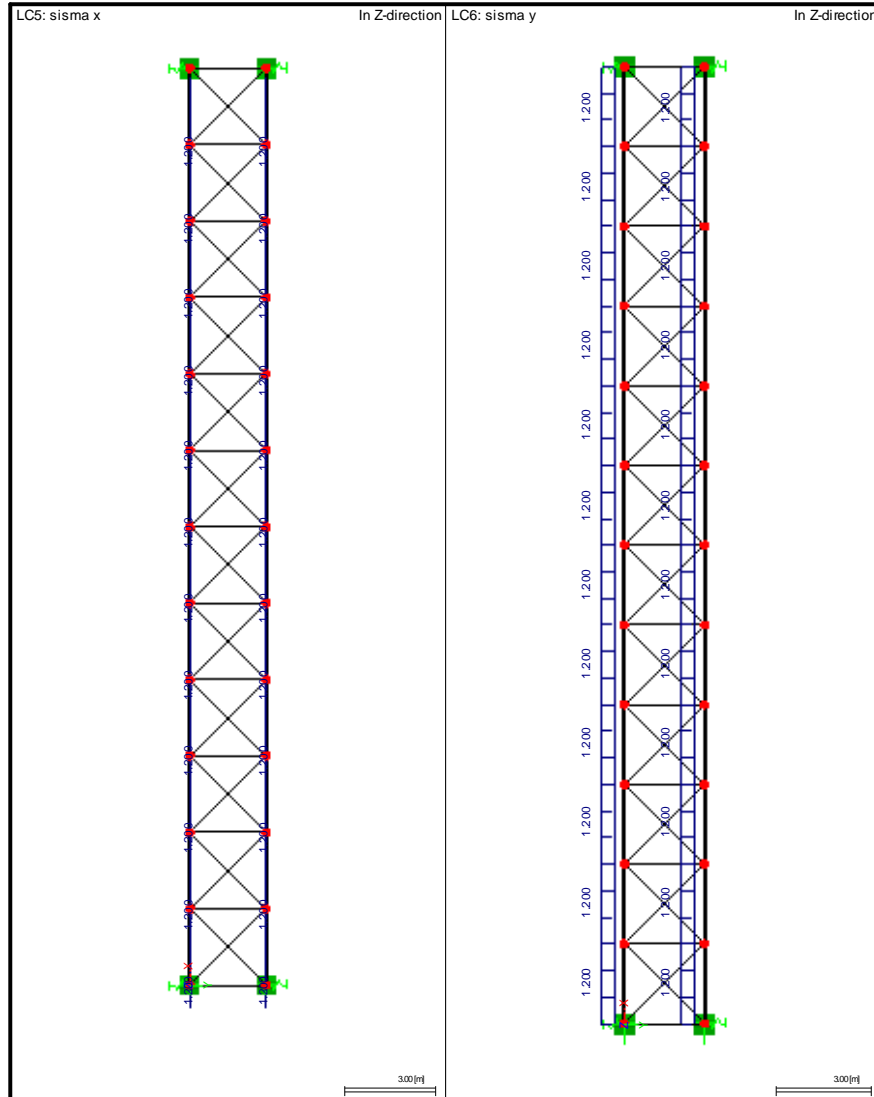




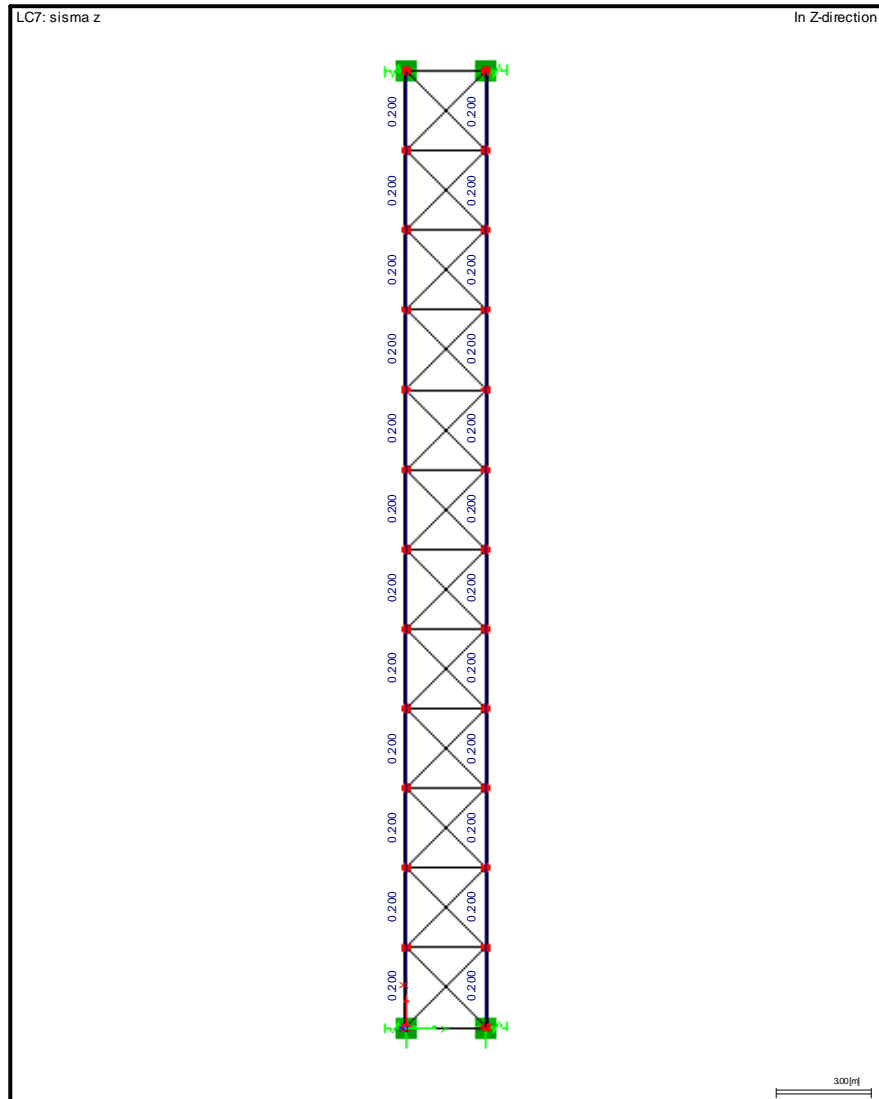
## COMBINED GRAPHICS



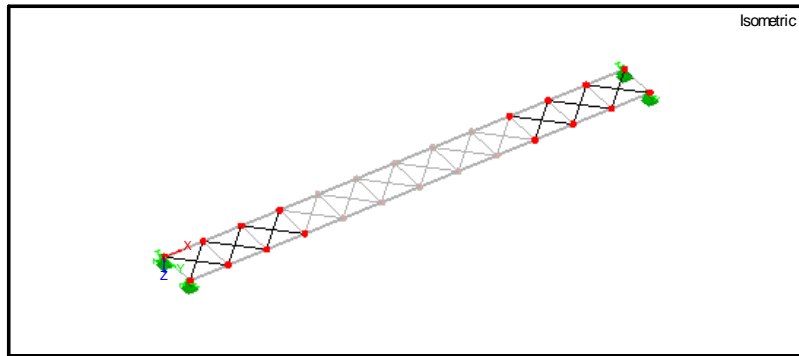
## COMBINED GRAPHICS



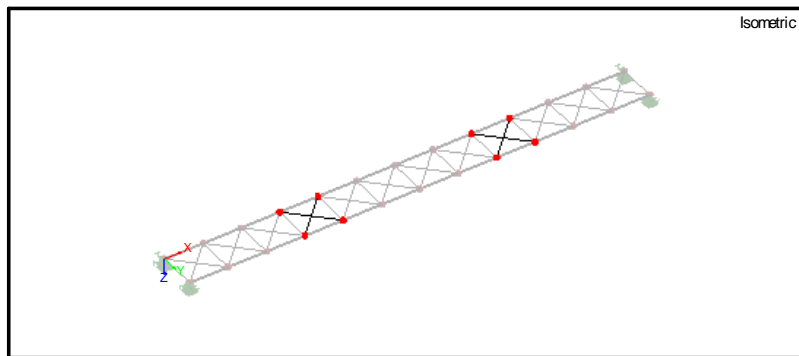
**LC7: SISMA Z**



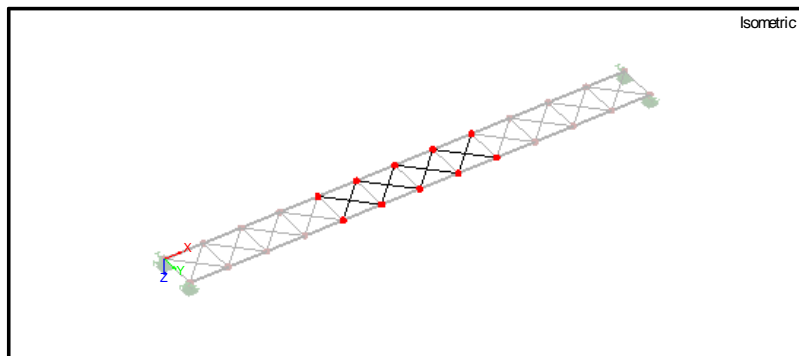
**STRUCTURE - CONTROVENTI DIAM 24MM S355J2**



**STRUCTURE - CONTROVENTI DIAM 20MM S235JR**

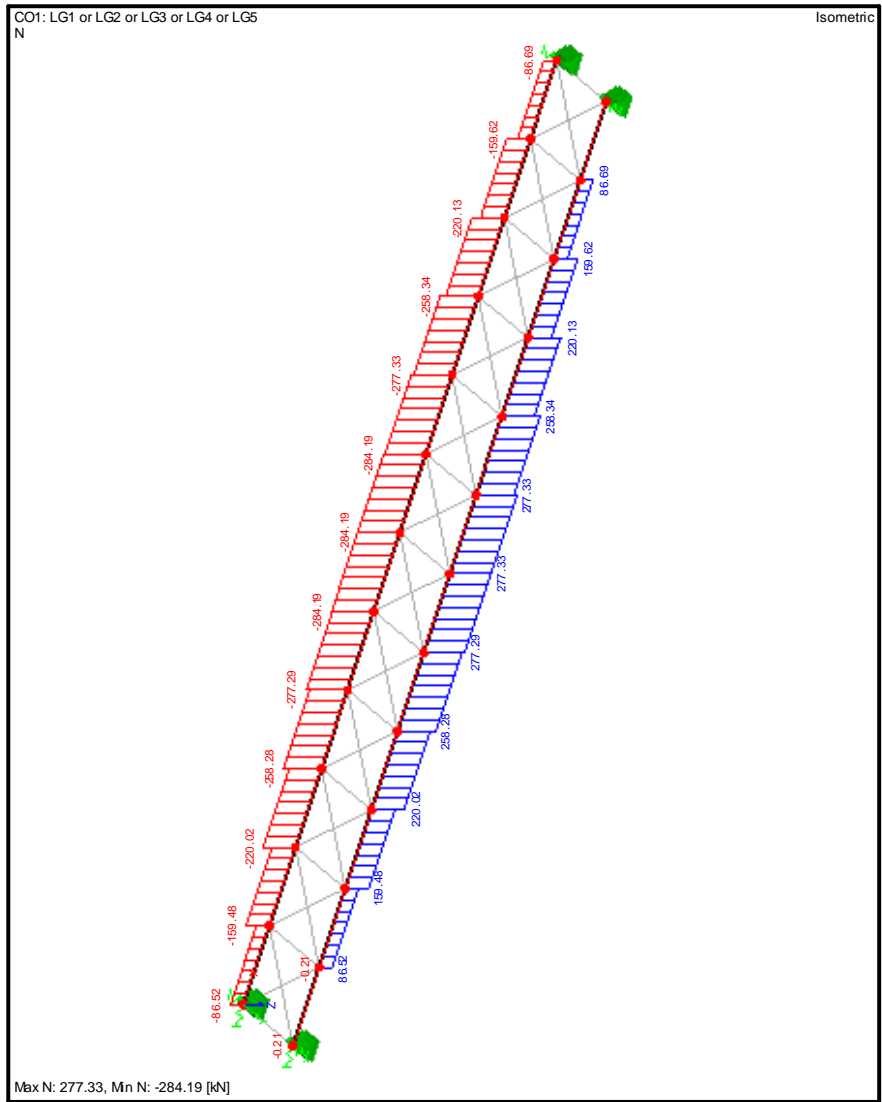


**STRUCTURE - CONTROVENTI DIAM 16MM S235JR**

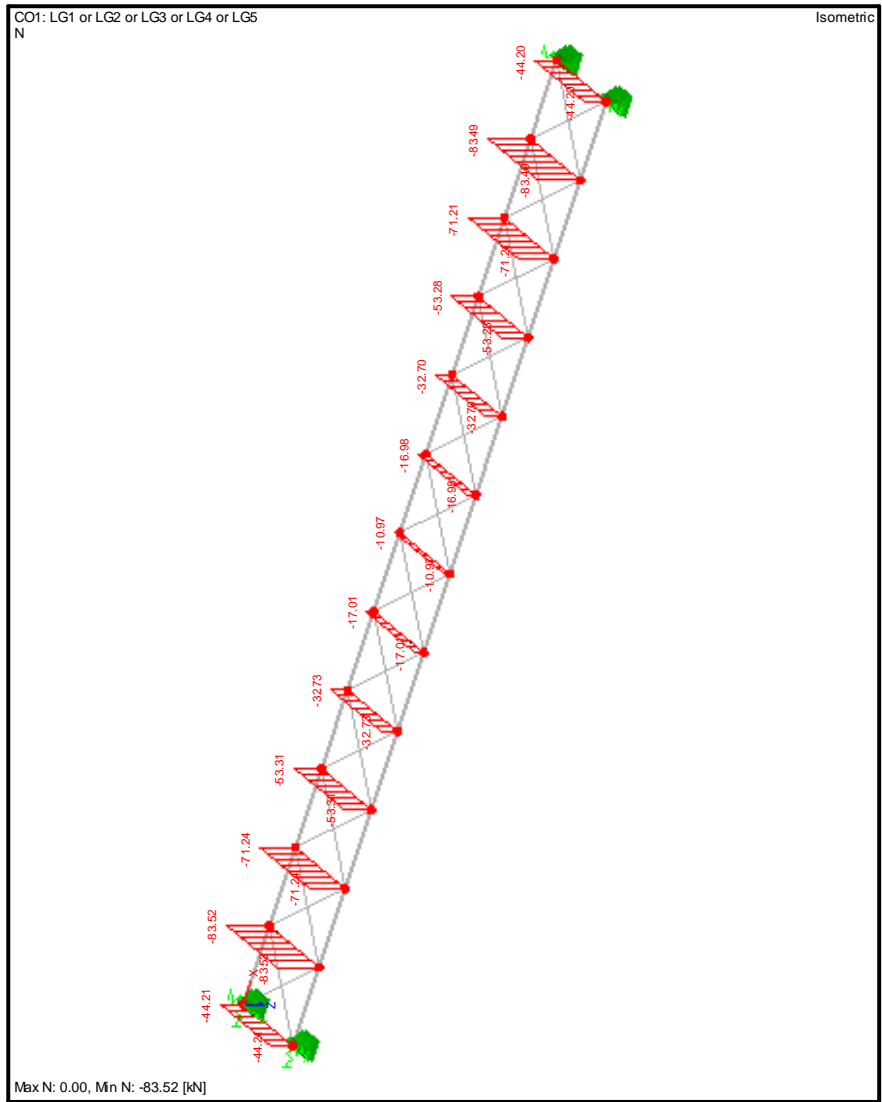




**MEMBERS N, CO1: LG1 OR LG2 OR LG3 OR LG4 OR LG5**



**MEMBERS N, CO1: LG1 OR LG2 OR LG3 OR LG4 OR LG5**



## STEEL EC3

### CA1

#### Design of steel members according to Eurocode 3

#### 1.2.1 MATERIALS

Material No	Material Description	Comment
2	Steel S 235	
3	Steel S 235	
4	Steel S 355	

#### 1.3.1 CROSS-SECTIONS

Cross-s. No	Material No	Cross-section Description [mm]	Comment
1	1	Rectangle 240/2064	
2	2	RRO 160x80x5	
3	4	RD 24	
4	3	RD 20	Type General - only Class 3 and Class 4 possible
5	3	RD 16	Type General - only Class 3 and Class 4 possible

## STEEL EC3

### CA1

#### Design of steel members according to Eurocode 3

#### RESULTS

#### 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

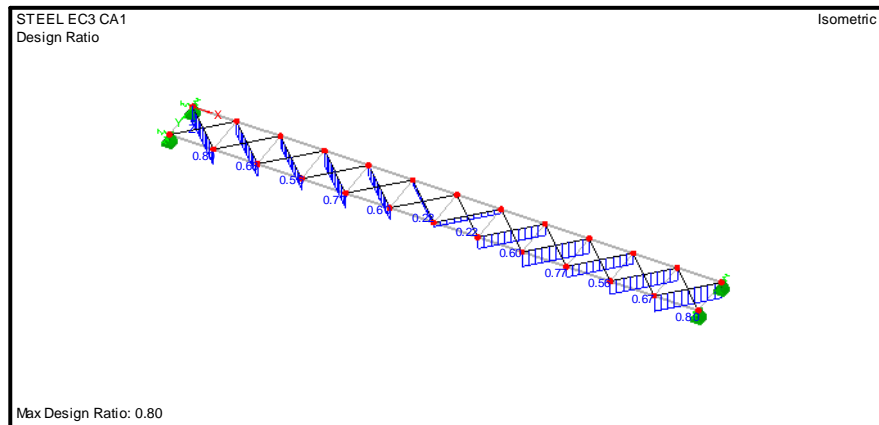
LC/LG/CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x [m]	Design	Acc. to Formula	
Ultimate Limit State Design						
LG1	Cross-section check - Tension acc. to 6.2.3	62	0.000	0.14	<= 1	101)   ULS
	Design Internal Forces					
	N-Ed	21.53 kN	V-z,Ed	0.00 kN	M-y,Ed	0.00 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Design Ratio					
	N-t,Ed	21.53 kN	N-pl,Rd	152.82 kN	N-u,Rd	165.97 kN
	A	4.52 cm <sup>2</sup>	A-net	4.52 cm <sup>2</sup>	N-t,Rd	152.82 kN
	f-y	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	f-u	51.00 kN/cm <sup>2</sup>	eta	0.14
	gamma-M0	1.050	gamma-M2	1.250		
LG2	Cross-section check - Tension acc. to 6.2.3	62	0.000	0.08	<= 1	101)   ULS
	Design Internal Forces					
	N-Ed	12.94 kN	V-z,Ed	0.00 kN	M-y,Ed	0.00 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Design Ratio					
	N-t,Ed	12.94 kN	N-pl,Rd	152.82 kN	N-u,Rd	165.97 kN
	A	4.52 cm <sup>2</sup>	A-net	4.52 cm <sup>2</sup>	N-t,Rd	152.82 kN
	f-y	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	f-u	51.00 kN/cm <sup>2</sup>	eta	0.08
	gamma-M0	1.050	gamma-M2	1.250		
LG3	Cross-section check - Tension acc. to 6.2.3	62	0.000	0.80	<= 1	101)   ULS
	Design Internal Forces					
	N-Ed	122.65 kN	V-z,Ed	0.00 kN	M-y,Ed	0.00 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Design Ratio					
	N-t,Ed	122.65 kN	N-pl,Rd	152.82 kN	N-u,Rd	165.97 kN
	A	4.52 cm <sup>2</sup>	A-net	4.52 cm <sup>2</sup>	N-t,Rd	152.82 kN
	f-y	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	f-u	51.00 kN/cm <sup>2</sup>	eta	0.80
	gamma-M0	1.050	gamma-M2	1.250		



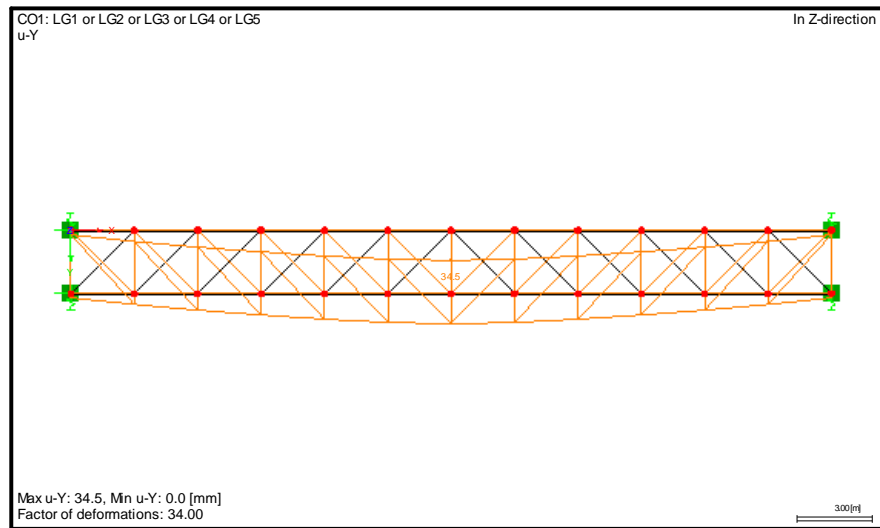
## 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

LC/LG/ CO	Load Case or LG/CO Description	Member No	Location x x [m]	Design	Acc. to Formula	
LG4	Cross-section check - Tension acc. to 6.2.3	62	0.000	0.58	$\leq 1$	101) ULS
	Design Internal Forces					
	N-Ed	89.04 kN	V-z,Ed	0.00 kN	M-y,Ed	0.00 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Design Ratio					
	N-t,Ed	89.04 kN	N-pl,Rd	152.82 kN	N-u,Rd	165.97 kN
	A	4.52 cm <sup>2</sup>	A-net	4.52 cm <sup>2</sup>	N-t,Rd	152.82 kN
	f-y	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	f-u	51.00 kN/cm <sup>2</sup>	eta	0.58
	gamma-M0	1.050	gamma-M2	1.250		
LG5	Cross-section check - Tension acc. to 6.2.3	62	0.000	0.52	$\leq 1$	101) ULS
	Design Internal Forces					
	N-Ed	80.18 kN	V-z,Ed	0.00 kN	M-y,Ed	0.00 kNm
	V-y,Ed	0.00 kN	T-Ed	0.00 kNm	M-z,Ed	0.00 kNm
	Design Ratio					
	N-t,Ed	80.18 kN	N-pl,Rd	152.82 kN	N-u,Rd	165.97 kN
	A	4.52 cm <sup>2</sup>	A-net	4.52 cm <sup>2</sup>	N-t,Rd	152.82 kN
	f-y	35.50 kN/cm <sup>2</sup>	f-u	51.00 kN/cm <sup>2</sup>	eta	0.52
	gamma-M0	1.050	gamma-M2	1.250		

## STEEL EC3 - INVILUPPO SFRUTTAMENTO SLU



## DEFORMATIONS U-Y, CO1: LG1 OR LG2 OR LG3 OR LG4 OR LG5



## VERIFICA DEFORMAZIONE SISTEMA DI CONTROVENTAMENTO

deformazione  $1,5 \cdot 34,5 \text{ mm} = 52 \text{ mm}$  (considerando la cedevolezza dei collegamenti)

limite  $L/500 = 30.000 \text{ mm} / 500 = 60 \text{ mm} > 52 \text{ mm}$  VERIFICATO

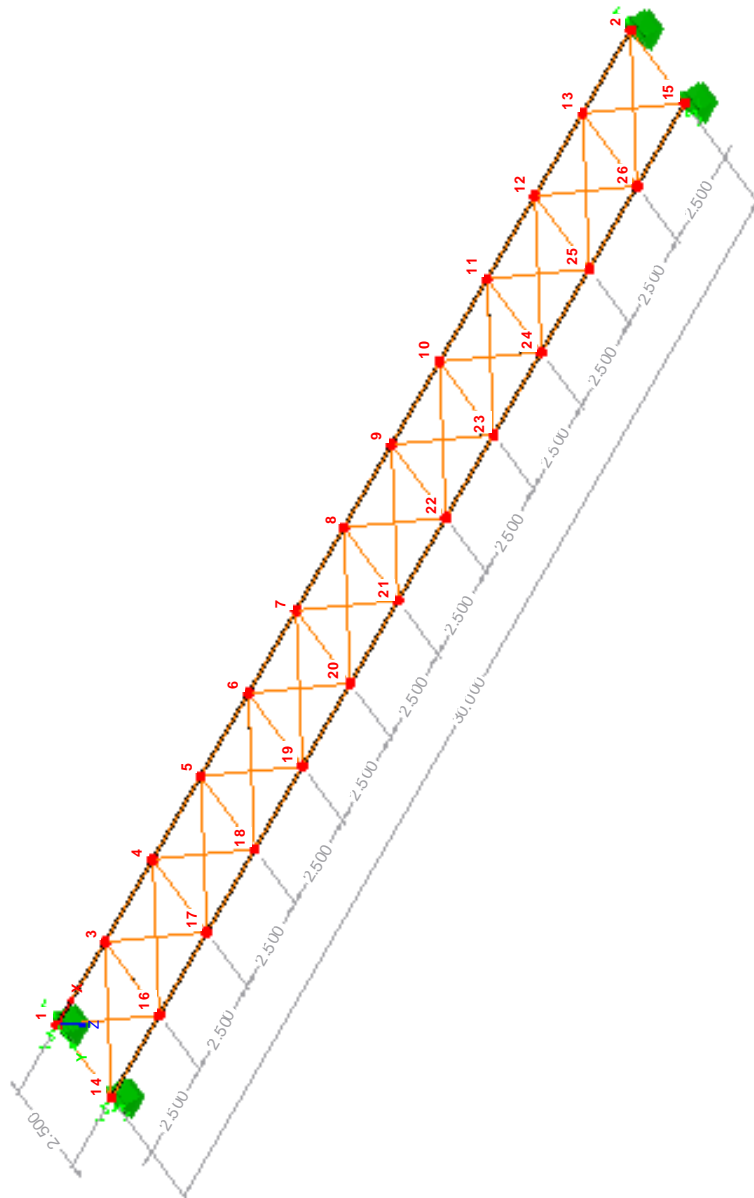
## **7.6. POS 6 trave principale 25m e 27,5m:**

Considerando che la verifica determinante della trave principale è quella dello stato limite di esercizio per le passerelle con luci di 25m e 27,5m la sezione si ottiene calcolando la inerzia della sezione con il rapporto delle luci alla terza.

$$27,5m^3/30^3 = 0,77$$

Da questo calcolo si ottiene che la base delle travi per le luci di 25m e 27,5m è di 20cm.

**7.7. Reazioni vincolari agli appoggi:**



### LOAD CASES

LC No.	LC Description	LC Factor	Property of load case	Self-weight	Method of Analysis
1	permanente	1.0000	Permanent	1.00	Linear
2	accidentale 1	1.0000	Variable	-	Linear
3	neve	1.0000	Variable	-	Linear
4	vento	1.0000	Variable	-	Linear
5	sisma x	1.0000	Variable	-	Linear
6	sisma y	1.0000	Variable	-	Linear
7	sisma z	1.0000	Variable	-	Linear

### 3.4 NODES - SUPPORT FORCES

Node No.	LC/LG	Support forces [kN]			Support moments [kNm]		
		P-X'	P-Y'	P-Z'	M-X'	M-Y'	M-Z'
1	LC1	0.01	3.08	98.13	0.00	0.00	0.00
	LC2	0.01	3.46	111.00	0.00	0.00	0.00
	LC3	0.00	0.77	26.45	0.00	0.00	0.00
	LC4	0.13	30.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC5	36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC6	0.08	18.42	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC7	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00
2	LC1	0.00	3.07	98.13	0.00	0.00	0.00
	LC2	0.00	3.46	111.00	0.00	0.00	0.00
	LC3	0.00	0.77	26.45	0.00	0.00	0.00
	LC4	0.00	30.71	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC6	0.00	18.41	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC7	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00
14	LC1	-0.01	2.93	98.13	0.00	0.00	0.00
	LC2	-0.01	3.29	111.00	0.00	0.00	0.00
	LC3	0.00	0.73	26.45	0.00	0.00	0.00
	LC4	-0.13	29.29	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC5	36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC6	-0.08	17.59	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC7	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00
15	LC1	0.00	2.92	98.13	0.00	0.00	0.00
	LC2	0.00	3.29	111.00	0.00	0.00	0.00
	LC3	0.00	0.73	26.45	0.00	0.00	0.00
	LC4	0.00	29.28	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC6	0.00	17.58	0.00	0.00	0.00	0.00
	LC7	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00
Σ	LC1	0.00	12.00	392.51			
Supports							
Σ Loads		0.00	12.00	392.51			
Σ	LC2	0.00	13.50	444.00			
Supports							
Σ Loads		0.00	13.50	444.00			
Σ	LC3	0.00	3.00	105.80			
Supports							
Σ Loads		0.00	3.00	105.80			
Σ	LC4	0.00	120.00	0.00			
Supports							
Σ Loads		0.00	120.00	0.00			
Σ	LC5	72.00	0.00	0.00			
Supports							
Σ Loads		72.00	0.00	0.00			
Σ	LC6	0.00	72.00	0.00			
Supports							
Σ Loads		0.00	72.00	0.00			
Σ	LC7	0.00	0.00	12.00			
Supports							
Σ Loads		0.00	0.00	12.00			