



committente <b>COMUNE DI PADOVA</b>		progettazione generale <b>arch. Andrea Dondi Pinton</b>  Via Settima Strada, 7 - 35129 - Padova 049.8766132 - andrea.dondi@9hstudio.it																																		
oggetto <b>NUOVO PLESSO SCOLASTICO 'GIROTONDO' E DEMOLIZIONE DELL'ESISTENTE</b>		progettazione specialistica PROGETTO DELLE STRUTTURE <b>ing. Alessandro Gasparini</b>  Via S. Mattia, 17 - 35121 - Padova 049.8789913 - posta@studio5ingegneria.com																																		
luogo dei lavori <b>PADOVA</b>  Via Alfredo Melli, 11		<b>PROGETTO ESECUTIVO</b>																																		
RUP <b>geom. Renato Gallo</b>																																				
CUP <b>H93H19000910004</b>		CODICE OPERA <b>LLPP EDP 2020/073</b>																																		
progettisti <b>RTP: arch. Andrea Dondi Pinton (capogruppo)</b>		titolo <b>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE</b>		<b>RCS</b>																																
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>REV</th> <th>DATA</th> <th>MOTIVO</th> <th>scala</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>00</td> <td></td> <td>Emissione</td> <td>data prog. 09/2021</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>tipo elaborato 03E</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>cod. prog. 2018</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>cod. elab. 201803E000RCS</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>disegnato -</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>revisionato -</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>data stampa 09/2021</td> </tr> </tbody> </table>			REV	DATA	MOTIVO	scala	00		Emissione	data prog. 09/2021				tipo elaborato 03E				cod. prog. 2018				cod. elab. 201803E000RCS				disegnato -				revisionato -				data stampa 09/2021
REV	DATA	MOTIVO	scala																																	
00		Emissione	data prog. 09/2021																																	
			tipo elaborato 03E																																	
			cod. prog. 2018																																	
			cod. elab. 201803E000RCS																																	
			disegnato -																																	
			revisionato -																																	
			data stampa 09/2021																																	
collaboratori -		note A termini di legge il presente elaborato non è riproducibile senza il consenso scritto del Progettista in epigrafe.																																		

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>PARAMETRI ASSUNTI A BASE DEL PROGETTO</b> .....	<b>8</b>
5.1	Vita Nominale - $V_N$ .....	8
5.2	Classe d'uso - $C_u$ .....	8
5.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica - $V_R$ .....	8
5.4	Probabilità di superamento - $P_{VR}$ .....	9
5.5	Tempo di Ritorno - $T_R$ .....	9
5.6	Categoria di Sottosuolo e condizione Topografica.....	10
5.7	Classe di Duttilità.....	10
<b>6</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>11</b>
6.1	Calcestruzzo per c.a. ....	11
6.2	Calcestruzzo per c.a. – pannelli in blocco cassero e architravi.....	11
6.3	Calcestruzzo alleggerito per c.a. – lamiera grecata e copertura shed.....	11
6.4	Acciaio per c.a. ....	11
6.5	Acciaio per carpenteria metallica S275JR (UNI EN 10025).....	11
6.6	Legno Lamellare GL24c (UNI EN 1194).....	12
6.7	Bulloni e barre filettate ad alta resistenza Cl. 8.8 (NTC18 §11.3.4.6).....	12
6.8	Resina per ancoraggi.....	12
<b>7</b>	<b>PARETI IN BLOCCO CASSERO</b> .....	<b>12</b>
<b>8</b>	<b>CAPACITÀ PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE</b> .....	<b>14</b>
<b>9</b>	<b>METODO DI ANALISI</b> .....	<b>16</b>
9.1	Calcolo.....	16
9.2	Dimensionamento e verifica.....	16
<b>10</b>	<b>AZIONI DI PROGETTO</b> .....	<b>16</b>
10.1	Pesi propri strutturali.....	16
10.2	Carichi variabili verticali.....	16
10.3	Azione della neve.....	17
10.4	Azione da vento.....	18
10.5	Azione sismica.....	19
<b>11</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>21</b>
11.1	Combinazioni di carico per le azioni statiche.....	21
11.2	Combinazioni di carico sismiche.....	22
<b>12</b>	<b>CODICI DI CALCOLO</b> .....	<b>23</b>
12.1	Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo.....	23
12.1.1	<i>Excel</i> .....	23
12.1.2	<i>VCA-SLU</i> .....	23
12.1.3	<i>SIMQKE</i> .....	23
12.2	Affidabilità dei codici utilizzati.....	23
12.3	Validazione dei Codici.....	23

<b>13 ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>24</b>
<b>14 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO.....</b>	<b>27</b>
14.1 Calcolo delle sollecitazioni di Progetto .....	27
14.1.1 Sollecitazioni Trave di fondazione Filo E/6-9.....	27
14.1.2 Modello numerico delle fondazioni.....	28
14.2 Verifica di Sicurezza nei confronti delle azioni verticali .....	28
<b>15 VERIFICHE STATICHE.....</b>	<b>29</b>
15.1 Fondazioni .....	29
15.1.1 Verifica a flessione .....	31
15.1.2 Verifica a taglio.....	33
15.1.3 Verifica a Fessurazione.....	33
15.2 Solaio Predalles "Tipologico" H30=4+20+6.....	34
15.2.1 Momento resistente.....	34
15.2.2 Taglio resistente.....	35
15.2.3 Verifica a Deformabilità .....	35
15.3 Solaio Predalles centrale termica H30=4+10+16 .....	36
15.3.1 Momento Resistente .....	39
15.3.2 Taglio Resistente .....	39
15.3.3 Verifica a Deformabilità .....	40
15.4 Solaio Predalles copertura centrale termica H20 .....	40
15.4.1 Momento resistente.....	40
15.4.2 Taglio resistente.....	41
15.4.3 Verifica a Deformabilità .....	41
15.5 Solaio in lamiera grecata con soletta collaborante .....	42
15.6 Trave "A" tra Fili B e C .....	44
15.6.1 Momento Resistente campata AB.....	46
15.6.2 Momento Resistente appoggio B .....	47
15.6.3 Taglio Resistente .....	47
15.6.4 Verifica a Deformabilità .....	48
15.6.5 Verifica a Fessurazione.....	48
15.7 Trave "B" Filo 8/A-C.....	50
15.7.1 Momento Resistente campata AC.....	52
15.7.2 Momento Resistente appoggio C .....	52
15.7.3 Taglio Resistente .....	53
15.7.4 Verifica a Deformabilità .....	53
15.7.5 Verifica a Fessurazione.....	53
15.8 Trave "C" Filo 11/A-C.....	55
15.8.1 Momento Resistente .....	56
15.8.2 Taglio Resistente .....	56
15.8.3 Verifica a Deformabilità .....	57
15.8.4 Verifica a Fessurazione.....	57
15.9 Verifica travi in legno lamellare di copertura.....	58
15.9.1 Verifica connessione a lama interna delle travi .....	61
15.10 Verifica travi IPE600 .....	62
15.10.1 Momento Resistente .....	63
15.10.2 Taglio Resistente .....	63
15.10.3 Verifica a Deformabilità .....	64
15.11 Resistenza a presso flessione delle pareti .....	64

---



15.12	Resistenza al fuoco .....	66
15.12.1	<i>Travi e colone in acciaio</i> .....	66
15.12.2	<i>Trai in legno</i> .....	66
15.12.3	<i>Solai Predalles</i> .....	66
15.12.4	<i>Travi, pilastri, pareti e solette piene</i> .....	66
<b>16</b>	<b>VERIFICHE SISMICHE .....</b>	<b>67</b>
16.1	Metodo di Analisi .....	67
16.2	Calcolo del Centro di Massa.....	69
16.3	Verifiche di Resistenza (RES) a SLV .....	70
16.3.1	<i>Resistenza Parete in Blocco Cassero sp. Tot 30cm</i> .....	70
16.3.2	<i>Ripartizione della forza sismica</i> .....	72
16.3.3	<i>Verifiche a taglio e flessione</i> .....	78
16.4	Verifiche di Resistenza (RES) allo SLD.....	81
16.5	Verifiche di rigidezza (RIG) - SLO .....	82
<b>17</b>	<b>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE FONDAZIONI .....</b>	<b>89</b>
<b>18</b>	<b>VERIFICA A SCORRIMENTO DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>91</b>

## **1 PREMESSA**

La presente relazione di calcolo è relativa alle opere strutturali per la realizzazione del nuovo plesso scolastico denominato “il Girotondo”, con contestuale demolizione dell’edificio esistente, da realizzarsi tra Via Melli e Via Longo nel quartiere di Pontevigodarzere a Padova (PD).

Il documento elenca le norme di riferimento utilizzate, indica i carichi permanenti ed accidentali, specifica le caratteristiche dei materiali, descrive le ipotesi di calcolo assunte nelle operazioni di progetto e riporta il calcolo e le verifiche strutturali degli elementi più significativi.

Per quanto non espressamente verificato nella presente relazione di calcolo si sono utilizzate le stesse ipotesi, metodologie e criteri di calcolo di quelle riportate nella relazione stessa.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo plesso scolastico ad un piano fuori terra con altezza media di poco superiore ai 4m con contestuale demolizione dell'edificio esistente.

Il fabbricato ricopre una superficie totale in pianta pari a circa 1200m<sup>2</sup>  
Presenta forma irregolare inscrivibile in un quadrato di lati pari a circa 35m.

Il sistema fondazionale è costituito da un graticcio di travi rovesce disposte sugli allineamenti principali impostate ad una profondità di circa -1.0 m dall'attuale quota del piano campagna.

La struttura in elevazione viene realizzata mediante pareti in calcestruzzo armato gettate entro blocco cassero in legno mineralizzato tipo "Isospan" di spessore totale pari a 30 cm.

La struttura di copertura delle aule è realizzata con solai di tipo predalles.

La struttura di copertura della parte centrale del fabbricato viene realizzata mediante un sistema legno-acciaio con 3 ampi abbaini metallici per illuminare in maniera adeguata gli spazi comuni interni.

Sull'angolo Sud-Est a livello copertura viene realizzata la centrale termica e la terrazza impianti per il trattamento dell'aria. Questi spazi tecnici sono raggiungibile dall'esterno mediante apposita scala. Pareti e copertura della centrale termica sono realizzati in maniera analoga a quanto visto per il piano terra.

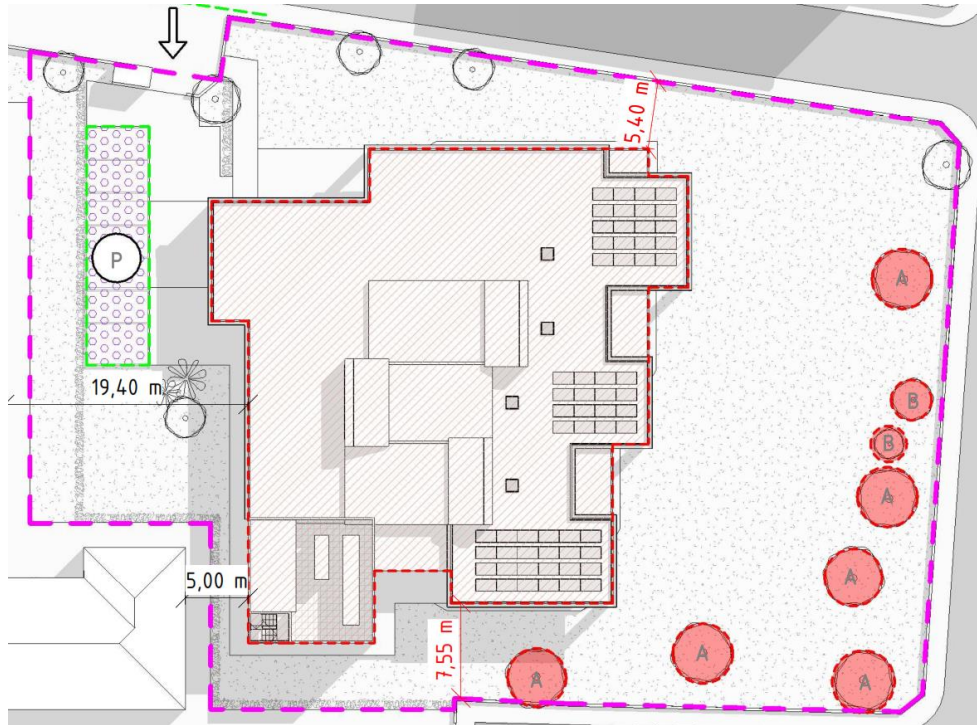


Figura 1 – Planivolumetria: stralcio del progetto architettonico

### 3 LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

L'Edificio in esame viene realizzato tra Via Melli e Via Longo nel quartiere di Pontevigodarzere a Padova (PD).

La sua posizione è identificata dalle coordinate:

Coordinate WGS84:

Latitudine: 45.443090°

Longitudine: 11.899294°

Coordinate ED50

Latitudine: 45.444001°

Longitudine: 11.900290°

Altitudine media: 11 m.s.l.m.

Distanza dal mare: circa 30 km

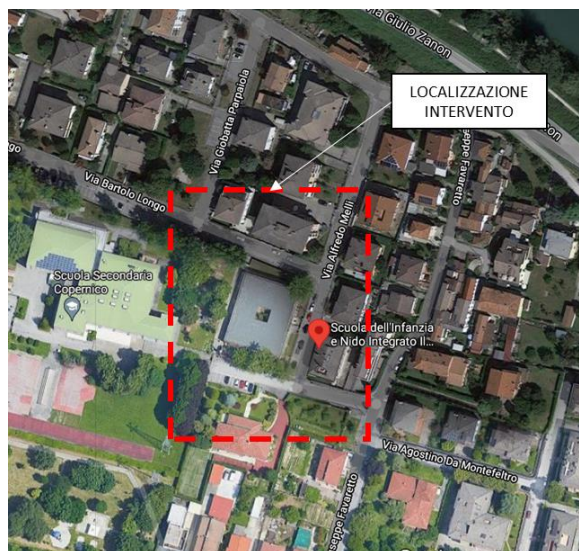


Figura 2 – Ubicazione del fabbricato

### 4 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le normative a cui si è fatto riferimento sono:

- D.M. 17 gennaio 2018  
*“Norme tecniche per le costruzioni”*
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP  
*Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" del D.M. 17 gennaio 2018*
- Linee Guida CS:LL:PP. per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera – luglio 2011

## 5 PARAMETRI ASSUNTI A BASE DEL PROGETTO

### 5.1 Vita Nominale - $V_N$

Viene assunta una **Vita nominale** dell'opera strutturale pari a **50 anni** relativa ad opere ordinarie.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

### 5.2 Classe d'uso - $C_u$

Viene assunta una **Classe d'uso** della struttura pari a **III**, relativa a costruzioni che prevedono affollamenti significativi.

*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 e 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 eventuale 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 DM 5/11/2001, n. 6792, "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.

È stato quindi determinato il coefficiente d'uso  **$C_u = 1.5$** .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

### 5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica - $V_R$

Il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$



## 5.4 Probabilità di superamento - $P_{VR}$

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per l'individuazione dell'azione sismica negli stati limite considerati è pari a:

**81% - SLO**

**63% - SLD**

**10% - SLV**

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

## 5.5 Tempo di Ritorno - $T_R$

Il periodo di ritorno del sisma in funzione degli stati limite indagati risulta pari a:

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -C_u \cdot V_N / \ln(1-P_{VR})$$

$$T_{R-SLO} = 0.6 \cdot V_R = \quad \mathbf{45 \text{ anni}}$$

$$T_{R-SLD} = V_R = \quad \mathbf{75 \text{ anni}}$$

$$T_{R-SLV} = 9.5 \cdot V_R = \quad \mathbf{713 \text{ anni}}$$

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^b) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^b)$

## 5.6 Categoria di Sottosuolo e condizione Topografica

Ai fini della definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione si è assunta una **categoria di sottosuolo tipo C** (Tab. 3.2.II NTC18 § 3.2.2) e **categoria topografica T<sub>1</sub>** (Tab. 3.2.IV NTC18 § 3.2.2) come indicato all'interno della Relazione Geologica a firma del Dott. Geol. Matteo Vian e del Dott. Geol. Basilio Zanninello.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

## 5.7 Classe di Duttività

Per la struttura in esame il fattore di comportamento (fattore di struttura) è stato determinato assumendo prudenzialmente i seguenti valori

$$q_0 = 1.5$$

$$K_s = 1.0 \text{ (sovrarresistenza)}$$

$$K_r = 1.0 \text{ (regolarità)}$$

$$q = q_0 K_s K_r = 1.5$$

## 6 MATERIALI

Di seguito sono riassunte le caratteristiche meccaniche minime dei materiali assunte per le verifiche.

### 6.1 Calcestruzzo per c.a.

Per gli elementi in calcestruzzo armato di Fondazione:

Calcestruzzo Classe minima: C25/30

$R_{ck}$	=	30.00 MPa	(Resistenza cubica caratteristica)
$f_{ck}$	=	25.00 MPa	(Resistenza cilindrica caratteristica)
$f_{cd}$	=	14.17 MPa	(Resistenza cilindrica di progetto: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ )
			Con: $\alpha_{cc} = 0.85$ ; $\gamma_c = 1.50$
$E_{cm}$	=	31476 MPa	(Modulo di elasticità medio)

Per gli elementi in calcestruzzo armato in Elevazione (Solai, Travi e Pilastrini):

Calcestruzzo Classe minima: C28/35

$R_{ck}$	=	35.00 MPa	(Resistenza cubica caratteristica)
$f_{ck}$	=	28.00 MPa	(Resistenza cilindrica caratteristica)
$f_{cd}$	=	15.87 MPa	(Resistenza cilindrica di progetto: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ )
			Con: $\alpha_{cc} = 0.85$ ; $\gamma_c = 1.50$
$E_{cm}$	=	32308 MPa	(Modulo di elasticità medio)

### 6.2 Calcestruzzo per c.a. – pannelli in blocco cassero e architravi

Per le pareti in calcestruzzo armato gettato in blocco cassero:

Calcestruzzo Classe minima: C25/30

$R_{ck}$	=	30.00 MPa	(Resistenza cubica caratteristica)
$f_{ck}$	=	25.00 MPa	(Resistenza cilindrica caratteristica)
$f_{cd}$	=	14.17 MPa	(Resistenza cilindrica di progetto: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ )
			Con: $\alpha_{cc} = 0.85$ ; $\gamma_c = 1.80$
$E_{cm}$	=	31476 MPa	(Modulo di elasticità medio)

### 6.3 Calcestruzzo alleggerito per c.a. – lamiera grecata e copertura shed

Calcestruzzo Classe minima: LC C30/33

$R_{ck}$	=	33.00 MPa	(Resistenza cubica caratteristica)
$f_{ck}$	=	30.00 MPa	(Resistenza cilindrica caratteristica)
$f_{cd}$	=	17.00 MPa	(Resistenza cilindrica di progetto: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ )
			Con: $\alpha_{cc} = 0.85$ ; $\gamma_c = 1.50$
$E_{cm}$	=	17368 MPa	(Modulo di elasticità medio)

### 6.4 Acciaio per c.a.

Per tutti i nuovi elementi in calcestruzzo armato: **B450C**.

$f_{yk}$	=	450.0 MPa	(Tensione di snervamento caratteristica)
$f_{yd}$	=	391.3 MPa	(Tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ )
			Con: $\gamma_s = 1.15$

### 6.5 Acciaio per carpenteria metallica S275JR (UNI EN 10025)

Per tutti i nuovi elementi in acciaio si considera acciaio tipo S275JR.

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	275	MPa
Tensione di rottura caratteristiche	$f_{tk} =$	430	MPa
Coeff. di sicurezza per resistenza e instabilità	$\gamma_{M0}=\gamma_{M1} =$	1.05	
Resistenza di progetto a flessione	$f_{yd} =$	262	MPa

## 6.6 Legno Lamellare GL24c (UNI EN 1194)

La nuova copertura lignea è realizzata mediante travi di legno lamellare in classe di resistenza GL24c.

I valori di resistenza significativi utilizzati per le verifiche sono:

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} =$	24	MPa
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k} =$	3.5	MPa
Resistenza caratteristica a trazione // alla fibra	$f_{t,0,k} =$	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione $\perp$ alla fibra	$f_{t,90,k} =$	0.50	MPa
Resistenza caratt. a compressione // alla fibra	$f_{c,0,k} =$	21.5	MPa
Resistenza caratt. a compressione $\perp$ alla fibra	$f_{c,90,k} =$	2.5	MPa
Modulo elastico longitudinale medio	$E_{0,mean} =$	11000	MPa
Modulo di taglio medio	$E_{,mean} =$	650	MPa

I valori di progetto saranno ottenuti da quelli caratteristici moltiplicando per il coefficiente  $K_{mod}$ , relativo alla diversa durata delle azioni prese in considerazione, e dividendo per il coefficiente di sicurezza del materiale  $\gamma_M = 1.45$ .

## 6.7 Bulloni e barre filettate ad alta resistenza Cl. 8.8 (NTC18 §11.3.4.6)

Per le connessioni bullonate e gli inghisaggi si è utilizzato bulloni/barre cl.8.8.

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yb} =$	640	MPa
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tb} =$	800	MPa

## 6.8 Resina per ancoraggi

È previsto l'impiego di resina epossidica certificata per usi strutturali tipo HILTI HIT-RE 500 o equivalenti.

## 7 PARETI IN BLOCCO CASSERO

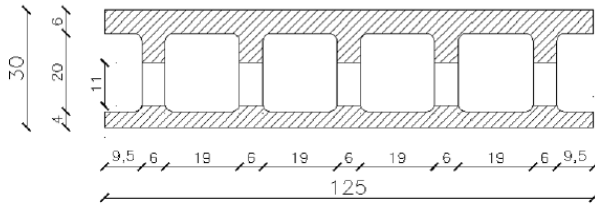
La struttura in elevazione viene realizzata mediante pareti in calcestruzzo armato gettate entro blocco cassero in truciolato di legno mineralizzato con l'ausilio di armatura, tipo "Isospan".

Trascurando il contributo della rigidezza e della resistenza del blocco cassero, la parete realizzata con il getto in calcestruzzo può vedersi come un graticcio di montanti verticali e traversi orizzontali con armatura inglobata.

Le pareti previste nel progetto strutturale hanno le seguenti caratteristiche geometriche:



### ISOSPAN TW30



$A_{cls} = 1520 \text{ cm}^2/\text{m}$

Interasse montanti:  $i_m = 25 \text{ cm}$

Interasse traversi:  $i_t = 25 \text{ cm}$

Spessore nucleo cls  $t = 20 \text{ cm}$

Spessore efficace cls  $t_{eff} = 15.2 \text{ cm}$

Area montanti:  $A_m = 380 \text{ cm}^2$

Area traversi:  $A_t = 110 \text{ cm}^2$

Altezza traversi:  $h = 11 \text{ cm}$

Lunghezza traversi:  $l = 6 \text{ cm}$

Viene prevista un'armatura diffusa all'interno delle pareti con barre  $\varnothing 14$  ogni 25cm sia verticalmente che orizzontalmente.

Alle estremità delle pareti, dove indicato dagli elaborati grafici, all'interno dell'ultimo montante in c.a., viene previsto di inserire 4 barre  $\varnothing 16$  adeguatamente staffate o 2 barre  $\varnothing 16$ .

## 8 CAPACITÀ PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito uno stralcio della relazione geologica e geotecnica dove vengono riportate le caratteristiche del terreno di fondazione individuate in seguito all'esecuzione di n°2 prove penetrometriche CPT spinte alla profondità massima di -15,0 m. Si riporta una sintesi delle prove, per il dettaglio delle prove stesse vedasi la relazione geologica allegata al progetto.

Si riporta di seguito una tabella relativa ai parametri geotecnici individuati dalle prove penetrometriche:

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito ( $\phi'$ ) [°]	Coesione non drenata ( $C_u$ ) [kPa]
0,0 – 0,6	Limi argillosi ed argille limose	–	74
0,6 – 1,8	Sabbie e sabbie limose	31,7	–
1,8 – 4,2	Limi argillosi ed argille limose	–	115
4,2 – 6,2	Limi argillosi ed argille limose	–	95
6,2 – 8,0	Argille ed argille limose	–	65
8,0 – 8,6	Limi sabbiosi e sabbie limose	29,1	–
8,6 – 9,8	Limi argillosi ed argille limose	–	80
9,8 – 10,6	Sabbie e sabbie limose	33,2	–
10,6 – 11,6	Limi argillosi ed argille limose	–	105
11,6 – 12,4	Limi sabbiosi e sabbie limose	28,8	–
12,4 – 13,0	Limi argillosi ed argille limose	–	114
13,0 – 15,0	Sabbie e sabbie dense	35,3	–

Al termine dell'esecuzione delle prove penetrometriche si è misurato, per mezzo di una sonda freaticometrica, il livello dell'acqua nel foro di indagine.

Prova penetrometrica	Profondità acqua in foro [m dal p.c.]
CPT 1	-3,30
CPT 2	-3,50

Dai dati delle prove penetrometriche eseguite è stato ricostruito il modello geotecnico (Tabella superiore). I parametri geomeccanici espressi rappresentano valori medi, ricavati da una stima ragionata e cautelativa all'interno di ciascuno strato considerato.

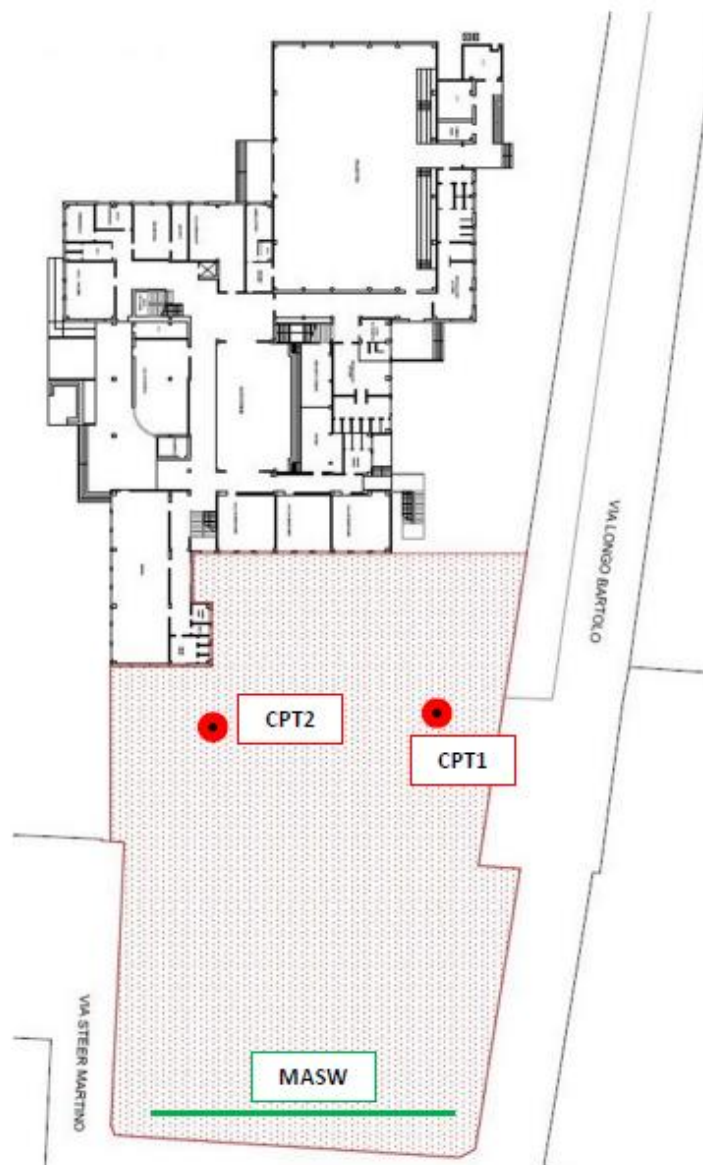


Figura 3 – Planimetria con l'ubicazione delle indagini eseguite

## 9 METODO DI ANALISI

### 9.1 Calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

### 9.2 Dimensionamento e verifica

La fase di dimensionamento e verifica a flessione, taglio, sforzo normale e deformazione è stata eseguita adottando il criterio semiprobabilistico agli **Stati Limite**.

## 10 AZIONI DI PROGETTO

### 10.1 Pesì propri strutturali

I pesi propri degli elementi costituenti la struttura sono determinati in funzione delle caratteristiche geometriche e dei pesi specifici dei materiali di seguito riportati:

Calcestruzzo armato:	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Elementi in acciaio:	$\rho = 78.5 \text{ kN/m}^3$

### 10.2 Carichi variabili verticali

La destinazione d'uso dell'immobile ricade nella **Categoria C1** ovvero ambienti suscettibili di affollamento con i relativi carichi variabili come indicato nella seguente tabella.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00

Essendo il corpo ad un unico piano, tali carichi agiscono unicamente a livello del pavimento sostenuto dal previsto vespaio di piano terra.



### 10.3 Azione della neve

Di seguito si riporta il calcolo del carico neve sulla base della norma tecnica attuale:

#### NEVE

Normativa di riferimento: NTC 2018 e relativa circolare

**CARICO DELLA NEVE:**  $q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$  (§3.4.1 delle NTC 2018)

$q_{sk}$  = valore di riferimento del carico della neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni

$\mu_i$  = coefficienti di forma della copertura

$C_E$  = coefficiente di esposizione

$C_t$  = coefficiente termico

Zona	Zona II	
<i>Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</i>		
Altitudine del sito sul livello del mare	$a_s =$	11 m s.l.m.
<b>Valore di riferimento del carico della neve al suolo (TR = 50 anni)</b>	<b><math>q_{sk} =</math></b>	<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>
Inclinazione della falda sull'orizzontale	$\alpha =$	0.00 °
<b>Coefficiente di forma della copertura</b>	<b><math>\mu_1 =</math></b>	<b>0.80</b>
<b>Coefficiente di esposizione</b>	<b><math>C_E =</math></b>	<b>1</b>
	Topografia Normale	
<b>Coefficiente termico</b>	<b><math>C_t =</math></b>	<b>1</b>
<b>CARICO DELLA NEVE da calcolo</b>	<b><math>q_s (\mu_1) =</math></b>	<b>0.80 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>CARICO DELLA NEVE adottato</b>	<b><math>q_s =</math></b>	<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>

Il valore caratteristico del carico da neve al suolo è pari a  $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$ . Il carico di progetto si ottiene moltiplicando il valore caratteristico per un coefficiente  $\mu$  che tiene conto della forma della copertura che, in tale caso, è mediamente pari a 0.8. Il carico da neve di progetto secondo la norma tecnica attuale è quindi di  $0.80 \text{ kN/m}^2$ .

Il **valore di progetto del carico da neve** assunto è cautelativamente pari a **1.00 kN/m<sup>2</sup>**.

## 10.4 Azione da vento

Di seguito si riporta il calcolo del carico da vento:

### VENTO

Normativa di riferimento: NTC 2018 e relativa circolare

**PRESSIONE DEL VENTO:**  $p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

(espressione al §3.3.4 delle NTC 2018)

$q_r$  = pressione cinetica di riferimento

$c_e$  = coefficiente di esposizione

$c_p$  = coefficiente di pressione (o aerodinamico)

$c_d$  = coefficiente dinamico

Zona

1

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Parametri della zona

$v_{b,0}$  = 25 m/s

$a_0$  = 1000 m

$k_s$  = 0.40

Altitudine del sito sul livello del mare

$a_s$  = 11 m s.l.m.

Coefficiente di altitudine

$c_a$  = 1

Coefficiente di ritorno (TR = 50 anni)

$c_r$  = 1

Velocità di riferimento:  $v_r = v_{b,0} \cdot c_a \cdot c_r$

(Valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno TR = 50 anni)

$v_r$  = 25 m/s

**Pressione cinetica di riferimento:**  $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$

**$q_r$  = 0.39 kN/m<sup>2</sup>**

Classe di rugosità del terreno

D

Distanza dalla costa

oltre 30 km

Categoria di esposizione del sito

II

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

$k_r$  = 0.19

$z_0$  = 0.05 m

$z_{min}$  = 4 m

Altezza dal suolo del punto considerato

$z$  = 5 m

Coefficiente di topografia

$c_t$  = 1

**Coefficiente di esposizione**

per un'altezza del suolo pari a  $z_{min}$ :  $c_e(z_{min}) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z_{min}/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z_{min}/z_0)] =$

**$c_e(z_{min}) = 1.80$**

per un'altezza del suolo pari a  $z$ :  $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] =$

**$c_e(z) = 1.93$**

**Coefficiente dinamico**

**$c_d = 1$**

**PRESSIONE DEL VENTO**

per un'altezza del suolo pari a  $z_{min}$ :  $p(z_{min}) = q_r \cdot c_e(z_{min}) \cdot c_d \cdot c_p =$

**$p(z_{min}) = 0.70 \cdot c_p$  kN/m<sup>2</sup>**

per un'altezza del suolo pari a  $z$ :  $p(z) = q_r \cdot c_e(z) \cdot c_d \cdot c_p =$

**$p(z) = 0.75 \cdot c_p$  kN/m<sup>2</sup>**

**Coefficienti di pressione esterna**

Pareti verticali

sopravento

sottovento

laterale

**0.80**

**-0.70**

**-0.90**

## 10.5 Azione sismica

L'azione sismica assunta viene determinata secondo i seguenti parametri sismici e varia in funzione dello stato limite da indagare:

Vita nominale:  $V_N = 50$  anni  
 Classe d'uso:  $C_U = III$  (coeff. 1.5)  
 Periodo di riferimento:  $V_R = 75$  anni  
 Coordinate: Lat. 45.444001° - Long. 11.900290°  
 Zona sismica: 3  
 Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1

**SLO:**  $a_g = 0.037$  g accelerazione orizzontale massima al sito  
 $F_0 = 2.566$  fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  
 $T_C^* = 0.245$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro  
 $S = 1.500$  coefficiente di amplificazione stratigrafica

**SLD:**  $a_g = 0.045$  g  
 $F_0 = 2.536$   
 $T_C^* = 0.279$   
 $S = 1.500$

**SLV:**  $a_g = 0.107$  g  
 $F_0 = 2.566$   
 $T_C^* = 0.338$   
 $S = 1.500$

Si riportano qui di seguito lo spettro di risposta elastico in accelerazione per la componente orizzontale, definito per gli stati limite indagati tramite l'ausilio del programma di comprovata validità SIMQKE\_GR prodotto dal Prof. P. Gelfi.

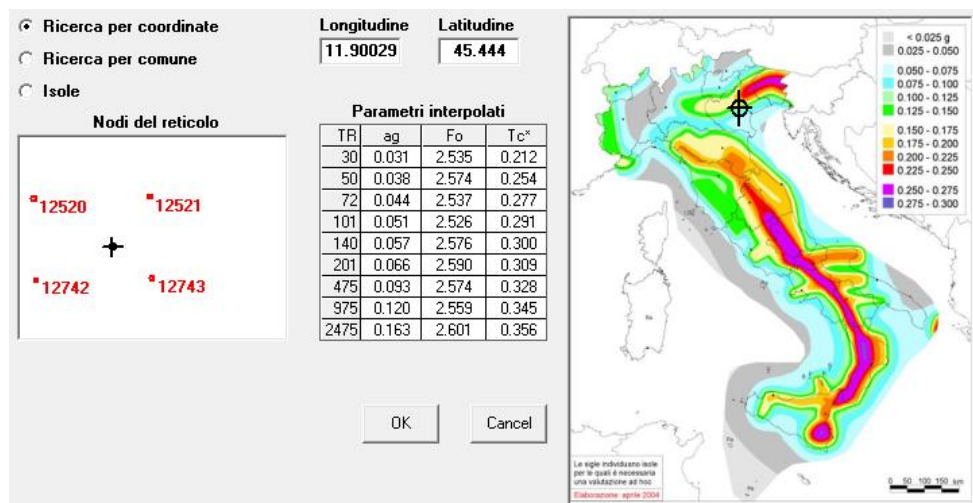


Figura 4 – Parametri sismici in funzione del Tr

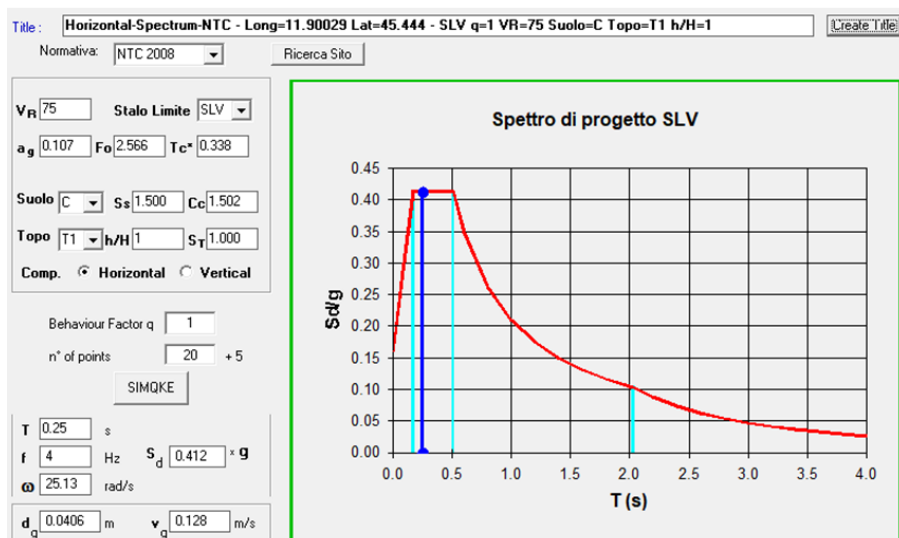
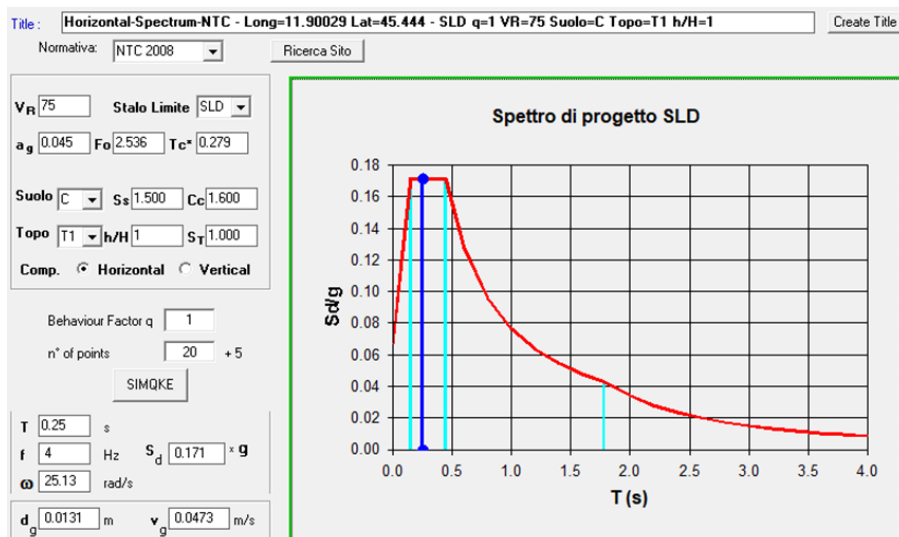
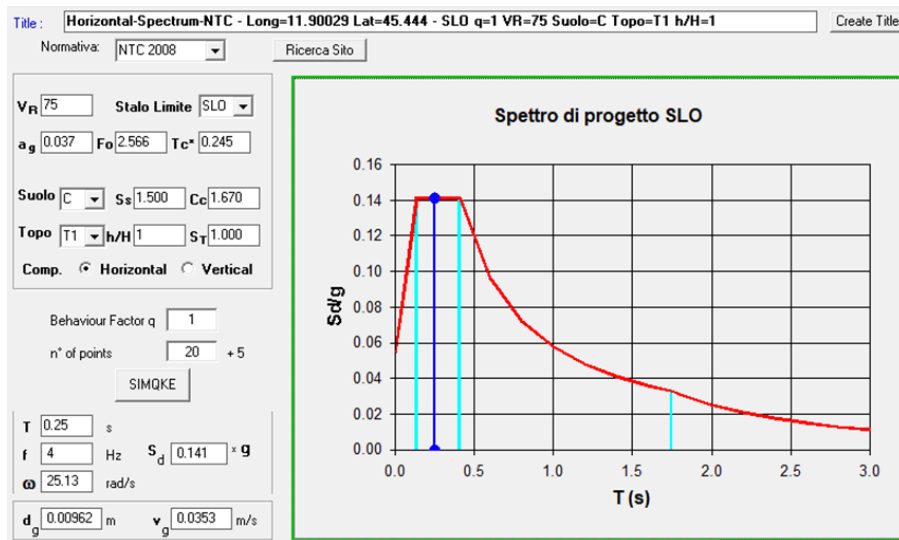


Figura 5 – Spettri di risposta elastici SLO – SLD - SLV



## 11 COMBINAZIONI DI CARICO

### 11.1 Combinazioni di carico per le azioni statiche

Le azioni statiche sulle strutture portanti, da utilizzarsi per le verifiche di resistenza, vengono valutate facendo riferimento alla combinazione di carico fondamentale (SLU), riportata al §2.5.3 delle NTC 2018:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \dots$$

dove:

- $G_1$  e  $G_2$  sono rispettivamente il valore dei permanenti strutturali e dei permanenti portati;
- $Q_{ki}$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Pi}$ ,  $\gamma_{Qi}$  sono i coefficienti parziali di sicurezza delle varie azioni;
- $\psi_{0i}$  è il coeff. di combinazione che fornisce il valore raro dell'azione variabile.

Con riferimento alle verifiche di deformabilità si utilizza la combinazione di carico Rara:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \dots$$

dove i simboli utilizzati assumono lo stesso significato visto in precedenza.

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 11.2 Combinazioni di carico sismiche

Di seguito è riportata l'espressione che definisce le combinazioni sismiche da verificare, secondo quanto riportato nel §2.5.3 delle NTC 2018 per le verifiche allo Stato Limite Ultimo:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- $G_1$  e  $G_2$  sono rispettivamente il valore dei permanenti strutturali e dei permanenti portati;
- $Q_{ki}$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\psi_{2i}$  è il coeff. di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile.

## 12 CODICI DI CALCOLO

### 12.1 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo

Per la realizzazione del progetto in esame sono stati utilizzati i seguenti codici di calcolo:

#### 12.1.1 Excel

Microsoft Excel è un programma prodotto da Microsoft, dedicato alla produzione ed alla gestione di fogli elettronici. È parte della suite di software di produttività personale Microsoft Office di cui si è in possesso di regolare licenza d'uso. Tramite il seguente codice di calcolo sono stati determinati i seguenti parametri:

- Sollecitazioni e deformazioni sulla struttura in condizioni statiche e sismiche
- Valori di resistenza e rigidezza di alcuni dei principali elementi strutturali

I risultati sono ottenuti mediante l'implementazione di formule analitiche, esplicitate in relazione, derivanti da quanto previsto dalle NTC18 o di altre normative di comprovata validità.

#### 12.1.2 VCA-SLU

Vca Slu è un programma di calcolo utilizzato per la verifica di sezioni in c.a. prodotto e distribuito gratuitamente dal Prof. Piero Gelfi. Il programma VcaSlu consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n.

#### 12.1.3 SIMQKE

Programma per la generazione di spettri di risposta secondo la normativa vigente nonché di accelerogrammi artificiali spettro-compatibili, prodotto e distribuito gratuitamente dal prof. Piero Gelfi. Tramite il seguente codice sono stati generati gli spettri di progetto utilizzati per la verifica sismica dell'edificio in funzione degli stati limite indagati.

### 12.2 Affidabilità dei codici utilizzati

Tutti i codici di calcolo automatici utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

La correttezza dell'implementazione delle formule di calcolo all'interno dei seguenti codici è stata inoltre verificata confrontando i principali risultati con calcolazioni manuali.

### 12.3 Validazione dei Codici

Nel progetto in esame non risulta necessaria alcuna validazione indipendente del calcolo strutturale, ad ogni modo, all'interno della seguente relazione di calcolo sono presenti tutti gli elementi (tipologia di analisi, parametri di calcolo, proprietà dei materiali, geometria della struttura, etc.) necessari eventualmente per la riproducibilità del progetto da parte di un soggetto terzo con strumenti anche diversi da quello utilizzato originariamente.

## 13 ANALISI DEI CARICHI

### Peso Pareti blocco cassero b=30cm

DESCRIZIONE	
Parete blocco cassero sp.4+20+6	4.70 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco su due lati	0.60 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE MURATURA</b>	<b>5.30 kN/m<sup>2</sup></b>

### SOLAIO PREDALLES

*Copertura*

DESCRIZIONE	
Predalles 4+20+6	4.50 kN/m <sup>2</sup>
Coibentazione termica 16cm	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Copertura riverclack	0.30 kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto con impianti	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Altro	1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE SOLAIO</b>	<b>6.50 kN/m<sup>2</sup></b>

Permanente Strutturale	G <sub>1</sub>	4.50 kN/m <sup>2</sup>
Permanente Portato	G <sub>2</sub>	2.00 kN/m <sup>2</sup>
Carico Accidentale (Cat. Neve)		<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>

### SOLAIO PREDALLES + PANNELLI SOLARI

*Copertura*

DESCRIZIONE	
Predalles 4+20+6	4.50 kN/m <sup>2</sup>
Coibentazione termica 16cm	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Copertura riverclack	0.30 kN/m <sup>2</sup>
Impianto fotovoltaico	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto con impianti	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Altro	1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE COPERTURA</b>	<b>7.00 kN/m<sup>2</sup></b>

Permanente Strutturale	G <sub>1</sub>	4.50 kN/m <sup>2</sup>
Permanente Portato	G <sub>2</sub>	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Carico Accidentale (Cat. Neve)	Q <sub>k</sub>	<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>

**SOLAIO LEGNO + ACCIAIO***Copertura*

DESCRIZIONE	
Copertura riverclack	0.30 kN/m <sup>2</sup>
Coibentazione termica 16cm	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Lamiera grecata tipo h55 x 8/10	0.10 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. alleggerito h <sub>medio</sub> 10cm	1.60 kN/m <sup>2</sup>
Travi principali 20x48 i=1.8cm	0.35 kN/m <sup>2</sup>
Incidenza travi in acciaio IPE600 i=6.3m	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto con impianti	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Altro	0.40 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE SOLAIO</b>	<b>3.70 kN/m<sup>2</sup></b>

Permanente Strutturale	G <sub>1</sub>	2.30 kN/m <sup>2</sup>
Permanente Portato	G <sub>2</sub>	1.40 kN/m <sup>2</sup>
Carico Accidentale (Cat. Neve)		<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>

**SOLAIO CENTRALE TERMICA***Primo impalcato*

DESCRIZIONE	
Pavimento in gres	0.30 kN/m <sup>2</sup>
Massetto di distribuzione sp.5cm	1.00 kN/m <sup>2</sup>
Coibentazione termica 16cm	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Predalles 4+10+16	6.20 kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto con impianti	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Altro	1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE SOLAIO</b>	<b>9.20 kN/m<sup>2</sup></b>

Permanente Strutturale	G <sub>1</sub>	6.20 kN/m <sup>2</sup>
Permanente Portato	G <sub>2</sub>	3.00 kN/m <sup>2</sup>
Carico Accidentale (Cat. E)		<b>5.00 kN/m<sup>2</sup></b>



**SOLAIO TERRAZZA IMPIANTI***Copertura*

DESCRIZIONE	
Pavimento flottante	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Massetto in pendenza sp. medio 8cm	1.60 kN/m <sup>2</sup>
Coibentazione termica 16cm	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Predalles 4+20+6	4.50 kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto con impianti	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Altro	1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE SOLAIO</b>	<b>8.30 kN/m<sup>2</sup></b>

Permanente Strutturale	G <sub>1</sub>	4.50 kN/m <sup>2</sup>
Permanente Portato	G <sub>2</sub>	3.80 kN/m <sup>2</sup>
Carico Accidentale (Cat. K)		<b>5.00 kN/m<sup>2</sup></b>

**SOLAIO COPERTURA C.T.***Copertura*

DESCRIZIONE	
Predalles 4+10+6	3.50 kN/m <sup>2</sup>
Coibentazione termica 16cm	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Copertura riverclack	0.30 kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto e carichi appesi	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Altro	0.50 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE SOLAIO</b>	<b>5.00 kN/m<sup>2</sup></b>

Permanente Strutturale	G <sub>1</sub>	3.50 kN/m <sup>2</sup>
Permanente Portato	G <sub>2</sub>	1.50 kN/m <sup>2</sup>
Carico Accidentale (Cat. Neve)		<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>

## 14 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

La capacità portante del terreno è stata calcolata nella specifica Relazione Geotecnica alla quale si rimanda per tutti i dettagli.

La resistenza di progetto nei confronti delle azioni verticali, con riferimento all' "Approccio 2" che considera la combinazione (A1 + M1 + R3) dei coefficienti parziali risulta:

$$R_d = 187.3 \text{ kPa}$$

La resistenza caratteristica allo scorrimento totale risulta invece pari a:

$$F_{H,att} = 9667 \text{ kN}$$

### 14.1 Calcolo delle sollecitazioni di Progetto

Per il calcolo delle sollecitazioni di progetto si è fatto riferimento all' "Approccio 2" indicato al §6.2.4.1 delle NTC18 che considera la combinazione (A1 + M1 + R3); i coefficienti parziali sui carichi (A1) valgono rispettivamente 1.3 per le azioni permanenti sfavorevoli e 1.5 per le azioni permanenti non strutturali e variabili sfavorevoli, come riportato nella "Tabella 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni" del citato D.M. 17/01/2018).

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

#### 14.1.1 Sollecitazioni Trave di fondazione Filo E/6-9

La fondazione in argomento è una di quelle soggetta ai maggiori carichi di progetto.

Si riportano di seguito le azioni di progetto allo SLU sulla trave di fondazione comprensivi del peso della sovrastruttura e di quello delle fondazioni stesse.

Descrizione carico	$G_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{SLU}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	i [m]	$N_{SLU}$ [kN/m]
$\gamma_g$ e $\gamma_q$	1.3	1.5	1.5			
Solaio Predalles	4.5	2	1	10.35	3.15	32.6
Solaio Predallesc + fotov.	4.5	2.5	1	11.1	3.15	35.0
Parete C.A.	5.3			6.89	3.65	25.1
Fondazione	7.5			9.75	1.9	18.5
Pacchetto contro terra	2.5	3.7	3	13.3	0.9	12.0
<b>TOTALE</b>						<b>123.2</b>

Larghezza trave di fondazione:  $B=1.2\text{m}$

$$\sigma_{Ed,SLU} = N_{SLU}/B = 123.2/1.2 = 103 \text{ kN/m}^2$$

### 14.1.2 Modello numerico delle fondazioni

Al fine di verificare le sollecitazioni agenti su tutte le travi di fondazione è stato realizzato un modello numerico delle stesse al quale sono stati applicati i carichi come sopra riportato.

La capacità portante del terreno è stata schematizzata mediante una serie di molle alla Winkler con un coefficiente pari a:  $k_W = 20000 \text{ kN/m}^3$

Il modello di calcolo in corrispondenza della trave Filo E/6-9 restituisce sostanzialmente lo stesso risultato.

Nel seguito si riporta la vista delle pressioni sul terreno

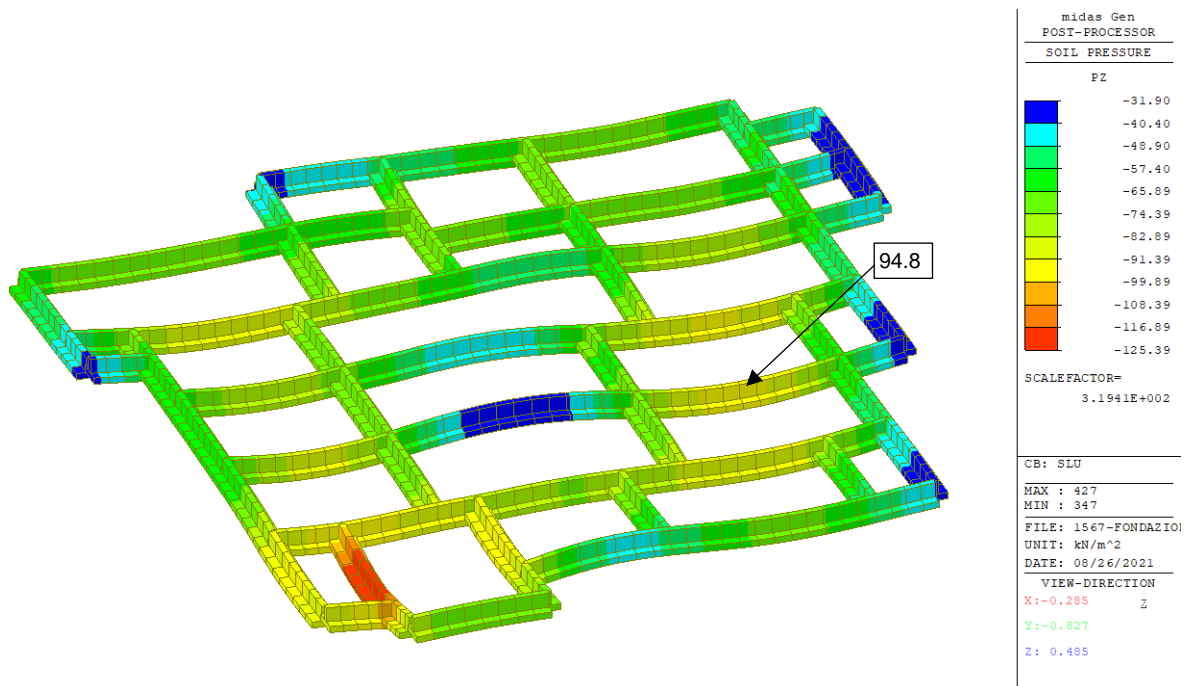


Figura 6 – Schema Fondazioni “Mensa”

Nella trave Filo E/69 la pressione massima risulta  $94.8 \text{ kN/m}^2$  ovvero (con sulla larghezza  $B=1.2\text{m}$ ) circa  $114 \text{ kN/m}$  che risulta in buon accordo con il valore calcolato a mano.

Dal modello di calcolo si vede che la massima pressione sulle travi di fondazione è localizzato in corrispondenza della centrale termica ed è pari a :

$$\sigma_{Ed,SLU} = 125.4 \text{ kN/m}^2$$

### 14.2 Verifica di Sicurezza nei confronti delle azioni verticali

La verifica consiste nel verificare il rapporto tra capacità portante ed azione agente e risulta soddisfatta nel caso in cui il rapporto sia maggiore di 1.

$$C/D = R_d / \sigma_{Ed,SLU} = 187.3 / 125.4 = 1.5$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

## 15 VERIFICHE STATICHE

Si riportano di seguito le verifiche statiche dei principali elementi strutturali oggetto dell'intervento.

### 15.1 Fondazioni

Dal modello delle fondazioni ricostruito per il calcolo delle pressioni sul terreno si sono ottenute le massime sollecitazioni sulle travi di fondazione.

Nel seguito vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per gli elementi significativi, ovvero per quegli elementi che hanno un comportamento di trave alla de Saint Venant.

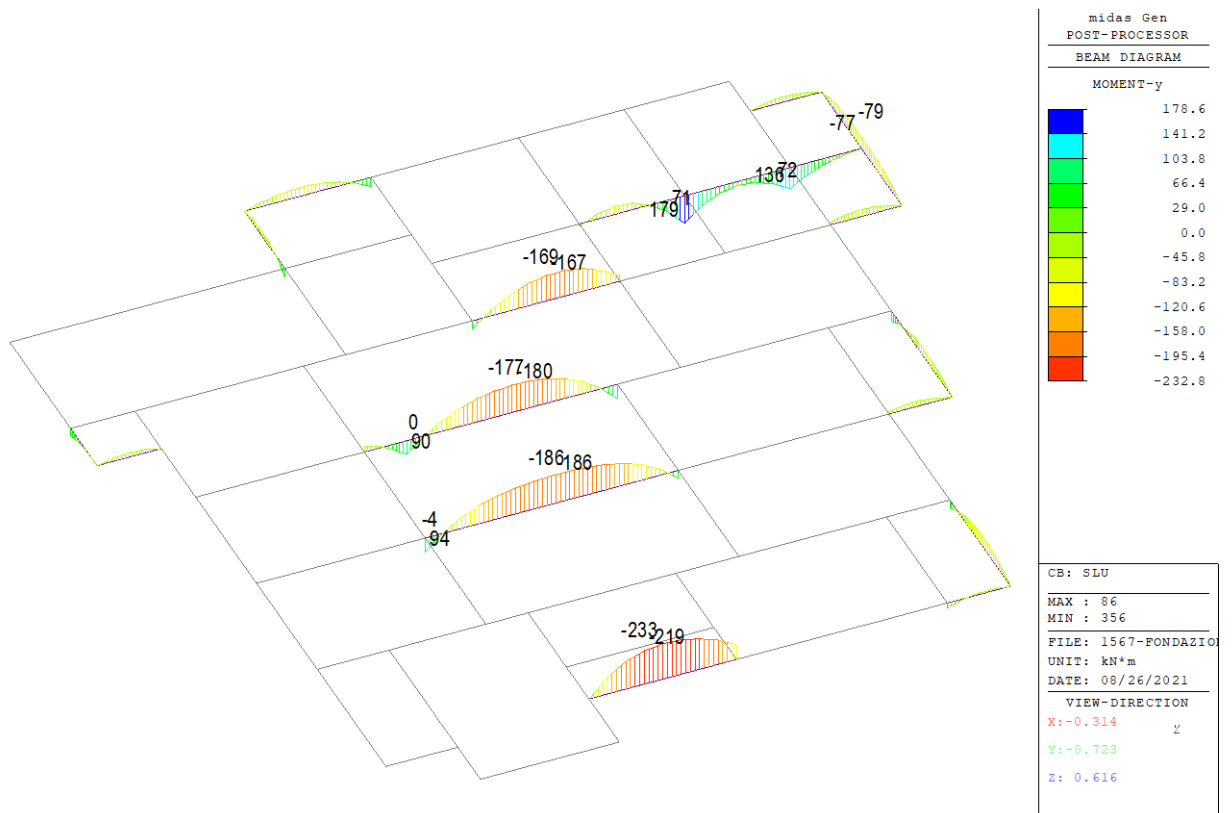


Figura 7 – Diagramma dei Momenti [kNm]

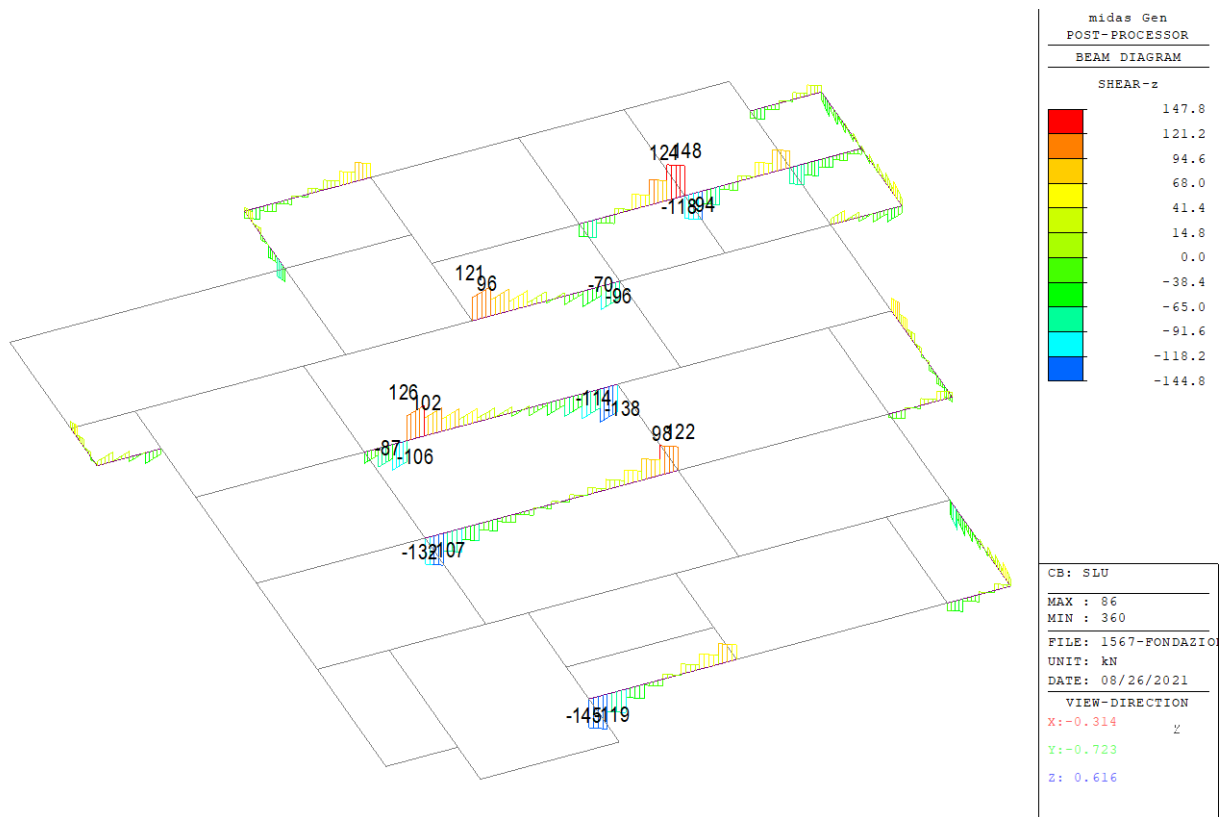


Figura 8 – Diagramma dei Tagli [kN]

**MASSIME SOLLECITAZIONI :**

$M_{Ed}^+ = 178.6 \text{ kNm}$ ; (fibre tese inferiori)

$M_{Ed}^- = 232.8 \text{ kNm}$ ; (fibre tese superiori)

$V_{Ed} = 147.8 \text{ kN}$

Le travi di Fondazione sono armate tutte alla stessa maniera. Tra una sezione e l'altra cambia di poco l'altezza del collo di fondazione.

Si riporta la verifica della trave di fondazione con la minore altezza



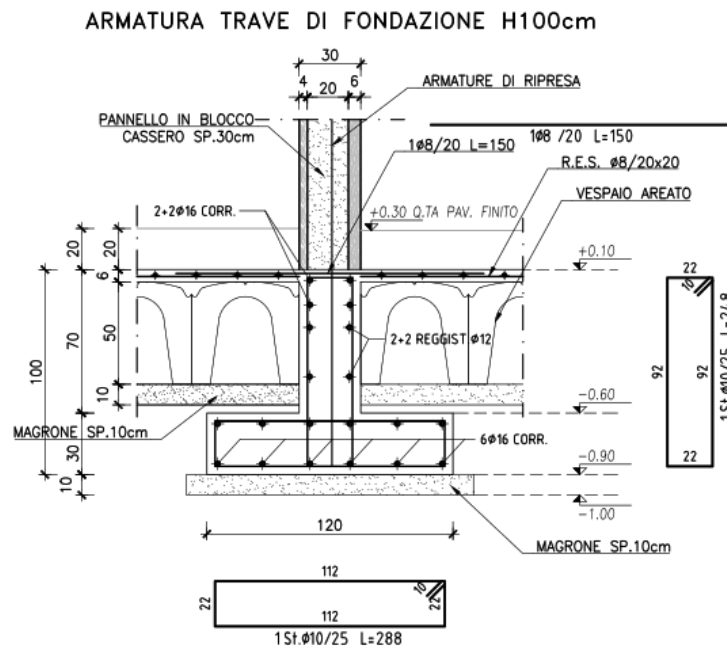


Figura 9 – Armatura tipologica travi di fondazione

### 15.1.1 Verifica a flessione

Momento resistente positivo

$$M_{Rd}^+ = 747.1 \text{ kNm};$$

**Titolo : Trave di Fondazione Sez B**

N° Vertici: 8 Zoom      N° barre: 20 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2.01	24.8	-17.3
2	0	-70	2	2.01	5.3	-17.3
3	-45	-70	3	1.13	24.8	-52.3
4	-45	-100	4	1.13	5.3	-52.3
5	75	-100	5	1.13	24.8	-28.3
6	75	-70	6	1.13	5.3	-28.3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN      M<sub>xEd</sub>: 178.6 kNm      M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 10 ‰      ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm²      ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200000 N/mm²      f<sub>cd</sub>: 13.29 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰      σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 260 N/mm²      τ<sub>co</sub>: 0.6      τ<sub>c1</sub>: 1.829

P.to applicazione N: Centro      xN: 0      yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 747.1 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -13.29 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰      ε<sub>s</sub>: 9.749 ‰  
 d: 94.8 cm  
 x: 25.04      x/d: 0.2642      δ: 0.7702

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd      Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm      Col. modello

Precompresso

Momento resistente negativo

**Titolo :** Trave di Fondazione Sez B

N° Vertici  Zoom  N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2.01	24.8	-17.3
2	0	-70	2	2.01	5.3	-17.3
3	-45	-70	3	1.13	24.8	-52.3
4	-45	-100	4	1.13	5.3	-52.3
5	75	-100	5	1.13	24.8	-28.3
6	75	-70	6	1.13	5.3	-28.3

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C  C25/30

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  ‰ f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ‰  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

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

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviate

N° rett.   
   
L<sub>0</sub>  cm   
 Precompresso

$M_{Rd}^- = -452.7 \text{ kNm};$

$M_{Rd}^+ / M_{Ed}^+ = 747.1/178.6 = 4.18$

VERIFICA SODDISFATTA

$M_{Rd}^- / M_{Ed}^- = 452.7/232.8 = 1.94$

VERIFICA SODDISFATTA

### 15.1.2 Verifica a taglio

Le travi sono armate con staffe Ø10 passo 25cm

#### 4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

d=	900 mm	altezza utile della sezione
b <sub>w</sub> =	300 mm	larghezza minima della sezione
A <sub>sw</sub> =	1.57 cm <sup>2</sup>	area armatura trasversale
s =	250 mm	passo delle staffe
α =	90 °	inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ =	45 °	inclinazione puntoni compressi
1 <= ctg θ =	1.00 <= 2,5	OK !
f <sub>yd</sub> =	391.30 MPa	
f' <sub>cd</sub> =	7.08 MPa	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (f' <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
N <sub>Ed</sub> =	0 kN	forza di compressione (positiva se di compressione)
V <sub>Ed</sub> =	147.8 kN	Valore di Calcolo della forza di taglio
σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa	Tensione media di compressione
α <sub>c</sub> =	1.000	Coefficiente maggiorativo

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

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

V<sub>Rsd</sub> = 199.05 kN (4.1.18)

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

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

V<sub>Rcd</sub> = 860.63 kN (4.1.19)

V<sub>Rd</sub> = 199.05 kN (4.1.20)

199 kN >= 147.8 kN VERIFICA SODDISFATTA  
 V<sub>Ed</sub> / V<sub>Rd</sub> = 0.74 VERIFICA SODDISFATTA

### 15.1.3 Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.4.5 delle NTC18 rispettando le limitazioni imposte dalla verifica della fessurazione senza calcolo diretto.

La verifica viene riportata a favore di sicurezza in combinazione rara che fornisce sollecitazioni e quindi tensioni sicuramente maggiori rispetto a quelle ottenute in combinazione di carico quasi permanente e frequente.

Essendo Ambiente Ordinario ed Armatura poco sensibile si verifica la limitazione delle aperture a w<sub>2</sub>= 0.3mm relativa alla combinazione quasi permanente.

Il massimo momento agente risulta  $M_{max} = 170.2$  kNm

**Titolo:** Trave di Fondazione Sez B

N° Vertici: 8 Zoom      N° barre: 20 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	-70
3	-45	-70
4	-45	-100
5	75	-100
6	75	-70

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	24.8	-17.3
2	2.01	5.3	-17.3
3	1.13	24.8	-52.3
4	1.13	5.3	-52.3
5	1.13	24.8	-28.3
6	1.13	5.3	-28.3

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -170.2 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N:** Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali:** B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 10 ‰      ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²      ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm²      f<sub>cd</sub> 13.29  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰      σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
σ<sub>s,adm</sub> 260 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -2.505 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 211 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 1.055 ‰  
d 94.72 cm  
x 14.32 x/d 0.1512  
δ 0.7

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+ S.L.U. Metodo n

**Verifica:** N° iterazioni: 4

Precompresso

$\sigma_s = 211$  MPa     $\phi_{max}$  (QUASI PERMANENTE INTERPOLANDO) = 22 >  $\phi 16$     →    **VERIFICA SODDISFATTA**

## 15.2 Solaio Predalles “Tipologico” H30=4+20+6

Si riporta la verifica statica del solaio “Predalles” H=4+20+6=30cm tipologico in cui è presente l’impianto fotovoltaico che presenta nervature di spessore medio pari a 13cm con interasse 40cm.

I travetti vengono armati, oltre al traliccio già presente, tramite un’armatura composta da 2Ø16 posta al di sopra della lastra in modo da garantire anche la resistenza al fuoco.

Il calcolo del momento sollecitante positivo e del taglio agente sulle nervature viene effettuato nell’ipotesi di uno schema statico in semplice appoggio. La luce del solaio è pari ad l = 6.3 m.

Azioni su singolo travetto:

$q_{RARO} = 8 \cdot 0.4 = 3.2$  [kN/m]

$q_{SLU} = [4.5 \cdot 1.3 + (2.5+1.0) \cdot 1.5] \cdot 0.4 = 4.44$  [kN/m]

Sollecitazioni:

$M_{sd} = ql^2/8 = 22.0$  [kNm] <  $M_{Rd} = 35.7$  kNm

→ **VERIFICA SODDISFATTA**

$V_{sd} = 0.5ql = 14.0$  [kN] <  $V_{Rd} = 18.8$  [kN]

→ **VERIFICA SODDISFATTA**

### 15.2.1 Momento resistente

Il momento resistente viene determinato tramite il software VCA SLU del Prof. Gelfi.

**Titolo:** Solaio Predalles H30 - Tipologico

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	6	1	4.02	24
2	13	24			

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
B450C C28/35  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

**Metodo di calcolo**  
S.L.U. + S.L.U. -  
Metodo n

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

M<sub>xRd</sub> 35.75 kNm  
σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 23.99 ‰  
d 24 cm  
x 3.056 x/d 0.1273  
δ 0.7

**Tipo Sezione**  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

### 15.2.2 Taglio resistente

La resistenza a taglio della nervatura in c.a. viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo senza armature a taglio con il contributo di almeno 1Ø16 inferiore adeguatamente ancorato all'estremità.

#### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

d=	240 mm	altezza utile della sezione
b <sub>w</sub> =	130 mm	larghezza minima della sezione
A <sub>sl</sub> =	2 cm²	armatura longitudinale
N <sub>Ed</sub> =	0 kN	forza di compressione
V <sub>Ed</sub> =	14 kN	Valore di Calcolo della forza di taglio
k=	1.913	deve essere minore o uguale a 2
v <sub>min</sub> =	0.490	

ρ <sub>1</sub> =	0.006	deve essere minore o uguale a 0,02
σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa	deve essere minore o uguale a 0,2×f <sub>cd</sub> = 3.173 MPa

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

$$V_{RD} = 18.8 \text{ kN} < \dots \quad (4.1.14)$$

$$V_{Rd} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{RD,min} = 15.3 \text{ kN} \quad (4.1.14)$$

$$18.8 \text{ kN} \geq 14 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

### 15.2.3 Verifica a Deformabilità

La verifica a deformabilità viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.2 delle NTC18 e la formula:



$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad [C4.1.4]$$

Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala almeno 3 volte maggiore dello spessore dell'anima, i valori della formula [C4.1.4] devono essere ridotti del 20%

$$\lambda = l/h = 6.3/0.30 = 21.0$$

$$\rho = A_{s, \text{long}} / (40 \cdot h) = 4.02 / (40 \cdot 30) = 0.34\%$$

$$\lambda = 21.0 < 1 \cdot 0.8 \cdot (11 + 0.0015 \cdot 28/0.0034) \cdot (500/450 \cdot 1.66) = 0.8 \cdot 23.4 \cdot 1.84 = 34.5$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 15.3 Solaio Predalles centrale termica H30=4+10+16

Il solaio di calpestio della centrale termica è realizzato con un solaio tipo "Predalles" H=4+10+16=30cm rinforzato per la presenza di elevati carichi concentrati. Come visto in precedenza, sono presenti nervature di spessore medio pari a 13 cm ed interasse 40 cm. I travetti vengono armati, oltre al traliccio già presente, tramite un'armatura integrativa costituita da 2Ø16.

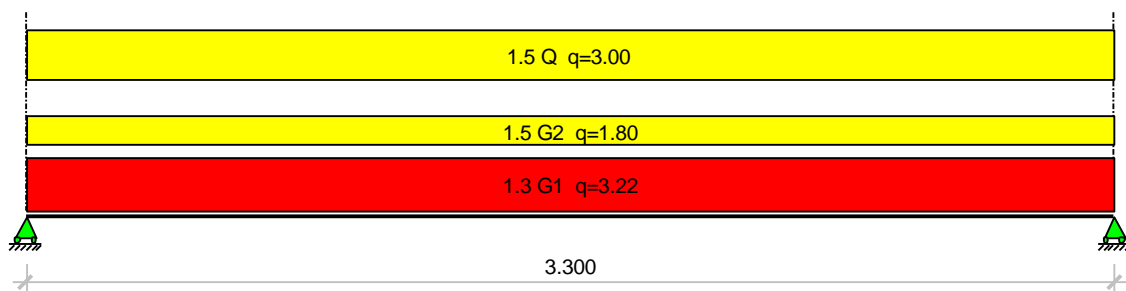
Il calcolo del momento sollecitante positivo e del taglio agente sulle nervature viene effettuato nell'ipotesi di uno schema statico in semplice appoggio. La luce del solaio è pari ad  $l = 3.3$  [m].

Si riportano le massime sollecitazioni dovute a dei carichi distribuiti e quelle dovute ai carichi concentrati dovuti agli impianti.

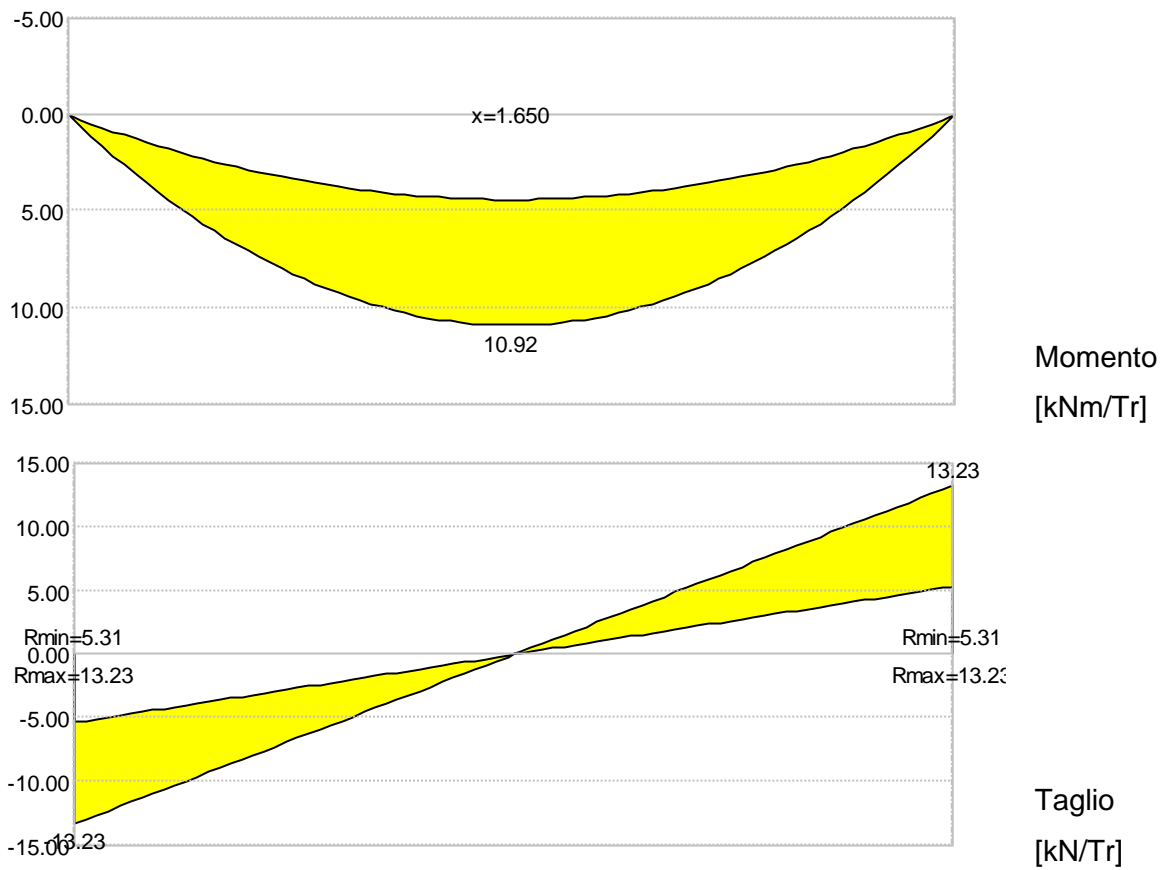
#### CASO 1 – carichi distribuiti

$$G_1 = 6.2 \text{ kN/m}^2; G_2 = 3.0 \text{ kN/m}^2; Q(\text{Cat.E}) = 5.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (carichi rari)}$$

Azioni su singolo travetto:



Sollecitazioni:

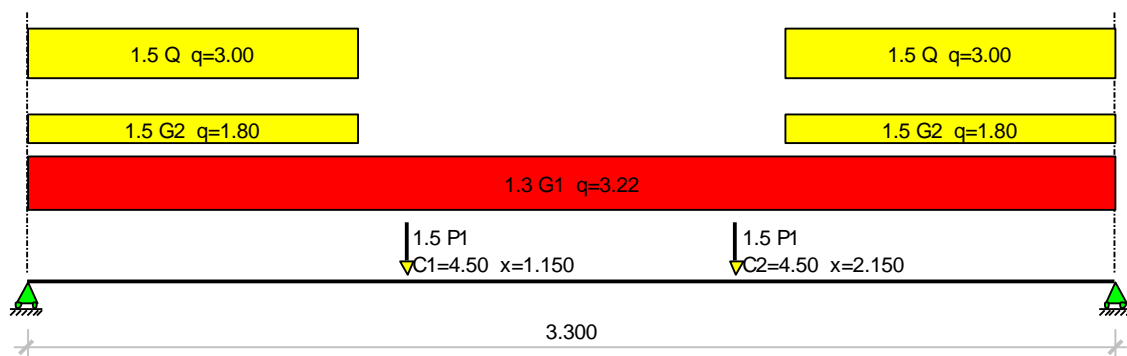


**CASO 2** – carichi distribuiti e concentrati

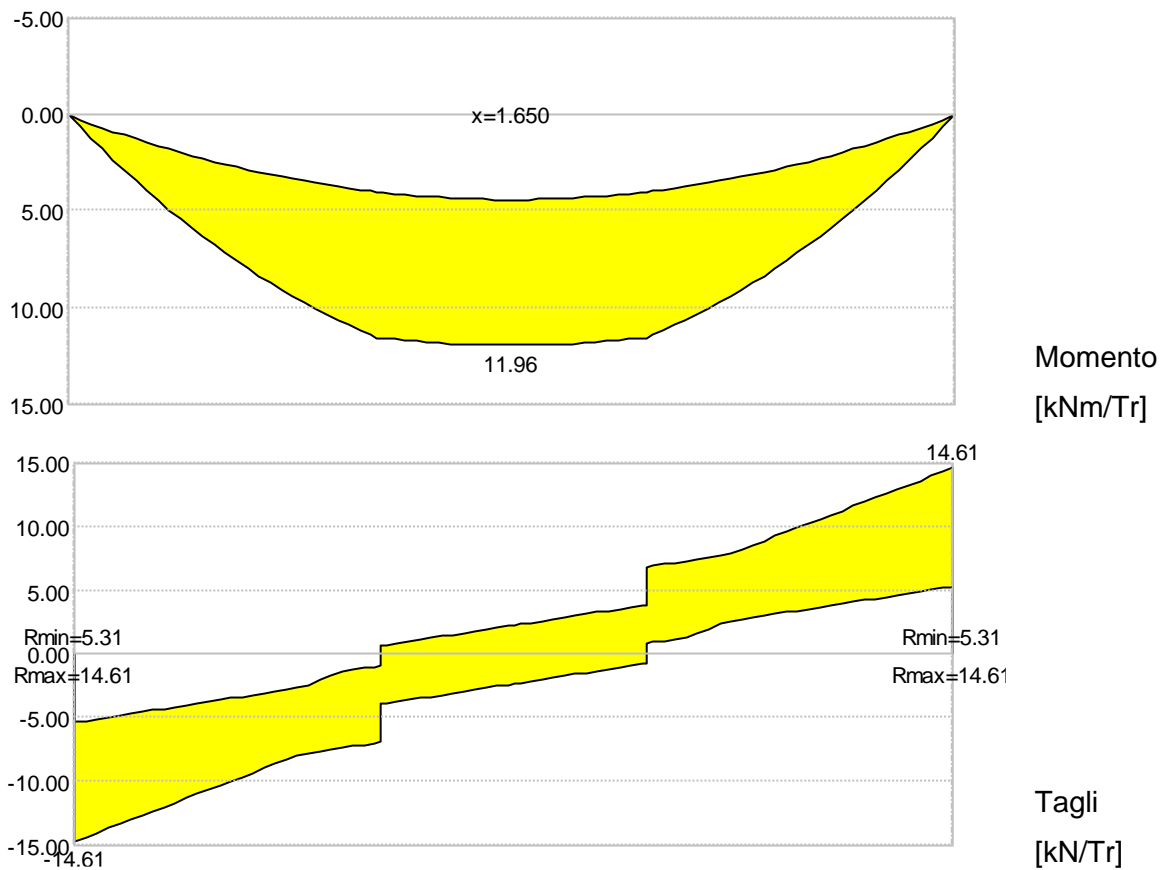
$G_1= 6.2 \text{ kN/m}^2$ ;  $G_2= 3.0 \text{ kN/m}^2$ ;  $Q(\text{Cat.E})= 5.0 \text{ kN/m}^2$  (carichi rari)

$P_1= 6.0 \text{ kN}$  (carico raro del serbatoio di accumulo da distribuire su almeno 2 travetti)

Azioni su singolo travetto:



Sollecitazioni:



Le sollecitazioni massime sono quelle derivanti dal CASO 2

$$M_{sd} = 12.0 \text{ [kNm]} < M_{Rd} = 35.7 \text{ [kNm]}$$

→ VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{sd} = 14.6 \text{ [kN]} < V_{Rd} = 18.8 \text{ [kN]}$$

→ VERIFICA SODDISFATTA

### 15.3.1 Momento Resistente

Il momento resistente viene determinato tramite il software VCA SLU del Prof. Gelfi.

### 15.3.2 Taglio Resistente

La resistenza a taglio della nervatura in c.a. viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo senza armature a taglio con il contributo di almeno 1Ø16 inferiore adeguatamente ancorato all'estremità.

#### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

d=	240 mm	altezza utile della sezione
b <sub>w</sub> =	130 mm	larghezza minima della sezione
A <sub>sl</sub> =	2 cm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
N <sub>Ed</sub> =	0 kN	forza di compressione
V <sub>Ed</sub> =	14.6 kN	Valore di Calcolo della forza di taglio
k=	1.913	deve essere minore o uguale a 2
v <sub>min</sub> =	0.490	
ρ <sub>1</sub> =	0.006	deve essere minore o uguale a 0,02
σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa	deve essere minore o uguale a 0,2·f <sub>cd</sub> = 3.173 MPa

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

$$V_{Rd} = 18.8 \text{ kN} \quad <--- \quad (4.1.14)$$

$$V_{Rd} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,min} = 15.3 \text{ kN} \quad (4.1.14)$$

18.8 kN >= 14.6 kN VERIFICA SODDISFATTA

### 15.3.3 Verifica a Deformabilità

La verifica a deformabilità viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.2 delle NTC18 e la formula:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad [C4.1.4]$$

Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala almeno 3 volte maggiore dello spessore dell'anima, i valori della formula [C4.1.4] devono essere ridotti del 20%

$$\lambda = l/h = 3.3/0.30 = 11.0$$

$$\rho = A_{s,long} / (40 \cdot h) = 4.02 / (40 \cdot 30) = 0.34\%$$

$$\lambda = 11.0 < 1 \cdot 0.8 \cdot (11 + 0.0015 \cdot 28/0.0034) \cdot (500/450 \cdot 3.09) = 0.8 \cdot 23.4 \cdot 3.43 = 64.3$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

In direzione trasversale, per migliorare la distribuzione dei carichi concentrati, nello spessore di soletta di 16cm vengono poste in opera delle barre di armatura  $\varnothing 14/20$ cm.

## 15.4 Solaio Predalles copertura centrale termica H20

Si riporta la verifica statica del solaio "Predalles" H=4+10+6=20cm che presenta nervature di spessore medio pari a 13cm con interasse 40cm.

I travetti vengono armati, oltre al traliccio già presente, tramite un'armatura composta da 2 $\varnothing 12$  posta al di sopra della lastra in modo da garantire anche la resistenza al fuoco.

Il calcolo del momento sollecitante positivo e del taglio agente sulle nervature viene effettuato nell'ipotesi di uno schema statico in semplice appoggio. La luce del solaio è pari ad  $l = 3.3$  m.

Azioni su singolo travetto:

$$q_{RARO} = 6 \cdot 0.4 = 2.4 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{SLU} = [3.5 \cdot 1.3 + (1.5+1.0) \cdot 1.5] \cdot 0.4 = 3.32 \text{ [kN/m]}$$

Sollecitazioni:

$$M_{sd} = ql^2/8 = 4.5 \text{ [kNm]} < M_{Rd} = 11.7 \text{ kNm}$$

→ VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{sd} = 0.5ql = 5.5 \text{ [kN]} < V_{Rd} = 14.3 \text{ [kN]}$$

→ VERIFICA SODDISFATTA

### 15.4.1 Momento resistente

Il momento resistente viene determinato tramite il software VCA SLU del Prof. Gelfi.



**Titolo:** Solaio Predalles H20 - Copertura Centrale Termica

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	6	1	2.26	14
2	13	14			

**Tipo Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n  
 Fletta  Deviata

**Materiali:**  
 B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

**Calcoli:**  
 $M_{xRd}$  11.75 kNm  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  25.04 ‰  
 $d$  14 cm  
 $x$  1.717  $x/d$  0.1227  
 $\delta$  0.7

**Altri parametri:**  
 $N^*$  rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 $L_0$  0 cm Col. modello  
 Precompresso

### 15.4.2 Taglio resistente

La resistenza a taglio della nervatura in c.a. viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo senza armature a taglio con il contributo di almeno 2Ø12 inferiori adeguatamente ancorati alle estremità.

#### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

$d =$	140 mm	altezza utile della sezione
$b_w =$	130 mm	larghezza minima della sezione
$A_{s1} =$	2.26 cm²	armatura longitudinale
$N_{Ed} =$	0 kN	forza di compressione
$V_{Ed} =$	5.5 kN	Valore di Calcolo della forza di taglio
$k =$	2.000	deve essere minore o uguale a 2
$v_{min} =$	0.524	
$\rho_1 =$	0.012	deve essere minore o uguale a 0,02
$\sigma_{cp} =$	0.00 MPa	deve essere minore o uguale a $0,2 \times f_{cd} = 3.173$ MPa

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

$$V_{Rd} = 14.3 \text{ kN} < \dots \quad (4.1.14)$$

$$V_{Rd} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,min} = 9.5 \text{ kN} \quad (4.1.14)$$

$$14.3 \text{ kN} \geq 5.5 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

### 15.4.3 Verifica a Deformabilità

La verifica a deformabilità viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.2 delle NTC18 e la formula:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad [C4.1.4]$$

Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala almeno 3 volte maggiore dello spessore dell'anima, i valori della formula [C4.1.4] devono essere ridotti del 20%

$$\lambda = l/h = 3.3/0.20 = 16.5$$

$$\rho = A_{s,long} / (40 \cdot h) = 2.26 / (40 \cdot 20) = 0.28\%$$

$$\lambda = 16.5 < 1 \cdot 0.8 \cdot (11 + 0.0015 \cdot 28 / 0.0028) \cdot (500 / 450 \cdot 2.69) = 0.8 \cdot 26.0 \cdot 2.99 = 62.2$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 15.5 Solaio in lamiera grecata con soletta collaborante

La soletta è realizzata con una lamiera grecata tipo HI-Bond A55 P660 di spessore pari a 8/10mm. La soletta viene completata mediante getto di calcestruzzo alleggerito fino a raggiungere uno spessore totale pari a 12cm. La luce massima di calcolo della soletta è pari a L=1.8m. A favore di sicurezza per il calcolo delle sollecitazioni agenti viene considerato uno schema statico di trave in semplice appoggio.

I cataloghi del produttore indicano che la soletta sulle luci indicate ha un carico utile, oltre al peso proprio, di circa 3kN/m<sup>2</sup>, sicuramente maggiore del peso del calcestruzzo costituente la soletta garantendo quindi l'autoportanza quando il calcestruzzo deve ancora indurire.

Nella fase finale, si trascura il contributo offerto dalla lamiera e si riporta la verifica a resistenza della sezione di solo calcestruzzo.

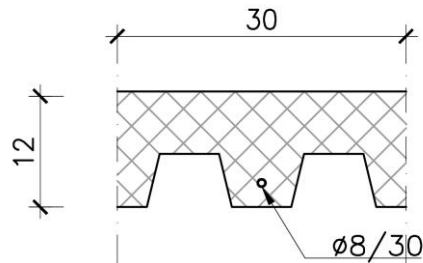
Il carico agente allo Stato Limite Ultimo è pari a:

DESCRIZIONE		
Copertura riverclack		0.30 kN/m <sup>2</sup>
Coibentazione termica 16cm		0.20 kN/m <sup>2</sup>
Lamiera grecata tipo h55 x 8/10		0.10 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. alleggerito h <sub>medio</sub> 10cm		1.60 kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto con impianti		0.50 kN/m <sup>2</sup>
Altro		0.40 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE SOLAIO</b>		<b>3.10 kN/m<sup>2</sup></b>
Permanente Strutturale	G <sub>1</sub>	1.70 kN/m <sup>2</sup>
Permanente Portato	G <sub>2</sub>	1.40 kN/m <sup>2</sup>
Carico Accidentale (Cat. Neve)		<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>

$$q_{SLU} = 1.7 \times 1.3 + (1.4 + 1.0) \times 1.5 = 5.81 \text{ kN/m}^2$$

La soletta viene armata con 1Ø8/30cm, pertanto nel seguito si riporta la verifica di una fascia di soletta della larghezza di 30cm

$$q = 5.81 \times 0.3 = 1.74 \text{ kN/m}$$



$$M_{sd} = ql^2/8 = 1.74 \times 1.8^2/8 = 0.70 \text{ kNm}$$

**Titolo : Soletta con lamiera grecata**

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	-12
4	26.9	-12
5	25.6	-6.5
6	19.4	-6.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.5	15	-9.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0.7 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 1.792 kNm

Materiali: B450C C28/35

ε<sub>su</sub>: 10 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 14.88  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 11  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.6667  
τ<sub>c1</sub>: 1.971

σ<sub>c</sub>: -12.02 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 1.123 ‰  
ε<sub>s</sub>: 10 ‰  
d: 9.5 cm  
x: 0.959 x/d: 0.101  
δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub>: 0 cm Col. modello  
Precompresso

$$M_{Rd} = 1.79 \text{ kN/m} > M_{sd}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Nota sulla resistenza al fuoco REI

## 15.6 Trave "A" tra Fili B e C

Si riporta nel seguito uno stralcio della copertura in cui è evidenziata la Trave "A"

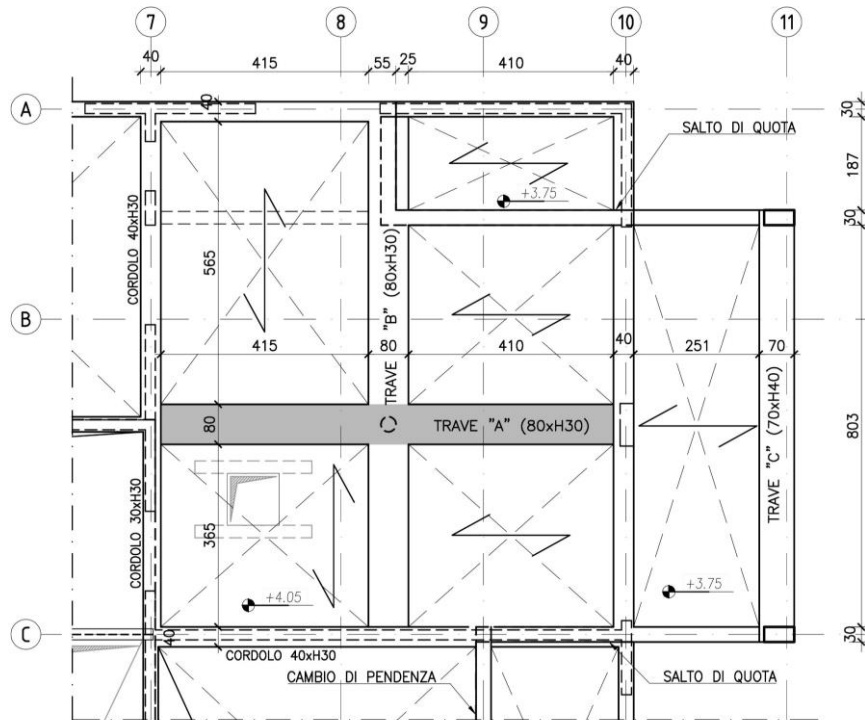


Figura 10 – Stralcio Pianta di Copertura

Si tratta di una trave in spessore di solaio con sezione 80xH30 cm, armata come di seguito riportato.

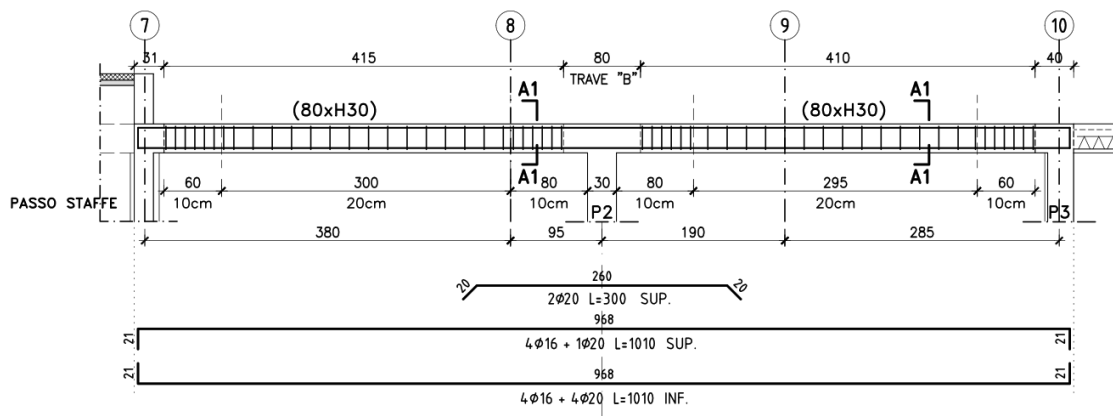
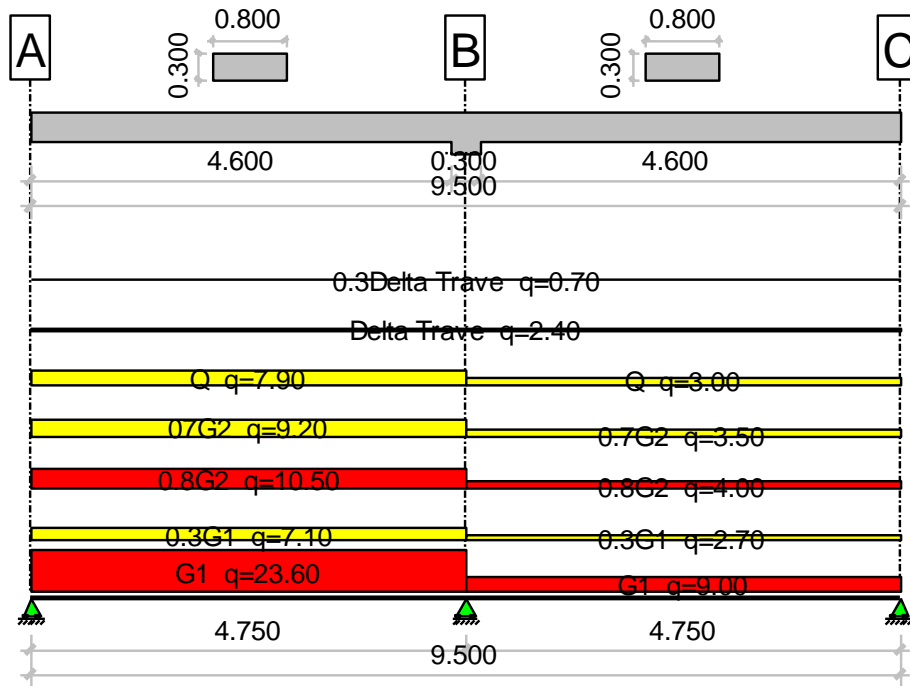


Figura 11 – Armatura Trave "A"

## SCHEMA STATICO



### SOLLECITAZIONI

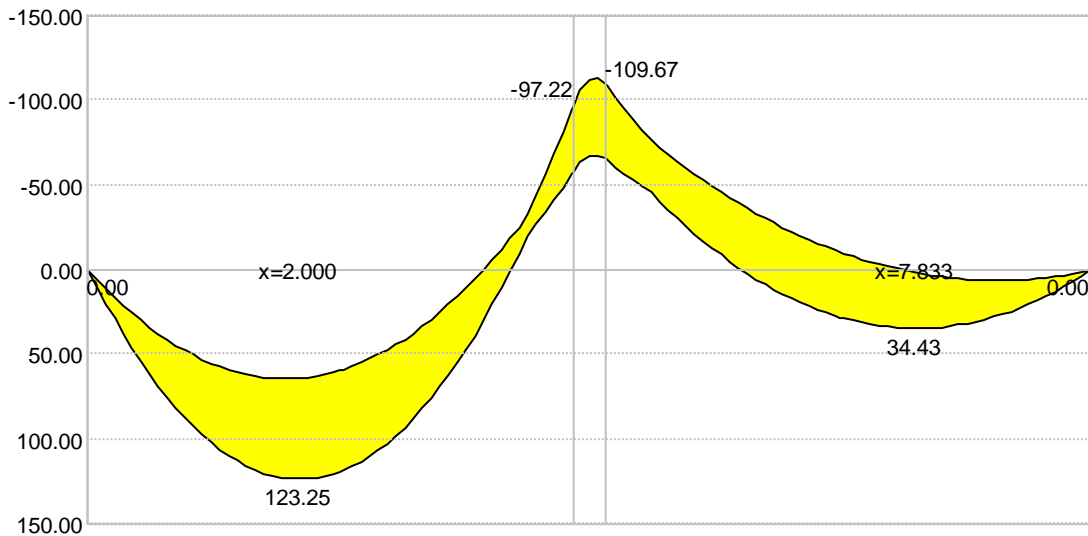


Figura 12 – Momenti [kN/m]

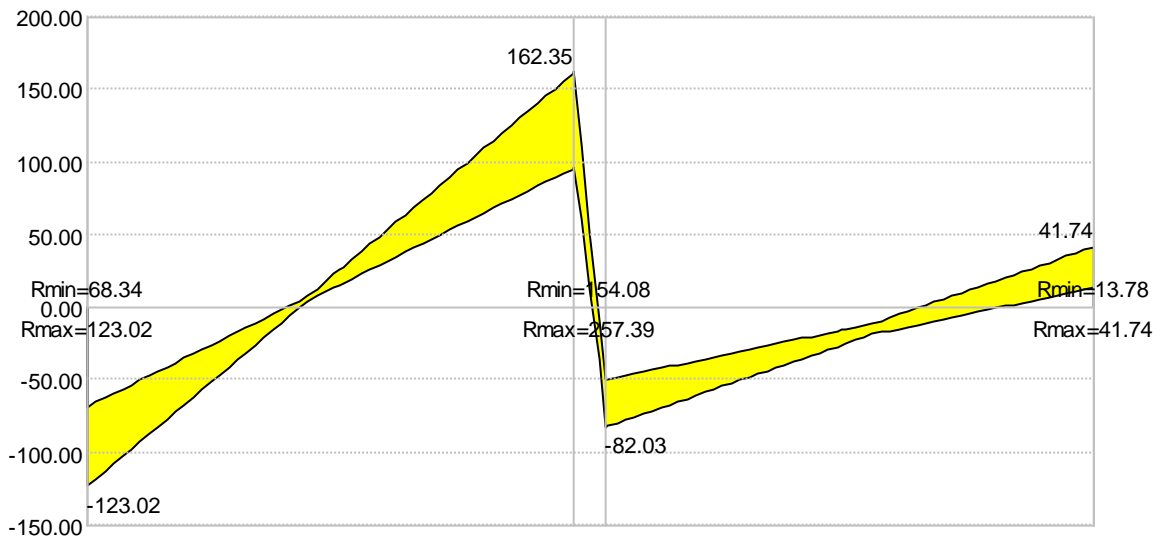


Figura 13 – Tagli [kN]

### 15.6.1 Momento Resistente campata AB

**Titolo:** Trave "A" - campata AB

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	30	1	11.18	5
			2	20.61	24

**Sollecitazioni**      S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN      M<sub>xEd</sub>: 123.3 kNm      M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro     Baricentro cls  
 Coord.[cm]    xN: 0    yN: 0

**Materiali**  
 B450C      C28/35  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰    ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm²    ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm²    f<sub>cd</sub>: 15.87  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰    σ<sub>c,adm</sub>: 11  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm²    τ<sub>co</sub>: 0.6667  
                                          τ<sub>c1</sub>: 1.971

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+     S.L.U.  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

M<sub>xRd</sub>: 168.6 kNm    σ<sub>c</sub>: -15.87 N/mm²    σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰    ε<sub>s</sub>: 9.863 ‰    d: 24 cm  
 x: 6.286    x/d: 0.2619    δ: 0.7674

N° rett.: 100    Calcola MRd    Dominio M-N    L<sub>0</sub>: 0 cm    Col. modello

Precompresso

Verifica a flessione

C/D = 168.6/123.3 = 1.51

**VERIFICA SODDISFATTA**

### 15.6.2 Momento Resistente appoggio B

**Titolo:** Trave "A" - appoggio B

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	30	1	17.47	5
			2	20.61	24

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.       Metodo n

**P.to applicazione N**  
 Centro       Baricentro cls  
 Coord. [cm]      xN       yN

**Materiali**  
**B450C**      **C28/35**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰       $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²       $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²       $f_{cd}$  15.87 ‰  
 $E_s/E_c$  15       $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰       $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²       $\tau_{co}$  0.6667  
                                           $\tau_{c1}$  1.971

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 $M_{xRd}$  -151.7 kNm  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  10.62 ‰  
 $d$  25 cm  
 $x$  6.199       $x/d$  0.2479  
                                           $\delta$  0.7499

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re       Trapezi  
 a T       Circolare  
 Rettangoli       Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+       S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Fletta       Deviata

N° rett. 100  
        
 $L_0$   cm        
 Precompresso

Verifica a flessione

$$C/D = 151.7/109.7 = 1.38$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### 15.6.3 Taglio Resistente

Viene condotta la verifica nel punto con la maggiore sollecitazione a taglio. In tale sezione sono poste in opera staffe 2 Ø10 passo 10cm con 4 bracci.



**4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio**

d=	240 mm	altezza utile della sezione
b <sub>w</sub> =	800 mm	larghezza minima della sezione
A <sub>sw</sub> =	3.14 cm <sup>2</sup>	area armatura trasversale
s=	100 mm	passo delle staffe
α=	90 °	inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ=	45 °	inclinazione puntoni compressi
1 <= ctg θ =	1.00 <= 2,5	OK !
f <sub>yd</sub> =	391.30 MPa	
f' <sub>cd</sub> =	7.93 MPa	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (f' <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
N <sub>Ed</sub> =	0 kN	forza di compressione (positiva se di compressione)
V <sub>Ed</sub> =	162 kN	Valore di Calcolo della forza di taglio
σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa	Tensione media di compressione
α <sub>c</sub> =	1.000	Coefficiente maggiorativo

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"  $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$

V<sub>Rsd</sub> = 265.40 kN (4.1.18)

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"  $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$

V<sub>Rcd</sub> = 685.44 kN (4.1.19)

V<sub>Rd</sub> = 265.40 kN (4.1.20)

265.4 kN >= 162 kN VERIFICA SODDISFATTA

V<sub>Ed</sub> / V<sub>Rd</sub> = 0.61 VERIFICA SODDISFATTA

**15.6.4 Verifica a Deformabilità**

La verifica a deformabilità viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.2 delle NTC18 e la formula:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad [C4.1.4]$$

λ = l/h = 4.75/0.30 = 15.8

ρ = A<sub>s,long</sub> / (80·h) = 20.6 / (80 · 30) = 0.86%

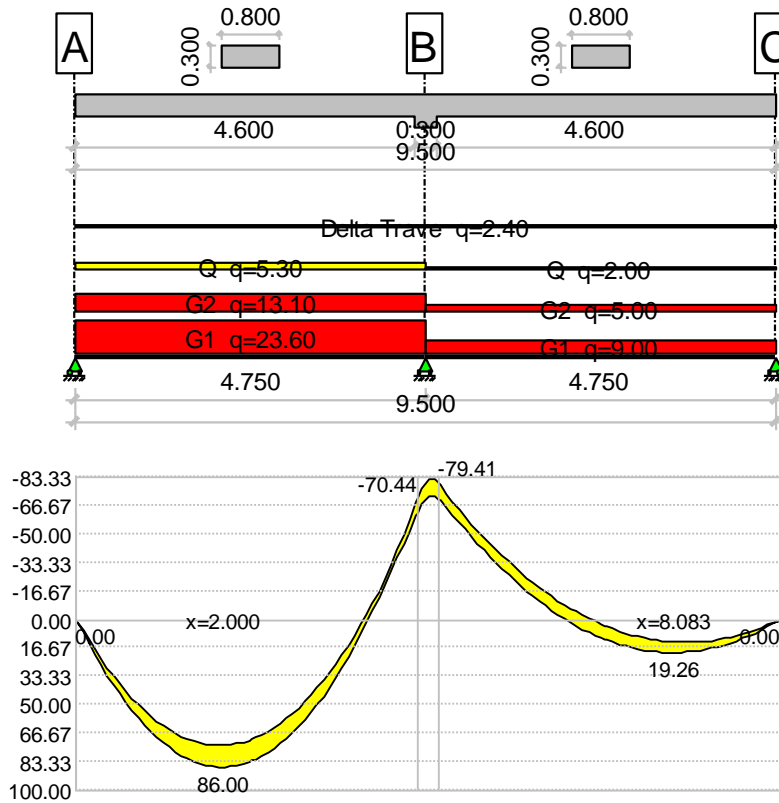
λ = 15.8 < 1.3 · (11 + 0.0015 · 28/0.0086) · (500/450 · 1.42) = 1.3 · 15.9 · 1.58 = 32.6

**VERIFICA SODDISFATTA**

**15.6.5 Verifica a Fessurazione**

La verifica a fessurazione viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.4.5 delle NTC18 rispettando le limitazioni imposte dalla verifica della fessurazione senza calcolo diretto.

La verifica viene riportata a favore di sicurezza in combinazione rara che fornisce sollecitazioni e quindi tensioni sicuramente maggiori rispetto a quelle ottenute in combinazione di carico quasi permanente e frequente.



Combinazione Rara:  $M_{Ed} = 86 \text{ kNm}$

**Trave A - Sezione Campata AB**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 15 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	-30
4	0	-30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	40	-6
2	3.14	65.3	-6
3	3.14	14.8	-6
4	3.14	65.3	-24
5	3.14	45.2	-24
6	3.14	34.8	-24

Tipologia Sezione:  Rettan.re  Trapezi  a T  Circolare  Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali: B450C C28/35

$\epsilon_{su}$ 10 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -8.948 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰	$\sigma_s$ 206 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14.86	$\epsilon_s$ 1.03 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8	d 24.01 cm
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	x 9.472 x/d 0.3945
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6667	$\delta$ 0.9331
	$\tau_{c1}$ 1.971	

$\sigma_s = 206 \text{ MPa}$   $\phi_{max}$  (QUASI PERMANENTE INTERPOLANDO) = 23 >  $\phi_{20}$  → VERIFICA SODDISFATTA

## 15.7 Trave "B" Filo 8/A-C

Si riporta nel seguito uno stralcio della copertura in cui è evidenziata la Trave "A"

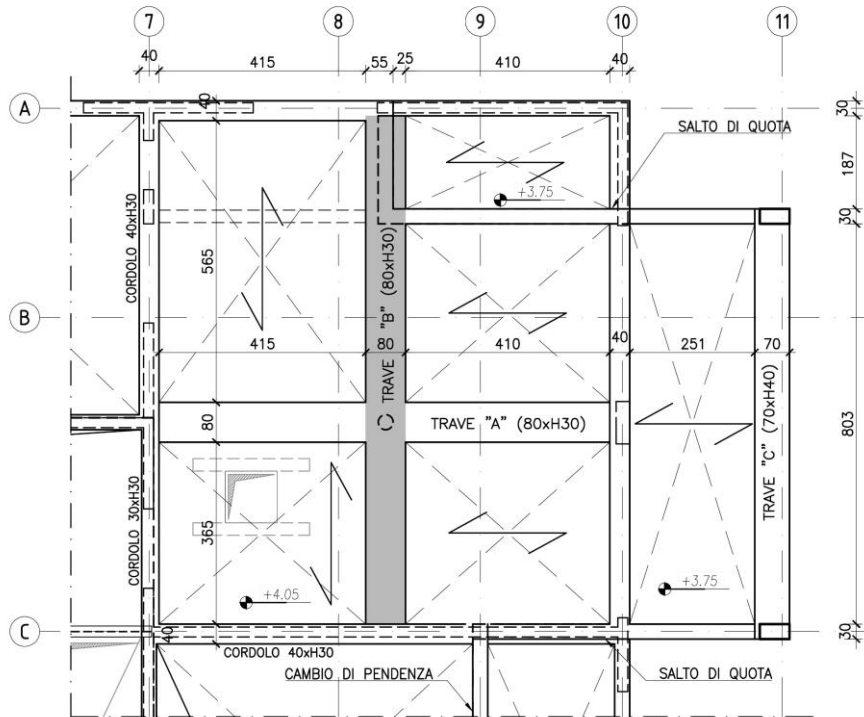


Figura 14 – Stralcio Pianta di Copertura

Si tratta di una trave in spessore di solaio con sezione 80xH30 cm, fra i punti B e D. Fra i punti A e B la trave cambia sezione per raccordare i solai che si trovano a quote diverse. Per l'esatta geometria si rimanda agli elaborati grafici.

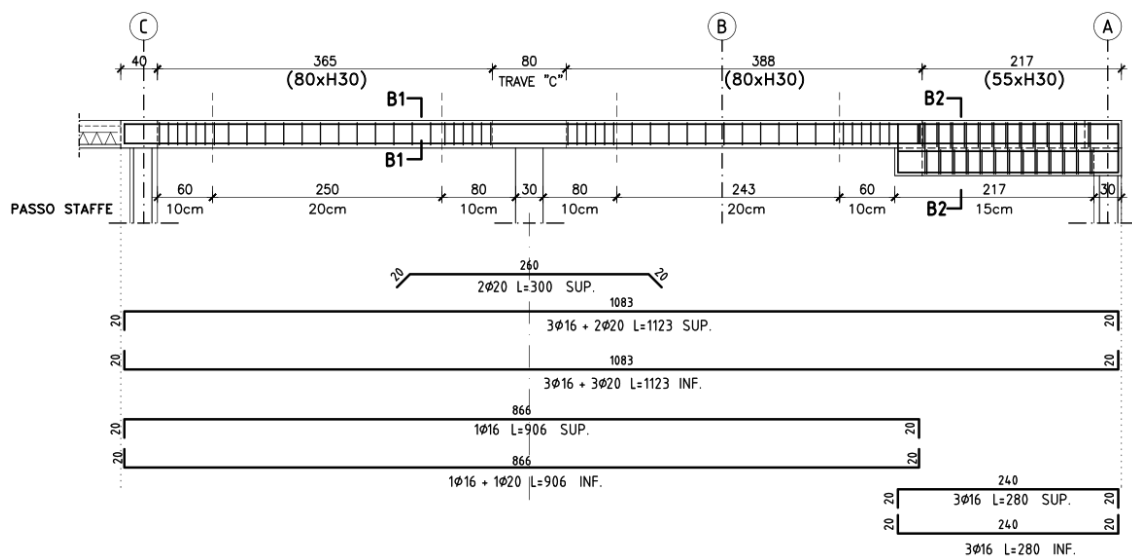
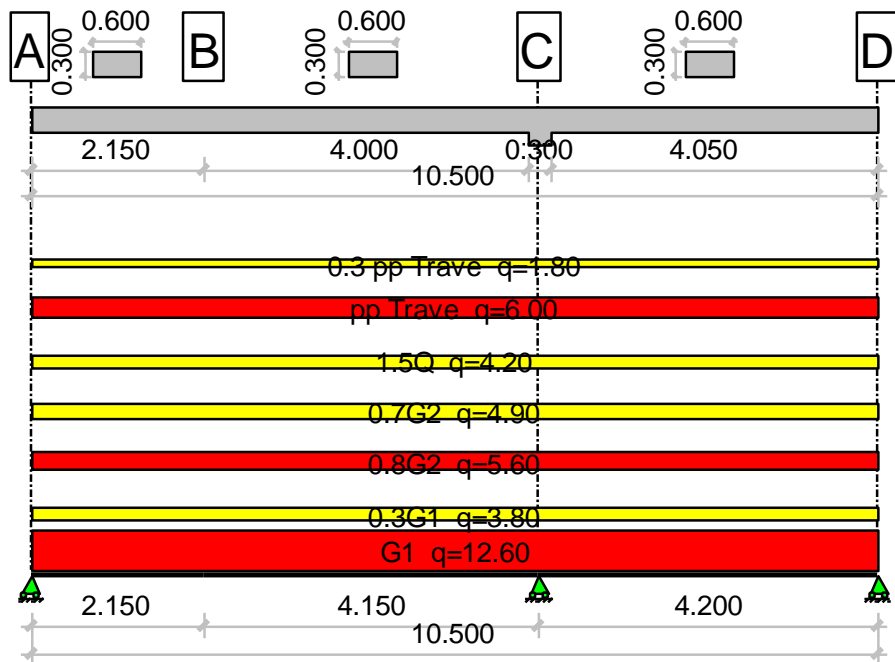


Figura 15 – Armatura Trave "B"

### SCHEMA STATICO



### SOLLECITAZIONI

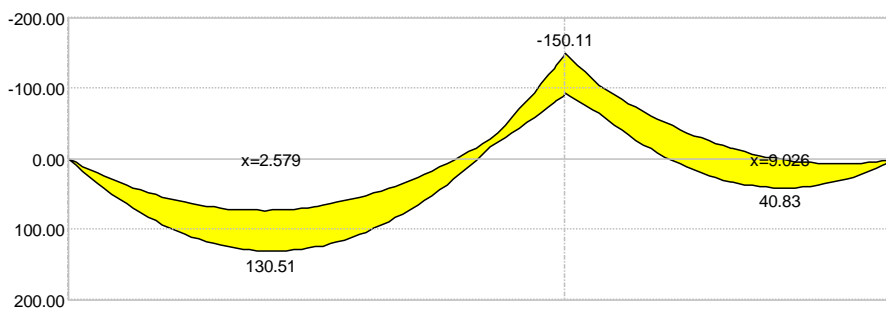


Figura 16 – Momenti [kN/m]

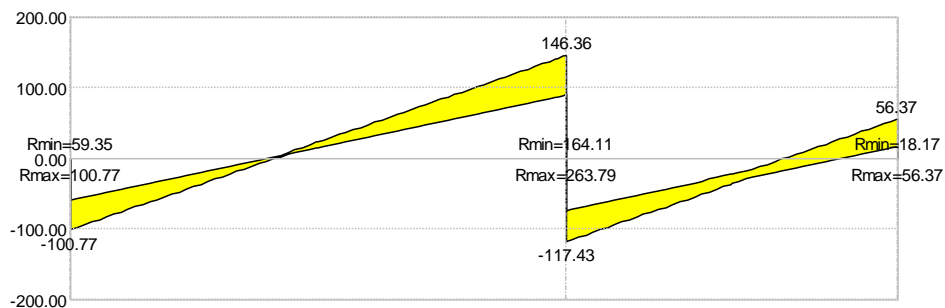


Figura 17 – Tagli [kN]

### 15.7.1 Momento Resistente campata AC

**Titolo:** Trave B - campata AC

N° figure elementari: 1 **Zoom**      N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	30	1	14.33	5
			2	20.61	24

Sollecitazioni: S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 130.5      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

P.to applicazione N:  Centro       Baricentro cls  
 Coord.[cm]      xN 0      yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 168.7 kNm

Materiali: **B450C**      **C28/35**

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰      ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²      ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm²      f<sub>cd</sub> 15.87 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 [?]  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰      σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 10.29 ‰  
d 24 cm  
x 6.093      x/d 0.2539  
δ 0.7574

Tipo Sezione:  Rettan.re       Trapezi  
 a T       Circolare  
 Rettangoli       Coord.

Metodo di calcolo:  S.L.U. +       S.L.U. -  
 Metodo n

Tipo flessione:  Retta       Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd      Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm      Col. modello  
 Precompresso

Verifica a flessione

$C/D = 168.7/130.5 = 1.29$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### 15.7.2 Momento Resistente appoggio C

**Titolo:** Trave B - appoggio C

N° figure elementari: 1 **Zoom**      N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	30	1	20.61	5
			2	20.61	24

Sollecitazioni: S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> -150.1      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

P.to applicazione N:  Centro       Baricentro cls  
 Coord.[cm]      xN 0      yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -175.3 kNm

Materiali: **B450C**      **C28/35**

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰      ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²      ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm²      f<sub>cd</sub> 15.87 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 [?]  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰      σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 9.779 ‰  
d 25 cm  
x 6.589      x/d 0.2636  
δ 0.7695

Tipo Sezione:  Rettan.re       Trapezi  
 a T       Circolare  
 Rettangoli       Coord.

Metodo di calcolo:  S.L.U. +       S.L.U. -  
 Metodo n

Tipo flessione:  Retta       Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd      Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm      Col. modello  
 Precompresso

Verifica a flessione

$C/D = 175.3/150.1 = 1.17$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### 15.7.3 Taglio Resistente

Viene condotta la verifica nel punto con la maggiore sollecitazione a taglio. In tale sezione sono poste in opera staffe 2 Ø10 passo 10cm con 4 bracci.

#### 4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

d=	240 mm	altezza utile della sezione
b <sub>w</sub> =	800 mm	larghezza minima della sezione
A <sub>sw</sub> =	3.14 cm <sup>2</sup>	area armatura trasversale
s=	100 mm	passo delle staffe
α=	90 °	inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ=	45 °	inclinazione puntoni compressi
1 <= ctg θ =	1.00 <= 2,5	OK !
f <sub>yd</sub> =	391.30 MPa	
f' <sub>cd</sub> =	7.93 MPa	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (f' <sub>cd</sub> =0,5 f <sub>cd</sub> )
N <sub>Ed</sub> =	0 kN	forza di compressione (positiva se di compressione)
V <sub>Ed</sub> =	146.4 kN	Valore di Calcolo della forza di taglio
σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa	Tensione media di compressione
α <sub>c</sub> =	1.000	Coefficiente maggiorativo

$$\text{Resistenza di calcolo a "taglio trazione"} \quad V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 265.40 \text{ kN} \quad (4.1.18)$$

$$\text{Resistenza di calcolo a "taglio compressione"} \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rcd} = 685.44 \text{ kN} \quad (4.1.19)$$

$$V_{Rd} = 265.40 \text{ kN} \quad (4.1.20)$$

$$265.4 \text{ kN} \quad \geq \quad 146.4 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0.55 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

### 15.7.4 Verifica a Deformabilità

La verifica a deformabilità viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.2 delle NTC18 e la formula:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad [C4.1.4]$$

$$\lambda = l/h = 6.30/0.30 = 21.0$$

$$\rho = A_{s,long} / (80 \cdot h) = 20.6 / (80 \cdot 30) = 0.86\%$$

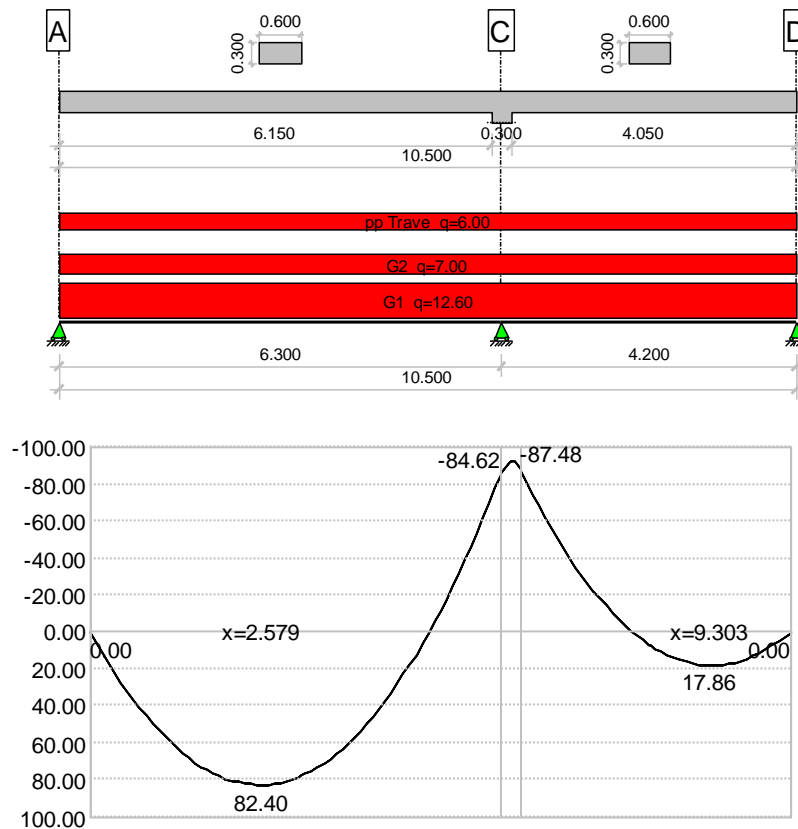
$$\lambda = 21.0 < 1.3 \cdot (11 + 0.0015 \cdot 28 / 0.0086) \cdot (500 / 450 \cdot 1.33) = 1.3 \cdot 15.9 \cdot 1.48 = 30.6$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 15.7.5 Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.4.5 delle NTC18 rispettando le limitazioni imposte dalla verifica della fessurazione senza calcolo diretto.

La verifica viene riportata con la combinazione di carico quasi permanente con limitazione delle fessurazioni a w<sub>2</sub>= 0.3mm



Combinazione Quasi Permanente:  $M_{Ed} = 87.5 \text{ kNm}$

**Titolo:** Trave B - Sezione Appoggio C

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 16 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	-30
4	0	-30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	43.3	-6
2	3.14	36.8	-6
3	3.14	62.8	-6
4	3.14	17.3	-6
5	3.14	62.8	-24
6	3.14	43.3	-24

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 $N_{Ed}$  0 kN  
 $M_{xEd}$  -87.5 kNm  
 $M_{yEd}$  0

**P.to applicazione N**  
 Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
 B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  10 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  14.88  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

**Verifica**  
 $\sigma_c$  -8.94 N/mm²  
 $\sigma_s$  210.1 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1.051 ‰  
 $d$  24.02 cm  
 $x$  9.357  $x/d$  0.3895  
 $\delta$  0.9269

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

$\sigma_s = 210.1 \text{ MPa}$   $\phi_{max}(\text{QUASI PERMANENTE INTERPOLANDO}) = 22 > \phi 20 \rightarrow$

VERIFICA SODDISFATTA



## 15.8 Trave "C" Filo 11/A-C

Si riporta nel seguito uno stralcio della copertura in cui è evidenziata la Trave "C"

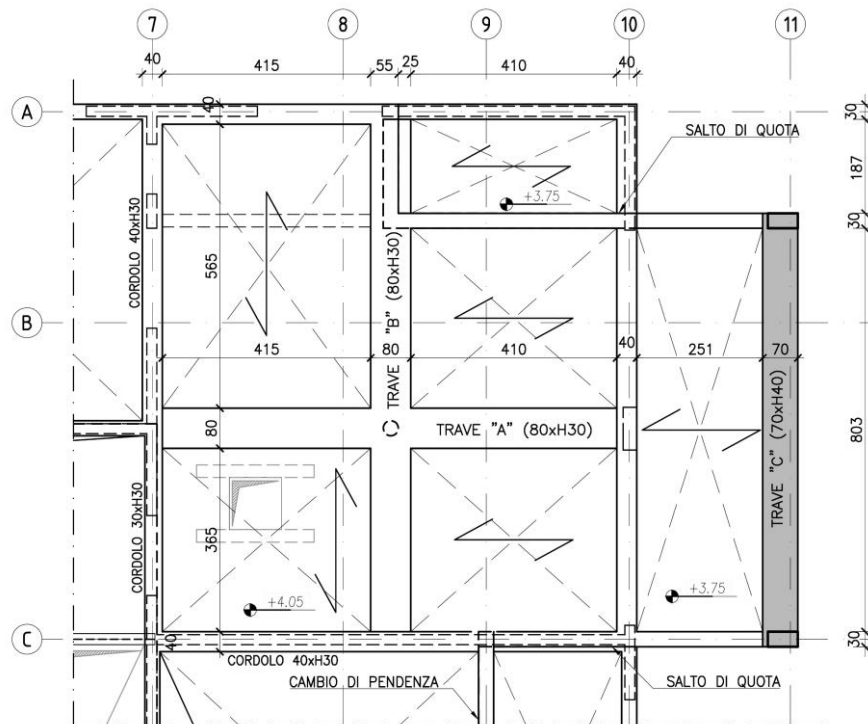


Figura 18 – Stralcio Pianta di Copertura

Si tratta di una trave sovra-sorgente con sezione 70xH40 cm, armata come di seguito riportato.

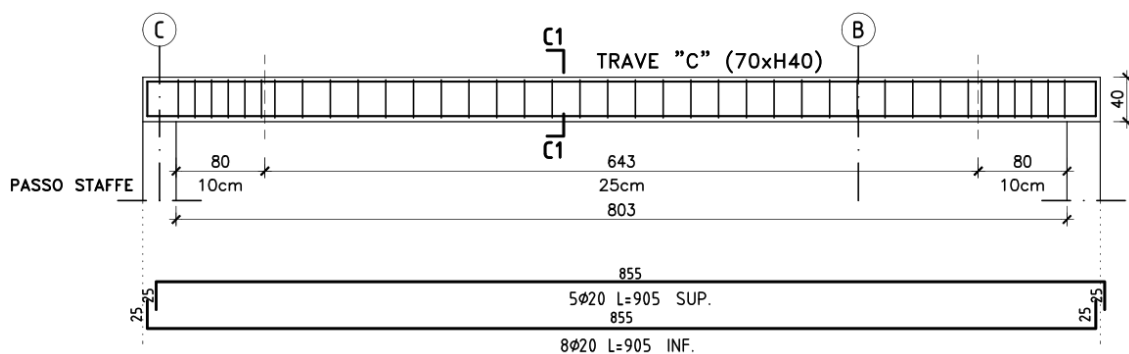


Figura 19 – Armatura Trave "C"

### SCHEMA STATICO

E' una trave ad una sola campata in semplice appoggio con luce di calcolo  $L=8.3m$ .

Larghezza di influenza:  $i= 2m$

$$q_{SLU} = [4.5 \times 1.3 + (2.5 + 1.0) \times 1.5] \times 2 = [5.85 + 5.25] \times 2 = 22.2 \text{ kN/m}$$

p.p. trave 70XH40= 7 kN/m

p.p. solaio su 70cm= 4.5x0.7= 3.15 kN/m

Aggiungiamo al carico totale l'incremento del peso proprio dovuto alla trave:

$$\Delta_{p.p.} = (7 - 3.15) \times 1.3 = 5.0 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLU} = 22.2 + 5 = 27.2 \text{ kN/m}$$

### SOLLECITAZIONI

$$M_{sd} = ql^2/8 = 234.2 \text{ kNm} < M_{Rd} = 298.1 \text{ kNm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{sd} = 0.5ql = 112.9 \text{ kN} < V_{Rd} = 375 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 15.8.1 Momento Resistente

**Titolo:** Trave filo 11

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	40	1	15.71	5
			2	25.13	34

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

**P.to applicazione N**  
 Centro     Baricentro cls  
 Coord. [cm]    xN 0    yN 0

**Materiali**  
B450C      C28/35

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰    ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²    ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200000 N/mm²    f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰    σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²    τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>Rd</sub> 298.1 kNm  
σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 13.03 ‰  
d 34 cm  
x 7.197    x/d 0.2117  
δ 0.7046

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+     S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione:**  
 Fletta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>o</sub> 0 cm    Col. modello  
 Precompresso

### 15.8.2 Taglio Resistente

Viene condotta la verifica nel punto con la maggiore sollecitazione a taglio. In tale sezione sono previste staffe 2 Ø10 passo 10cm con 4 bracci.

**4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio**

d=	340 mm	altezza utile della sezione
b <sub>w</sub> =	700 mm	larghezza minima della sezione
A <sub>sw</sub> =	3.14 cm <sup>2</sup>	area armatura trasversale
s=	100 mm	passo delle staffe
α=	90 °	inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ=	45 °	inclinazione puntoni compressi
1 <= ctg θ =	1.00 <= 2,5	OK !
f <sub>yd</sub> =	391.30 MPa	
f' <sub>cd</sub> =	7.93 MPa	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (f' <sub>cd</sub> =0,5 f <sub>cd</sub> )
N <sub>Ed</sub> =	0 kN	forza di compressione (positiva se di compressione)
V <sub>Ed</sub> =	112.9 kN	Valore di Calcolo della forza di taglio
σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa	Tensione media di compressione
α <sub>c</sub> =	1.000	Coefficiente maggiorativo

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"  $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$

V<sub>Rsd</sub> = 375.98 kN (4.1.18)

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"  $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$

V<sub>Rcd</sub> = 849.66 kN (4.1.19)

V<sub>Rd</sub> = 375.98 kN (4.1.20)

376 kN >= 112.9 kN VERIFICA SODDISFATTA

V<sub>Ed</sub> / V<sub>Rd</sub> = 0.30 VERIFICA SODDISFATTA

**15.8.3 Verifica a Deformabilità**

La verifica a deformabilità viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.2 delle NTC18 e la formula:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad [C4.1.4]$$

λ = l/h = 8.30/0.40 = 20.7

ρ = A<sub>s,long</sub> / (80·h) = 25.1 / (70 · 40) = 0.90%

λ = **20.7** < 1.0 · (11 + 0.0015 · 28/0.0090) · (500/450 · 1.28) = 1.0 · 15.7 · 1.42 = **22.3**

**VERIFICA SODDISFATTA**

**15.8.4 Verifica a Fessurazione**

La verifica a fessurazione viene condotta in accordo al §C4.1.2.2.4.5 delle NTC18 rispettando le limitazioni imposte dalla verifica della fessurazione senza calcolo diretto.

La verifica viene riportata con la combinazione di carico quasi permanente con limitazione delle fessurazioni a w<sub>2</sub>= 0.3mm

q<sub>QP</sub>= [4.5+2.5] × 2= 14.0 kN/m

p.p. trave 70XH40= 7 kN/m

p.p. solaio su 70cm= 4.5x0.7= 3.15 kN/m

Aggiungiamo al carico totale l'incremento del peso proprio dovuto alla trave:

$$\Delta_{p.p.} = 7 - 3.15 = 3.9 \text{ kN/m}$$

$$q_{QP} = 14.0 + 3.9 = 17.9 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = ql^2/8 = 154.1 \text{ kNm}$$

**Titolo:** Trave C - sezione in campata

N° Vertici:  Zoom  N° barre:  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	70	0
3	70	-40
4	0	-40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	35	-6
2	3.14	65.3	-6
3	3.14	45.8	-6
4	3.14	24.3	-6
5	3.14	4.8	-6
6	3.14	65.3	-34

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  154.1 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**  
B450C C28/35

ε <sub>su</sub> <input type="text" value="10"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰	σ <sub>c</sub> <input type="text" value="-8.911"/> N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391.3"/> N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3.5"/> ‰	σ <sub>s</sub> <input type="text" value="209.8"/> N/mm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200'000"/> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="14.88"/> ‰	ε <sub>s</sub> <input type="text" value="1.049"/> ‰
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0.8"/> ‰	d <input type="text" value="34.01"/> cm
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="11"/>	x <input type="text" value="13.24"/> x/d <input type="text" value="0.3891"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0.6667"/>	δ <input type="text" value="0.9264"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="1.971"/>	

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

$$\sigma_s = 209.8 \text{ MPa} \quad \phi_{\max}(\text{QUASI PERMANENTE INTERPOLANDO}) = 22 > \phi_{20} \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

### 15.9 Verifica travi in legno lamellare di copertura

Si riporta la verifica delle travi di copertura presenti nell'androne. Le travi hanno sezione rettangolare B20xH48 e sono poste ad interasse massimo pari a: i= 1.8m.

Lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio con luce di calcolo pari a L=6.3m.

**IDENTIFICAZIONE TRAVE:** Trave copertura androne

Tipo di legno: **Legno lamellare incollato**  
 Classe di resistenza legno: **GL24c**  
 Classe di servizio: **Classe1**

**Valori di  $K_{mod}$  in funzione della Classe di servizio e della Classe di durata del carico (NTC18 Tab.4.4.IV):**

Permanente	0.60	Lunga	0.70
Media	0.80	Breve	0.90
Istantanea	1.10		

**Valori di  $K_{def}$  in funzione della Classe di servizio (NTC18 Tab.4.4.V):**  $K_{def} = 0.60$

**Definizione Classe di durata carichi di progetto (NTC08 Tab.4.4.I):**

Peso proprio trave ( $G_{k1}$ )	<b>Permanente</b>	$K_{mod,I} =$	0.60
Peso proprio copertura ( $G_{k1}$ )	<b>Permanente</b>	$K_{mod,II} =$	0.60
Permanenti ( $G_{k2}$ )	<b>Permanente</b>	$K_{mod,III} =$	0.60
Accidentali ( $Q_{k1}$ )	<b>Media</b>	$K_{mod,IV} =$	0.80

**Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale (NTC18 Tab.4.4.III)**

NTC18 Tab.4.4.III	SLU		SLE
	Comb. Fond.	Comb. Ecc.	Comb.rara
$\gamma_M =$	1.45	1.00	1.00

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE**

**Valori caratteristici di resistenza**

$f_{m,g,k}$	24.00 MPa
$f_{t,0,g,k}$	14.00 MPa
$f_{t,90,g,k}$	0.35 MPa
$f_{c,0,g,k}$	21.00 MPa
$f_{c,90,g,k}$	2.40 MPa
$f_{v,g,k}$	2.20 MPa

Val. di prog. [MPa]	$K_{mod,I}=0.6$	$K_{mod,II}=0.6$	$K_{mod,III}=0.6$	$K_{mod,IV}=0.8$
$f_{m,g,d}$	9.93	9.93	9.93	13.24
$f_{t,0,g,d}$	5.79	5.79	5.79	7.72
$f_{t,90,g,d}$	0.14	0.14	0.14	0.19
$f_{c,0,g,d}$	8.69	8.69	8.69	11.59
$f_{c,90,g,d}$	0.99	0.99	0.99	1.32
$f_{v,g,d}$	0.91	0.91	0.91	1.21

**Valori modulo elastico**

$E_{0,g,mean}$	11.6 GPa
$E_{0,g,05}$	9.4 GPa
$E_{90,g,mean}$	0.32 GPa
$G_{g,mean}$	0.59 GPa

**Massa volumica caratteristica**

$\rho_{g,k}$	350 kg/m <sup>3</sup>
$\rho_{g,m}$	0 kg/m <sup>3</sup>

**DATI DI VERIFICA**

**1a) Caratteristiche geometriche**

luce fra gli appoggi	$L =$	6.30 m
interasse fra le travi	$i =$	1.80 m
base della sezione	$b =$	20 cm
altezza della sezione	$h =$	48 cm
area influenza per carichi concentrati	$A_{inf} =$	0 m <sup>2</sup>

**1b) Caratteristiche statiche della sezione**

$J =$	184320.0 cm <sup>4</sup>	$W =$	7680.0 cm <sup>3</sup>
$A =$	960.0 cm <sup>2</sup>	$S =$	5760.0 cm <sup>3</sup>

**2) Analisi carichi**

Carichi $G_k$ e $Q_k$	progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	distr. [kN/m]	conc. [kN]	$l_{impr.}$ [m]
Peso proprio trave ( $G_{k1}$ )=	0.32	0.58	0.00	0.00
Peso proprio altri elementi ( $G_{k1}$ )=	2.05	3.69	0.00	0.00
Permanenti ( $G_{k2}$ )=	1.40	2.52	0.00	0.00
Accidentali ( $Q_{k1}$ )=	1.00	1.80	0.00	0.00
Totale=	4.77	8.59		

**3) Coefficienti di combinazione**

$\gamma_{G1}$ =	1.30	$\psi_{21}$ =	0.20	Cat.I	Quasi permanente
$\gamma_{G2}$ =	1.50	$\psi_{11}$ =	0.40	Cat.I	Frequente
$\gamma_{Q1}$ =	1.50				

**VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

**1) Combinazione di carico 1**

$$F_{d,1} = \gamma_{G1} \times G_{k1} + \gamma_{G2} \times G_{k2} + \gamma_Q \times Q_{k1}$$

$$K_{mod,1} = 0.8$$

M_SLU,1 [kNm]=	59.66
T_SLU,1 [kN]=	37.88
M_rara,1 [kNm]=	42.60
T_rara,1 [kN]=	27.05

$$M_{SLU,1}/K_{mod,1} = 74.58$$

$$T_{SLU,1}/K_{mod,1} = 47.35$$

**2) Combinazione di carico 2 (solo permanenti)**

$$F_{d,1} = \gamma_{G1} \times G_{k1} + \gamma_{G2} \times G_{k2}$$

$$K_{mod,2} = 0.6$$

M_SLU,2 [kNm]=	46.27
T_SLU,2 [kN]=	29.38
M_rara,2 [kNm]=	33.67
T_rara,2 [kN]=	21.38

$$M_{SLU,2}/K_{mod,2} = 77.11$$

$$T_{SLU,2}/K_{mod,2} = 48.96$$

Più gravosa comb2

Più gravosa comb2

**Verifica a flessione secondo NTC08 §4.4.8.1.6**

Coefficiente moltiplicativo	$K_h =$	1.00
Tipo di sezione:	rettangolare $K_m =$	0.70

$$f_{m,y,d} = 9.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0.61 \quad \text{VERIFICATO}$$

**Verifica a taglio NTC08 §4.4.8.1.9**

$$f_{v,d} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_d / f_{v,d} = 0.50 \quad \text{VERIFICATO}$$

**VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

**Verifica di deformazione secondo EC5 Parte 1-1 §7.2**

$u_{1,ist}$  = freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti  $G_{k1}$  e  $G_{k2}$

$u_{2,ist}$  = freccia istantanea dovuta ai carichi accidentali  $Q_k$

$u_{net,fin}$  = freccia finale (tiene conto degli effetti viscosi)

$u_e$  = monta della trave (se applicata)

$$u_{1,ist} [\text{cm}] = 0.65$$

$$u_{2,ist} [\text{cm}] = 0.17 = L / 3648$$

$$u_{net,fin} [\text{cm}] = 1.24 = L / 510$$

Limiti

$$L / 300 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$L / 250 \quad \text{VERIFICATO}$$

**CONTROLLO VERIFICHE RIASSUNTIVO**

VERIFICHE SLU		VERIFICHE SLE	
Flessione	Taglio	Deformazione	Vibrazione
OK	OK	OK	

15.9.1 Verifica connessione a lama interna delle travi

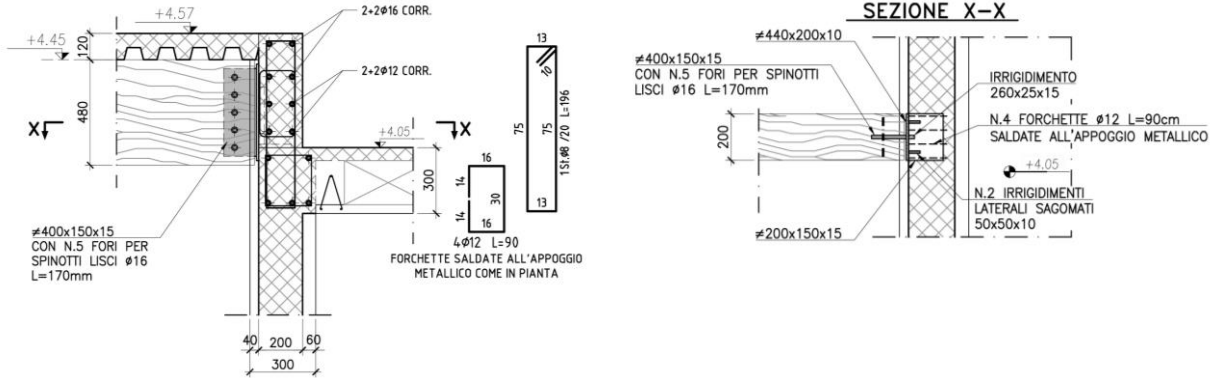


Figura 20 – Appoggio trave in legno su muratura

<b>Identificativo</b> Connessione a lama interna travi		Stampato il 30/08/2021 X_Spinotti Rev. 3.2 SBO	
<b>Classe di Servizio</b> 1		$\gamma_{Mconnex} = 1.50$	
<b>Durata del carico</b> Breve		$k_{mod} = 0.90$	
<b>Tipologia</b> 4 Legno-Acciaio lama interna		<b>angolo forza con direzione fibre</b> $\alpha_F = 90.00^\circ$ ( $-90^\circ < \alpha < 360^\circ$ )	
<b>LEGGNO</b> Tipologia Lamellare Classe di Resistenza <b>GL 24c</b> Spessore $t = 17$ [cm] Densità caratteristica $\rho_{g,knom} = 365$ [Kg/m <sup>3</sup> ] Resistenza caratteristica a rifollamento $f_{t,u,k} = 15.81$ [N/mm <sup>2</sup> ] Spessore Effettivo $t_{eff} = 7.2$ [cm]		<b>CONNETTORE Spinotto</b> Classe <b>S 355</b> Diametro $d = 16$ [mm] Numero di connettori sulla stessa fila $n = 5$ Interasse connettori lungo la fibratura $a_1 = 80$ [mm]	
<b>PIASTRA / RONDELLA</b> Spessore $t = 15$ [mm] INTERMEDIA Diametro Rondella $d_r = 20$ [mm]		numero efficace connettori lungo la fibratura $n_{ef,0} = 3.35$ numero efficace connettori ortogonali alla fibratura $n_{ef,90} = 5.00$ numero efficace bulloni interpolato $n_{ef} = 5.00$ efficienza del singolo connettore $n_{ef}/n = 1.00$	
<b>Portata in senso Assiale</b> Resistenza caratteristica a trazione $f_{t,k} = 510$ [N/mm <sup>2</sup> ] Max rondella efficace $d_{max} = 64.00$ [mm] Carico critico max (con max rondella) $F_{axl} = 22.62$ [kN] Carico critico del gambo metallico $F_{axA} = 80.07$ [kN] Carico critico con rondella di progetto $F_{axMbx} = 0.85$ [kN] Capacità portante assiale $F_{ax,d} = 0.51$ [kN]		<b>Valori minimi di spaziature e distanze (in mm)</b> $a_1 = 48.00$ $a_{3,t} = 112.00$ $a_{4,t} = 64.00$ $a_2 = 48.00$ $a_{3,c} = 112.00$ $a_{4,c} = --$	
<b>Portata per taglio</b> Carico critico sul singolo piano di taglio $R_{tk} = 11.30$ [kN] Effetto Cordata associato a $R_{tk}$ $\Delta R_{tk} = 0.00$ [kN] Carico critico totale del connettore $R_k = 22.60$ [kN]			
<b>Meccanismo di Rottura</b> 		<b>Capacità portante totale del connettore</b> $R_d = 13.56$ [kN] <b>Capacità portante totale della fila di connettori</b> $R_{d,fil} = 67.79$ [kN]	

Il taglio massimo in appoggio risulta pari a :  $V_{Ed} = 49$  kN, pertanto rapporto Capacità su Domanda della connessione risulta:

$C/D = 67.8/49 = 1.38$

**VERIFICA SODDISFATTA**



## 15.10 Verifica travi IPE600

Si riporta la verifica della trave di copertura maggiormente sollecitata.

Le travi in acciaio di maggior lunghezza sono quelle da realizzare sul filo D e sul filo E.

Si riporta lo schema statico completo dei carichi di entrambe le soluzioni e si riporteranno poi i diagrammi delle sollecitazioni della trave staticamente più impegnata.

### TRAVE FILO D

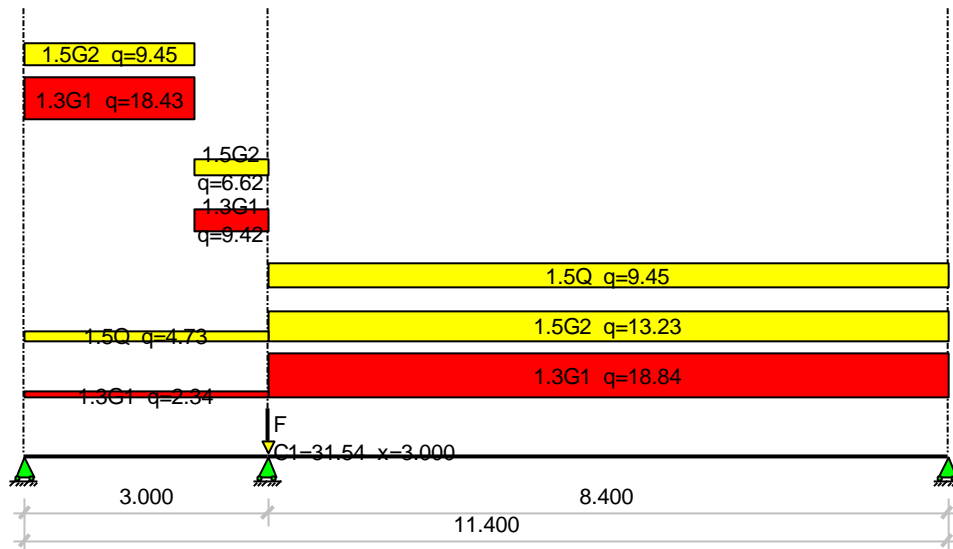


Figura 21 – Schema Statico Trave Filo “D”

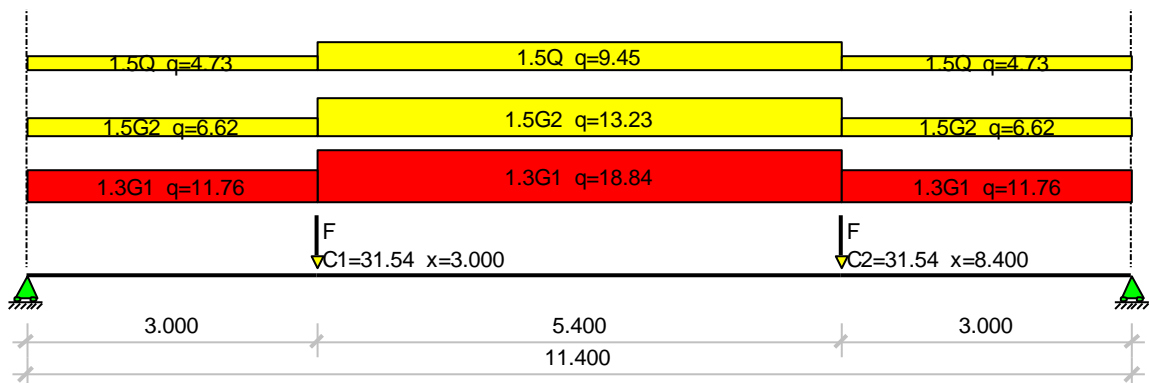


Figura 22 – Schema Statico Trave Filo “E”

La travatura maggiormente sollecitata è quella del Filo “E”.

### SOLLECITAZIONI

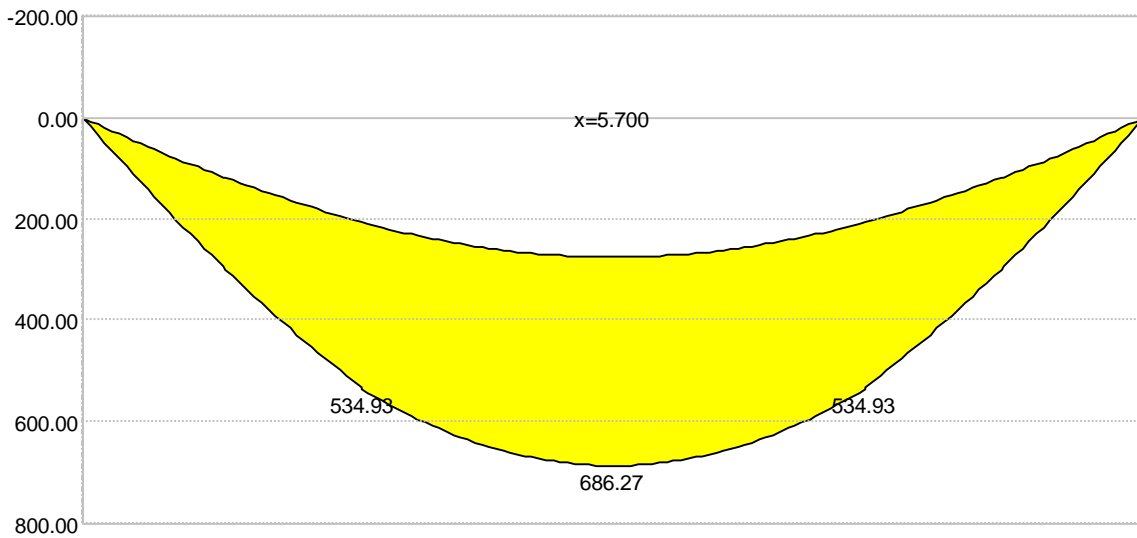


Figura 23 – Momenti [kN/m]

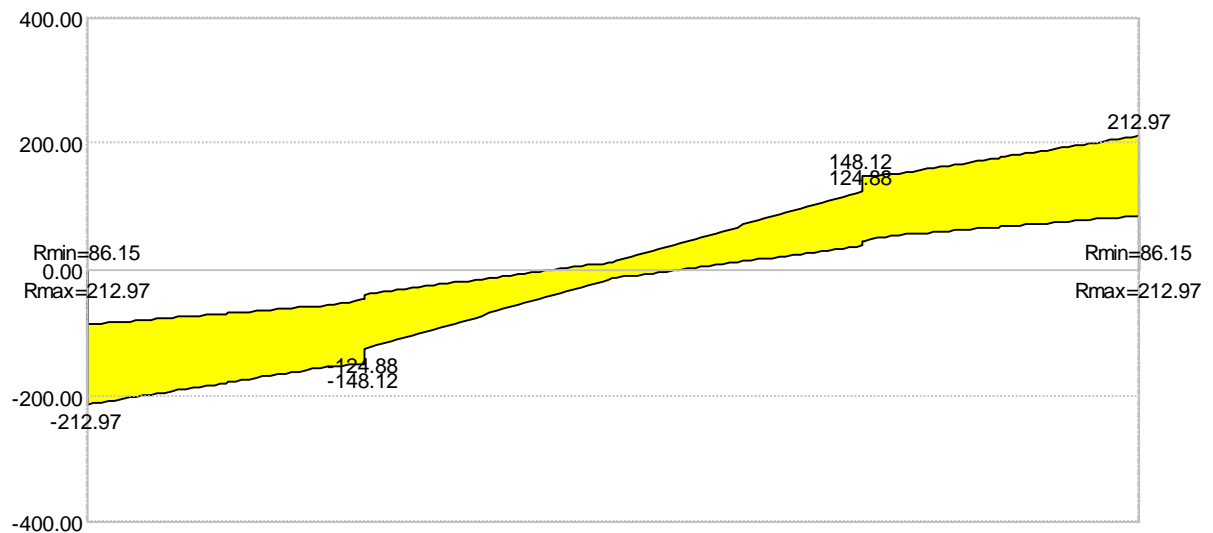


Figura 24 – Tagli [kN]

### 15.10.1 Momento Resistente

$$M_{Rd} = W \times f_{yk} / \gamma_{M0} = (3070 \times 2750 / 1.05) / 10000 = 804.0 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} / M_{Ed} = 804 / 686.3 = 1.17$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### 15.10.2 Taglio Resistente

$$A_v = 1.2 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = 0.577 \times A_v \times f_{yk} / \gamma_{M0} = (0.577 \times 72 \times 2750 / 1.05) / 100 = 1088 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd}/V_{Ed} = 1088/213 = 5.11$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 15.10.3 Verifica a Deformabilità

Si riporta lo schema statico con i carichi in combinazione rara e successivamente si riporta lo spostamento totale  $\delta_{max}$  e lo spostamento elastico  $\delta_2$  dovuto ai soli carichi variabili.

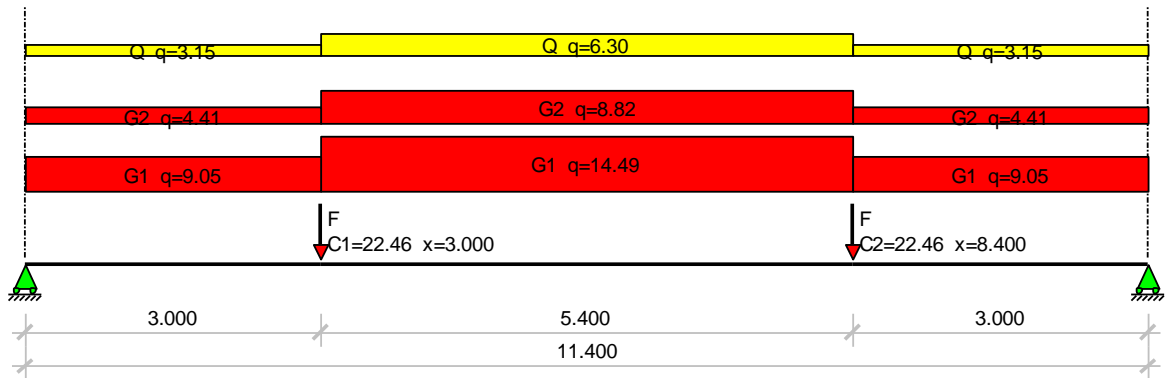


Figura 25 – Schema Statico Trave Filo “E” – Comb. RARA

$$\delta_{max} = 34.1 \text{ mm} = L/334 < L/250$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\delta_2 = 7.2 \text{ mm} = L/1583 < L/300$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 15.11 Resistenza a presso flessione delle pareti

A titolo esemplificativo, si riporta la verifica statica di una delle pareti interne maggiormente caricata.

La capacità portante al carico verticale di una parete per unità di lunghezza è pari a:

$$n_{rd} = \phi_T \cdot \phi_L \cdot f_{cd} \cdot t_{eff} \cdot (1 + \omega) = \phi_T \cdot \phi_L \cdot n_{rd,0}$$

#### CALCOLO DI $n_{rd,0}$

Spessore	t	20	cm
Larghezza montante	b	19	cm
Area calcestruzzo	Anucleo	380	cm <sup>2</sup>
Spessore efficace	$t_{eff}$	15.2	cm
Armatura verticale montanti	1	$\phi$	14    Passo    25    cm
Area acciaio verticale			1.54    cm <sup>2</sup>
Percentuale geometrica armatura verticale	$\rho$	0.41	%
Percentuale meccanica armatura verticale	$\omega$	13.48	%

Sollecitazione assiale resistente

$n_{Rd,0}$	2028	kN / m
------------	------	--------

ING. ALESSANDRO GASPARINI

via S. Mattia 17, 35121 Padova (PD) – ITALY

tel: +39/0498789913 fax: +39/0498312080 e-mail: posta@studio5ingegneria.com

---

I coefficienti  $\phi_T$  e  $\phi_L$  sono i fattori di riduzione della capacità portante che tengono conto degli effetti dovuti alla snellezza della parete e all'eccentricità dei carichi.

Nel caso in esame, il coefficiente riduttivo da applicare alla resistenza  $n_{rd,0}$  per ottenere la resistenza di progetto è pari a: 0.21, pertanto:

$$n_{Rd} = 0.21 \times 2028 = 425.9 \text{ kN/m}$$

Il massimo carico agente su tali pareti, come visto in precedenza (*vedi § 14.1.1-Sollecitazioni Trave di fondazione Filo E/6-9*) è pari a:  $n_{Ed} = 92.7 \text{ kN/m}$ , abbondantemente inferiore alla resistenza di progetto.

$$C/D = 425.9/92.7 = 4.59$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

## **15.12 Resistenza al fuoco**

La resistenza al fuoco richiesta alle strutture lignee e a quelle metalliche è **R30**, mentre quella richiesta alle strutture in calcestruzzo è **R60**.

### 15.12.1 Travi e colone in acciaio

Per gli elementi in acciaio la resistenza al fuoco è garantita dall'applicazione di idoneo strato di vernice intumescente.

### 15.12.2 Trai in legno

Le travi in legno hanno sezione maggiorata idonea a garantire la resistenza al fuoco richiesta.

### 15.12.3 Solai Predalles

I solai di tipo Predalles con “dalla” di spessore 4cm e barre poste al di sopra della stessa garantiscono i requisiti di resistenza al fuoco richiesti.

### 15.12.4 Travi, pilastri, pareti e solette piene

Travi, pilastri, pareti e solette garantiscono la resistenza al fuoco richiesta rispettando le dimensioni minime degli elementi strutturali e i relativi copriferri ad asse barra indicati nelle tabelle di cui al DM 16/02/2007.

## 16 VERIFICHE SISMICHE

L'azione sismica è fatta assorbire unicamente alle pareti in blocco cassero schematizzate come semplici mensole deformabili sia a flessione che a taglio. Gli architravi, le poche colonne e travi presenti sono considerate come elementi strutturali secondari non sismoresistenti.

Alcune pareti sono state forate per permettere il passaggio degli impianti. In alcuni casi, per la presenza di tali fori le pareti sono state prudenzialmente interamente trascurate o debitamente accorciate in funzione della posizione e invasività di tali fori.

### 16.1 Metodo di Analisi

Il metodo di analisi utilizzato è quello dell'analisi statica lineare che consiste nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data da:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j) \quad [7.3.3.2 \text{ NTC 2018}]$$

dove:

$$F_h = S_d(T1) W \lambda / g$$

$F_i$  forza da applicare al piano  $i$

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi delle masse ai piani  $i$  e  $j$  rispettivamente

$z_i$  e  $z_j$  sono le altezze dei piani  $i$  e  $j$  rispetto alle fondazioni

$S_d(T1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

$W$  è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0.85 se l'edificio ha almeno 3 piani e se  $T1 < 2 T_c$ , pari a 1.0 in tutti gli altri casi

$g$  è l'accelerazione di gravità

Nel caso in questione si è assunto:  $\lambda = 1$

Per la determinazione dell'accelerazione sismica allo SLV si fa riferimento ad uno spettro di progetto determinato mediante l'assunzione di un fattore di struttura  $q = k_r \cdot q_0 = 1 \cdot 1.5 = 1.5$

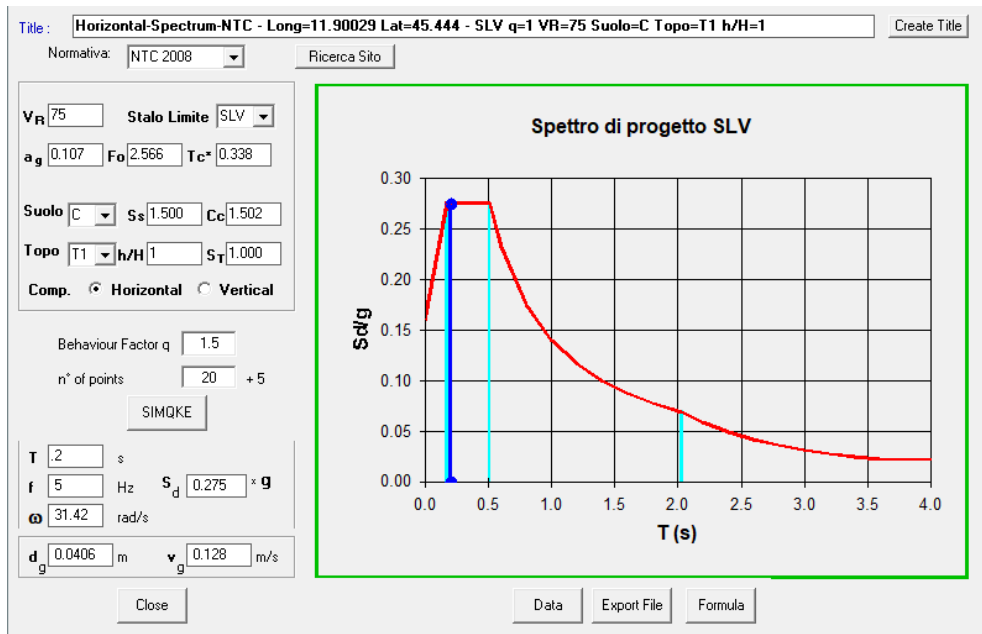


Figura 26 – Spettro di Progetto SLV –  $q=1.5$



Per determinare le sollecitazioni di taglio su ogni singola parete di controvento, le forze sono state ripartite in funzione delle rigidzze delle pareti secondo la seguente formulazione:

$$R_{ix} = \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}} \cdot F_{xtot} \pm \frac{M_{tx} \pm 0.3M_{ty}}{\sum K_{ix} \cdot y_i^2 + K_{iy} \cdot x_i^2} \cdot K_{ix} \cdot y_i$$

$$R_{iy} = \frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}} \cdot F_{ytot} \pm \frac{M_{ty} \pm 0.3M_{tx}}{\sum K_{ix} \cdot y_i^2 + K_{iy} \cdot x_i^2} \cdot K_{iy} \cdot x_i$$

## 16.2 Calcolo del Centro di Massa

Il calcolo del centro di massa viene effettuato mediante una media pesata dei singoli centri di massa delle diverse porzioni/tipologie di solaio per tenere conto della diversa distribuzione di carico in copertura.

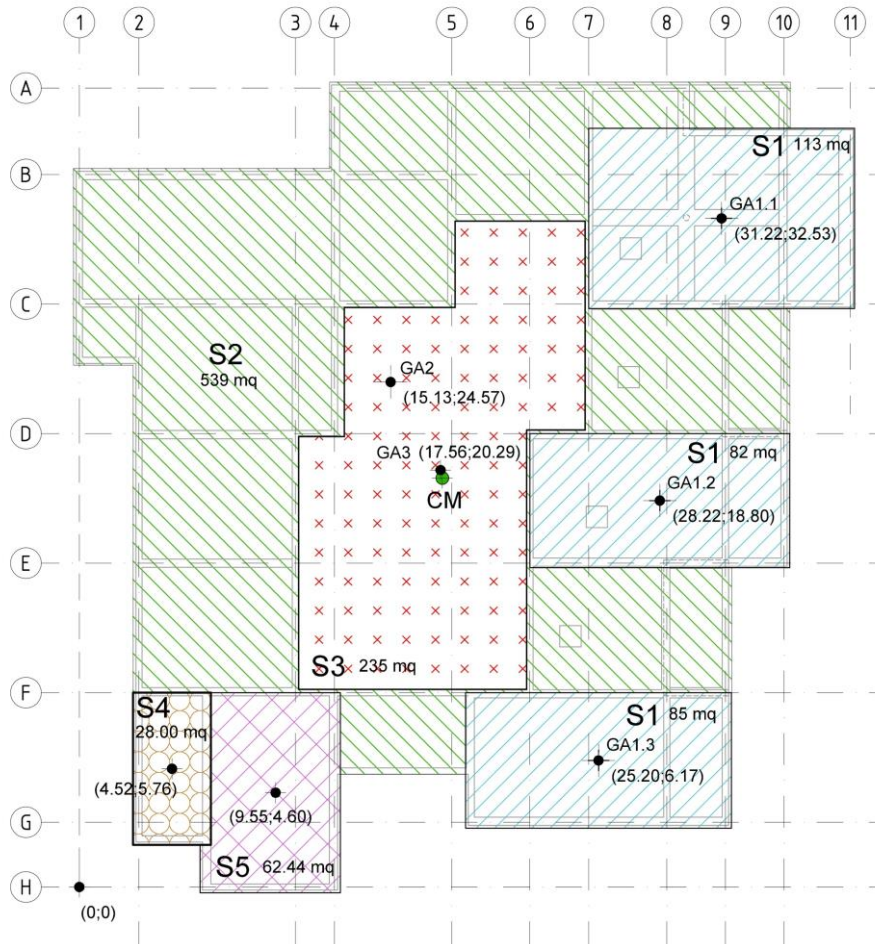


Figura 27 – Schema per definizione Centro di Massa

AREA	Descrizione	A [m <sup>2</sup> ]	G <sub>1</sub> +G <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	ψ <sub>2</sub>	q <sub>TOT</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>TOT</sub> [kN]	G <sub>x</sub> [cm]	G <sub>y</sub> [cm]	G <sub>x</sub> ·Q <sub>i</sub> [kNcm]	G <sub>y</sub> ·Q <sub>i</sub> [kNcm]
A1.1	Predalles+fotov.	113.22	7.0	1.0	0.0	7.0	792.54	3'122.0	3'253.0	2'474'310	2'578'133
A1.2	Predalles+fotov.	82.25	7.0	1.0	0.0	7.0	575.75	2'822.0	1'880.0	1'624'767	1'082'410
A1.3	Predalles+fotov.	85.11	7.0	1.0	0.0	7.0	595.77	2'524.0	617.0	1'503'723	367'590
A2	Predalles	539.02	6.5	1.0	0.0	6.5	3'503.63	1'513.0	2'457.0	5'300'992	8'608'419
A3	Legno-Acciaio	235.18	3.7	1.0	0.0	3.7	870.17	1'756.0	2'029.0	1'528'011	1'765'567
A4.1	Solaio centrale termica	28.00	9.2	5.0	0.8	13.2	369.60	452.0	576.0	167'059	212'890
A4.2	Solaio terrazza impianti	62.44	8.3	5.0	0.6	11.3	705.57	955.0	460.0	673'821	324'563
A4.1	Solaio copertura C.T.	28.00	5.0	1.0	0.0	5.0	140.00	425.0	576.0	59'500	80'640
		<b>1'173</b>					<b>7'553</b>			<b>13'332'184</b>	<b>15'020'211</b>
<b>CENTRO di MASSA</b>											
		<b>1'765</b>						<b>1'989</b>			

### 16.3 Verifiche di Resistenza (RES) a SLV

Vengono di seguito riportate le verifiche di resistenza delle pareti sismo-resistenti in blocco cassero.

#### 16.3.1 Resistenza Parete in Blocco Cassero sp. Tot 30cm

Le strutture in elevazione vengono realizzate mediante pareti in calcestruzzo armato gettate entro blocco cassero mineralizzato dallo spessore complessivo di 30 cm con le seguenti caratteristiche:

##### 16.3.1.1 Resistenza a Taglio

#### Resistenza a taglio - trasversi orizzontali

Lunghezza trasversi	l	6 cm	
Altezza trasversi	h <sub>t</sub>	11 cm	
Spessore trasversi	t <sub>t</sub>	10 cm	
Area trasversi	A <sub>t</sub>	110 cm <sup>2</sup>	
Interasse trasversi	i <sub>t</sub>	25 cm	
Resistenza a taglio di base	V <sub>r,cls</sub>	10.94 kN / m	
Armatura orizzontale trasversi	1	φ	14 Passo 25 cm
Area acciaio orizzontale		1.54 cm <sup>2</sup>	
Angolo meccanismo resistente a taglio	θ	32°	
Altezza del puntone	h <sub>eq</sub>	5.30 cm	
Larghezza montante equivalente	b <sub>eq</sub>	11.00 cm	
Resistenza del puntone di calcestruzzo	V <sub>cls</sub>	84 kN / m	
Resistenza del tirante	V <sub>s</sub>	151 kN / m	
Resistenza meccanismo	V <sub>r,s</sub> = min (V <sub>cls</sub> ; V <sub>s</sub> )	84 kN / m	
Resistenza a taglio totale	V <sub>Rd</sub> = V <sub>r,cls</sub> + V <sub>r,s</sub>	<b>95</b> kN / m	

La resistenza a taglio della singola parte in blocco cassero è pari dunque a:

$$V_{Rd} = 95 \text{ kN/m}$$

### 16.3.1.2 Resistenza a Presso-Flessione

Per esigenze sismiche le pareti in c.a. prevedono, oltre all'armatura di base diffusa, sia verticale che orizzontale su tutta la parete, delle armature concentrate alle estremità.

In considerazione del fatto che la struttura in esame presenta comportamento strutturale non dissipativo, nel seguito per il calcolo della resistenza flessionale dei setti si considereranno solamente le armature di estremità calcolando in tale maniera un momento resistente degli stessi in campo sostanzialmente elastico.

Il calcolo del momento resistente viene realizzato in via semplificata utilizzando come braccio delle forze interne una lunghezza pari a 0.85 volte la lunghezza del setto.

L'adeguatezza di tale assunzione è stata validata mediante il confronto dei momenti resistenti ricavati dalla formula semplificata e dal momento calcolato con il programma VCASlu, utilizzando come deformazioni ultime dei materiali quelle coincidenti con lo snervamento.

Verifica Setto X20 di lunghezza L=188cm

**Titolo:** Setto X20 - Momento sostanzialmente elastico

**N° Vertici:** 4 **Zoom** **N° barre:** 2 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	20	0
3	20	-188.8
4	0	-188.8

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	8.04	10	-12.5
2	8.04	10	-176.3

**Tipologia Sezione:**  Rettang. re  Trapezi  a T  Circolare  Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo:**  S.L.U. +  S.L.U. -  Metodo n

**Tipologia Flessione:**  Retta  Deviata

**Materiali:** B450C, C25/30

**Proprietà Materiali:**  
 $E_{su}$  1.96 ‰,  $E_{c2}$  2 ‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $E_{cu}$  2 ‰,  $E_s$  200'000 N/mm²,  $f_{cd}$  14.18,  $E_s/E_c$  15,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $E_{syd}$  1.957 ‰,  $\sigma_{c,adm}$  9.75,  $\sigma_{s,adm}$  260 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.6,  $\tau_{c1}$  1.829

**Calcoli:**  
 $M_{xRd}$  514.4 kNm,  $\sigma_c$  -6.527 N/mm²,  $\sigma_s$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_c$  0.5307 ‰,  $\epsilon_s$  1.96 ‰,  $d$  176.3 cm,  $x$  37.56 cm,  $x/d$  0.2131,  $\delta$  0.7063

**Parametri di Progetto:**  
**Metodo di calcolo:** S.L.U. +  
**Tipologia Flessione:** Retta  
**N° rett.** 100  
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>o</sub>** 0 cm **Col. modello**  
 Precompresso

Con il metodo semplificato il Momento resistente risulta:

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times (0.85L) = 8.04 \times 4500 / 1.15 \times (0.85 \times 188) = 503 \text{ kNm}$$

Il momento ottenuto dalla formula semplificata è inferiore a quello calcolato dal software ma in sostanziale accordo.

Un'ulteriore assunzione a favore di sicurezza è quella di trascurare il contributo stabilizzante del carico verticale agente sui vari setti.

### 16.3.2 Ripartizione della forza sismica

Nel seguito si riporta il calcolo della rigidezza dei vari setti considerati ed il calcolo della forza sismica da essi assorbita.

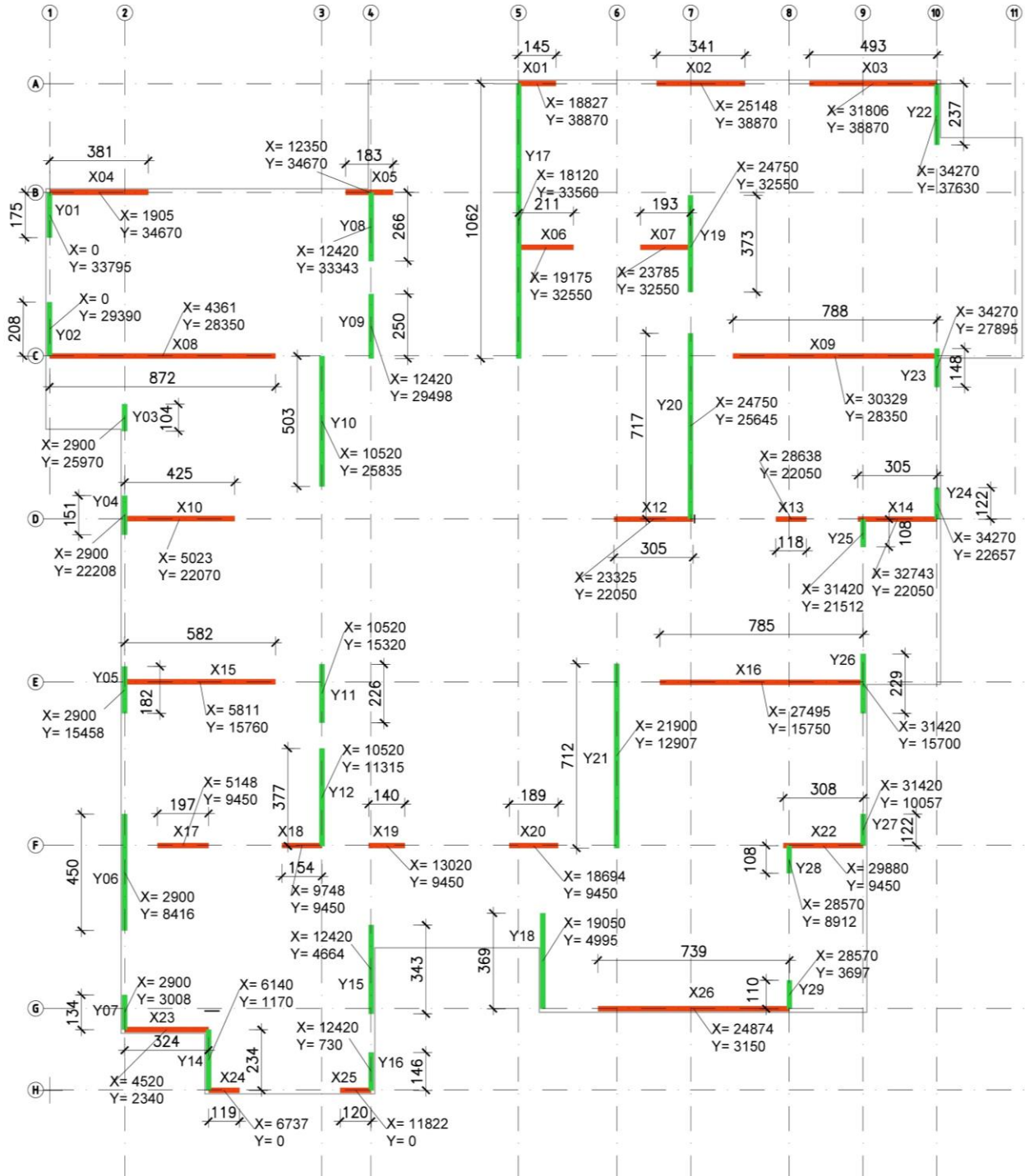


Figura 28 – Pianta dei setti Sismo Resistenti

Periodo fondamentale T1 [s] >0.15; <0.4

S <sub>d,el</sub> (T <sub>1</sub> ) [ag/g]:	0.41
q:	1.5
S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> ) [ag/g]:	0.27
λ:	1.0
Massa edificio M [t]	1101.4
Peso sismico edificio W [kN]	10800
F <sub>h</sub> [kN]:	2966

sp. Parete [mm]	200
E [MPa]	31476
G [MPa]	5961

Calcolo del centro di rigidità dell'edificio:

Primo solaio:

Direzione	Denominazione Parete	Lunghezza [mm]	Altezza [mm]	spessore [mm]	Coordinata		rigidezze pannello		Area-A [mm <sup>2</sup> ]	Inerzia - J [mm <sup>4</sup> ]
					x_parete [mm]	y_parete [mm]	E [Mpa]	G [Mpa]		
X	1	1450	4000	200	18827	38870	31476	5961	2.90E+05	5.08E+10
X	2	3410	4000	200	25148	38870	31476	5961	6.82E+05	6.61E+11
X	3	4930	4000	200	31806	38870	31476	5961	9.86E+05	2.00E+12
X	4	3810	4000	200	1905	34670	31476	5961	7.62E+05	9.22E+11
X	5	1830	4000	200	12350	34670	31476	5961	3.66E+05	1.02E+11
X	6	2110	4000	200	19175	32550	31476	5961	4.22E+05	1.57E+11
X	7	1930	4000	200	23785	32550	31476	5961	3.86E+05	1.20E+11
X	8	8720	4000	200	4361	28350	31476	5961	1.74E+06	1.11E+13
X	9	7880	4000	200	30329	28350	31476	5961	1.58E+06	8.16E+12
X	10	4250	4000	200	5023	22070	31476	5961	8.50E+05	1.28E+12
X	12	3050	4000	200	23325	22050	31476	5961	6.10E+05	4.73E+11
X	13	1180	4000	200	28638	22050	31476	5961	2.36E+05	2.74E+10
X	14	3050	4000	200	32743	22050	31476	5961	6.10E+05	4.73E+11
X	15	5820	4000	200	5811	15760	31476	5961	1.16E+06	3.29E+12
X	16	7850	4000	200	27495	15750	31476	5961	1.57E+06	8.06E+12
X	17	1970	4000	200	5148	9450	31476	5961	3.94E+05	1.27E+11
X	18	1540	4000	200	9748	9450	31476	5961	3.08E+05	6.09E+10
X	19	1400	4000	200	13020	9450	31476	5961	2.80E+05	4.57E+10
X	20	1890	4000	200	18694	9450	31476	5961	3.78E+05	1.13E+11
X	22	3080	4000	200	29880	9450	31476	5961	6.16E+05	4.87E+11
X	23	3240	4000	200	4520	2340	31476	5961	6.48E+05	5.67E+11
X	24	1190	4000	200	6737	0	31476	5961	2.38E+05	2.81E+10
X	25	1200	4000	200	11822	0	31476	5961	2.40E+05	2.88E+10
X	26	7390	4000	200	24874	3150	31476	5961	1.48E+06	6.73E+12
Y	1	1750	4000	200	0	33795	31476	5961	3.50E+05	8.93E+10
Y	2	2080	4000	200	0	29390	31476	5961	4.16E+05	1.05E+11
Y	3	1040	4000	200	2900	25970	31476	5961	2.08E+05	1.87E+10
Y	4	1510	4000	200	2900	22208	31476	5961	3.02E+05	5.74E+10
Y	5	1820	4000	200	2900	15458	31476	5961	3.64E+05	1.00E+11
Y	6	4500	4000	200	2900	8416	31476	5961	9.00E+05	1.52E+12
Y	7	1340	4000	200	2900	3008	31476	5961	2.68E+05	4.01E+10
Y	8	2660	4000	200	12420	33343	31476	5961	5.32E+05	3.14E+11
Y	9	2500	4000	200	12420	29498	31476	5961	5.00E+05	2.60E+11
Y	10	5030	4000	200	10520	25835	31476	5961	1.01E+06	2.12E+12
Y	11	2260	4000	200	10520	15320	31476	5961	4.52E+05	1.92E+11
Y	12	3770	4000	200	10520	11315	31476	5961	7.54E+05	8.93E+11
Y	14	2340	4000	200	6140	1170	31476	5961	4.68E+05	2.14E+11
Y	15	3430	4000	200	12420	4664	31476	5961	6.86E+05	6.73E+11
Y	16	1460	4000	200	12420	730	31476	5961	2.92E+05	5.19E+10
Y	17	10620	4000	200	18120	33560	31476	5961	2.12E+06	2.00E+13
Y	18	3690	4000	200	19050	4995	31476	5961	7.38E+05	8.37E+11
Y	19	3730	4000	200	24750	32550	31476	5961	7.46E+05	8.65E+11
Y	20	7170	4000	200	24750	25645	31476	5961	1.43E+06	6.14E+12
Y	21	7120	4000	200	21900	12907	31476	5961	1.42E+06	6.02E+12
Y	22	2370	4000	200	34270	37630	31476	5961	4.74E+05	2.22E+11
Y	23	1480	4000	200	34270	27895	31476	5961	2.96E+05	5.40E+10
Y	24	1220	4000	200	34270	22657	31476	5961	2.44E+05	3.03E+10
Y	25	1080	4000	200	31420	21512	31476	5961	2.16E+05	2.10E+10
Y	26	2290	4000	200	31420	15700	31476	5961	4.58E+05	2.00E+11
Y	27	1220	4000	200	31420	10057	31476	5961	2.44E+05	3.03E+10
Y	28	1080	4000	200	28570	8912	31476	5961	2.16E+05	2.10E+10
Y	29	1100	4000	200	28570	3697	31476	5961	2.20E+05	2.22E+10
<b>Totali:</b>									<b>3.32E+07</b>	



**Calcolo del centro di rigidità dell'edificio:**

Primo solaio:

Direzione	Denominazione Parete	$k_y$	$k_x$	$x_i k_y$	$y_i k_x$
		[N/mm]	[N/mm]	[N]	[N]
X	1	0.00E+00	1.64E+05	0.00E+00	6.36E+09
X	2	0.00E+00	6.96E+05	0.00E+00	2.70E+10
X	3	0.00E+00	1.11E+06	0.00E+00	4.31E+10
X	4	0.00E+00	8.06E+05	0.00E+00	2.79E+10
X	5	0.00E+00	2.59E+05	0.00E+00	8.98E+09
X	6	0.00E+00	3.34E+05	0.00E+00	1.09E+10
X	7	0.00E+00	2.86E+05	0.00E+00	9.30E+09
X	8	0.00E+00	2.10E+06	0.00E+00	5.94E+10
X	9	0.00E+00	1.88E+06	0.00E+00	5.33E+10
X	10	0.00E+00	9.26E+05	0.00E+00	2.04E+10
X	12	0.00E+00	5.96E+05	0.00E+00	1.31E+10
X	13	0.00E+00	1.04E+05	0.00E+00	2.30E+09
X	14	0.00E+00	5.96E+05	0.00E+00	1.31E+10
X	15	0.00E+00	1.35E+06	0.00E+00	2.12E+10
X	16	0.00E+00	1.87E+06	0.00E+00	2.95E+10
X	17	0.00E+00	2.96E+05	0.00E+00	2.80E+09
X	18	0.00E+00	1.85E+05	0.00E+00	1.75E+09
X	19	0.00E+00	1.52E+05	0.00E+00	1.44E+09
X	20	0.00E+00	2.75E+05	0.00E+00	2.60E+09
X	22	0.00E+00	6.04E+05	0.00E+00	5.71E+09
X	23	0.00E+00	6.49E+05	0.00E+00	1.52E+09
X	24	0.00E+00	1.06E+05	0.00E+00	0.00E+00
X	25	0.00E+00	1.08E+05	0.00E+00	0.00E+00
X	26	0.00E+00	1.75E+06	0.00E+00	5.53E+09
Y	1	2.38E+05	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Y	2	3.26E+05	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Y	3	7.75E+04	0.00E+00	2.25E+08	0.00E+00
Y	4	1.78E+05	0.00E+00	5.16E+08	0.00E+00
Y	5	2.57E+05	0.00E+00	7.44E+08	0.00E+00
Y	6	9.94E+05	0.00E+00	2.88E+09	0.00E+00
Y	7	1.38E+05	0.00E+00	4.01E+08	0.00E+00
Y	8	4.87E+05	0.00E+00	6.05E+09	0.00E+00
Y	9	4.42E+05	0.00E+00	5.49E+09	0.00E+00
Y	10	1.14E+06	0.00E+00	1.20E+10	0.00E+00
Y	11	3.76E+05	0.00E+00	3.95E+09	0.00E+00
Y	12	7.95E+05	0.00E+00	8.37E+09	0.00E+00
Y	14	3.98E+05	0.00E+00	2.44E+09	0.00E+00
Y	15	7.01E+05	0.00E+00	8.71E+09	0.00E+00
Y	16	1.66E+05	0.00E+00	2.06E+09	0.00E+00
Y	17	2.58E+06	0.00E+00	4.68E+10	0.00E+00
Y	18	7.73E+05	0.00E+00	1.47E+10	0.00E+00
Y	19	7.84E+05	0.00E+00	1.94E+10	0.00E+00
Y	20	1.70E+06	0.00E+00	4.20E+10	0.00E+00
Y	21	1.68E+06	0.00E+00	3.69E+10	0.00E+00
Y	22	4.06E+05	0.00E+00	1.39E+10	0.00E+00
Y	23	1.71E+05	0.00E+00	5.85E+09	0.00E+00
Y	24	1.12E+05	0.00E+00	3.85E+09	0.00E+00
Y	25	8.48E+04	0.00E+00	2.66E+09	0.00E+00
Y	26	3.84E+05	0.00E+00	1.21E+10	0.00E+00
Y	27	1.12E+05	0.00E+00	3.53E+09	0.00E+00
Y	28	8.48E+04	0.00E+00	2.42E+09	0.00E+00
Y	29	8.85E+04	0.00E+00	2.53E+09	0.00E+00
<b>Totali:</b>		<b>1.57E+07</b>	<b>1.72E+07</b>	<b>2.60E+11</b>	<b>3.67E+11</b>
<b>Centro di rigidità <math>x_R</math> [mm]:</b>					<b>16615.61</b>
<b>Centro di rigidità <math>y_R</math> [mm]:</b>					<b>21360.89</b>

**Eccentricità tra centro di massa e rigidità:**

Primo solaio

Centro di massa $x_G$ [mm]:	<b>17651</b>
Centro di massa $y_G$ [mm]:	<b>19886</b>
Centro di rigidità $x_R$ [mm]:	16616
Centro di rigidità $y_R$ [mm]:	21361
Eccentricità geometrica $e_x$ [mm]:	1035.8
Eccentricità geometrica $e_y$ [mm]:	-1474.5
lato lungo x [mm]:	<b>38000</b>
lato lungo y [mm]:	<b>39400</b>
Eccentricità accidentale $e_x$ [mm]:	1970.0
Eccentricità accidentale $e_y$ [mm]:	1900.0
Eccentricità totale $e_x$ [mm]:	3006
Eccentricità totale $e_y$ [mm]:	3375
Distanza [mm]:	4519.1
Taglio di piano [kN]:	<b>2966.4</b>
$M_t$ sisma x [kNm]:	10010.3
$M_t$ sisma y [kNm]:	8916.5

**Ripartizione delle forze sismiche:**

Direzione	Denominazione Parete	Lunghezza	Altezza	spessore	Coord - riferite al CR		$k_y$	$k_y \cdot x^2$	$k_x$	$k_x \cdot y^2$
		[mm]	[mm]	[mm]	x_parete [mm]	y_parete [mm]	[N/mm]	[Nmm]	[N/mm]	[Nmm]
X	1	1450.00	4000.00	200.00	2211.39	17509.11	0.00E+00	0.00E+00	1.64E+05	5.02E+13
X	2	3410.00	4000.00	200.00	8532.39	17509.11	0.00E+00	0.00E+00	6.96E+05	2.13E+14
X	3	4930.00	4000.00	200.00	15190.39	17509.11	0.00E+00	0.00E+00	1.11E+06	3.40E+14
X	4	3810.00	4000.00	200.00	-14710.61	13309.11	0.00E+00	0.00E+00	8.06E+05	1.43E+14
X	5	1830.00	4000.00	200.00	-4265.61	13309.11	0.00E+00	0.00E+00	2.59E+05	4.59E+13
X	6	2110.00	4000.00	200.00	2559.39	11189.11	0.00E+00	0.00E+00	3.34E+05	4.19E+13
X	7	1930.00	4000.00	200.00	7169.39	11189.11	0.00E+00	0.00E+00	2.86E+05	3.58E+13
X	8	8720.00	4000.00	200.00	-12254.61	6989.11	0.00E+00	0.00E+00	2.10E+06	1.02E+14
X	9	7880.00	4000.00	200.00	13713.39	6989.11	0.00E+00	0.00E+00	1.88E+06	9.19E+13
X	10	4250.00	4000.00	200.00	-11592.61	709.11	0.00E+00	0.00E+00	9.26E+05	4.66E+11
X	12	3050.00	4000.00	200.00	6709.39	689.11	0.00E+00	0.00E+00	5.96E+05	2.83E+11
X	13	1180.00	4000.00	200.00	12022.39	689.11	0.00E+00	0.00E+00	1.04E+05	4.95E+10
X	14	3050.00	4000.00	200.00	16127.39	689.11	0.00E+00	0.00E+00	5.96E+05	2.83E+11
X	15	5820.00	4000.00	200.00	-10804.61	-5600.89	0.00E+00	0.00E+00	1.35E+06	4.22E+13
X	16	7850.00	4000.00	200.00	10879.39	-5610.89	0.00E+00	0.00E+00	1.87E+06	5.90E+13
X	17	1970.00	4000.00	200.00	-11467.61	-11910.89	0.00E+00	0.00E+00	2.96E+05	4.21E+13
X	18	1540.00	4000.00	200.00	-6867.61	-11910.89	0.00E+00	0.00E+00	1.85E+05	2.63E+13
X	19	1400.00	4000.00	200.00	-3595.61	-11910.89	0.00E+00	0.00E+00	1.52E+05	2.16E+13
X	20	1890.00	4000.00	200.00	2078.39	-11910.89	0.00E+00	0.00E+00	2.75E+05	3.90E+13
X	22	3080.00	4000.00	200.00	13264.39	-11910.89	0.00E+00	0.00E+00	6.04E+05	8.57E+13
X	23	3240.00	4000.00	200.00	-12095.61	-19020.89	0.00E+00	0.00E+00	6.49E+05	2.35E+14
X	24	1190.00	4000.00	200.00	-9878.61	-21360.89	0.00E+00	0.00E+00	1.06E+05	4.85E+13
X	25	1200.00	4000.00	200.00	-4793.61	-21360.89	0.00E+00	0.00E+00	1.08E+05	4.94E+13
X	26	7390.00	4000.00	200.00	8258.39	-18210.89	0.00E+00	0.00E+00	1.75E+06	5.82E+14
Y	1	1750.00	4000.00	200.00	-16615.61	12434.11	2.38E+05	6.58E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	2	2080.00	4000.00	200.00	-16615.61	8029.11	3.26E+05	9.01E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	3	1040.00	4000.00	200.00	-13715.61	4609.11	7.75E+04	1.46E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	4	1510.00	4000.00	200.00	-13715.61	847.11	1.78E+05	3.35E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	5	1820.00	4000.00	200.00	-13715.61	-5902.89	2.57E+05	4.83E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	6	4500.00	4000.00	200.00	-13715.61	-12944.89	9.94E+05	1.87E+14	0.00E+00	0.00E+00
Y	7	1340.00	4000.00	200.00	-13715.61	-18352.89	1.38E+05	2.60E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	8	2660.00	4000.00	200.00	-4195.61	11982.11	4.87E+05	8.57E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	9	2500.00	4000.00	200.00	-4195.61	8137.11	4.42E+05	7.79E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	10	5030.00	4000.00	200.00	-6095.61	4474.11	1.14E+06	4.22E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	11	2260.00	4000.00	200.00	-6095.61	-6040.89	3.76E+05	1.40E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	12	3770.00	4000.00	200.00	-6095.61	-10045.89	7.95E+05	2.95E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	14	2340.00	4000.00	200.00	-10475.61	-20190.89	3.98E+05	4.37E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	15	3430.00	4000.00	200.00	-4195.61	-16696.89	7.01E+05	1.23E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	16	1460.00	4000.00	200.00	-4195.61	-20630.89	1.66E+05	2.92E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	17	10620.00	4000.00	200.00	1504.39	12199.11	2.58E+06	5.84E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	18	3690.00	4000.00	200.00	2434.39	-16365.89	7.73E+05	4.58E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	19	3730.00	4000.00	200.00	8134.39	11189.11	7.84E+05	5.19E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	20	7170.00	4000.00	200.00	8134.39	4284.11	1.70E+06	1.12E+14	0.00E+00	0.00E+00
Y	21	7120.00	4000.00	200.00	5284.39	-8453.89	1.68E+06	4.70E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	22	2370.00	4000.00	200.00	17654.39	16269.11	4.06E+05	1.27E+14	0.00E+00	0.00E+00
Y	23	1480.00	4000.00	200.00	17654.39	6534.11	1.71E+05	5.32E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	24	1220.00	4000.00	200.00	17654.39	1296.11	1.12E+05	3.50E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	25	1080.00	4000.00	200.00	14804.39	151.11	8.48E+04	1.86E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	26	2290.00	4000.00	200.00	14804.39	-5660.89	3.84E+05	8.41E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	27	1220.00	4000.00	200.00	14804.39	-11303.89	1.12E+05	2.46E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	28	1080.00	4000.00	200.00	11954.39	-12448.89	8.48E+04	1.21E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	29	1100.00	4000.00	200.00	11954.39	-17663.89	8.85E+04	1.26E+13	0.00E+00	0.00E+00
<b>Totali:</b>							<b>1.57E+07</b>	<b>1.21E+15</b>	<b>1.72E+07</b>	<b>2.30E+15</b>

ING. ALESSANDRO GASPARINI

via S. Mattia 17, 35121 Padova (PD) – ITALY

tel: +39/0498789913

fax: +39/0498312080

e-mail: posta@studio5ingegneria.com

Direzione	Denominazione Parete	sisma x + 0,3Mty						
		Fx,i taglio [kN]	Fx,i torsione [kN]	Mt_xi [kNm]	Fy,i torsione [kN]	Mt_yi [kNm]	segno	Fi tot [kN]
X	1	28.22	10.35	181.28	0.00	0.00	1.00	38.57
X	2	120.00	44.03	770.96	0.00	0.00	1.00	164.03
X	3	191.29	70.19	1228.98	0.00	0.00	1.00	261.48
X	4	139.01	38.77	516.02	0.00	0.00	-1.00	100.24
X	5	44.69	12.46	165.88	0.00	0.00	-1.00	32.22
X	6	57.67	13.52	151.30	0.00	0.00	1.00	71.19
X	7	49.27	11.55	129.26	0.00	0.00	1.00	60.82
X	8	361.50	52.95	370.06	0.00	0.00	-1.00	308.55
X	9	324.33	47.50	332.01	0.00	0.00	1.00	371.84
X	10	159.71	2.37	1.68	0.00	0.00	-1.00	157.34
X	12	102.75	1.48	1.02	0.00	0.00	1.00	104.23
X	13	17.96	0.26	0.18	0.00	0.00	1.00	18.22
X	14	102.75	1.48	1.02	0.00	0.00	1.00	104.23
X	15	231.99	-27.23	152.51	0.00	0.00	-1.00	204.76
X	16	323.00	-37.98	213.10	0.00	0.00	1.00	360.98
X	17	51.12	-12.76	151.98	0.00	0.00	-1.00	38.36
X	18	31.95	-7.97	94.98	0.00	0.00	-1.00	23.97
X	19	26.20	-6.54	77.91	0.00	0.00	-1.00	19.66
X	20	47.43	-11.84	141.00	0.00	0.00	1.00	59.26
X	22	104.19	-26.01	309.77	0.00	0.00	1.00	130.20
X	23	111.87	-44.59	848.18	0.00	0.00	-1.00	67.28
X	24	18.31	-8.20	175.12	0.00	0.00	-1.00	10.12
X	25	18.67	-8.36	178.49	0.00	0.00	-1.00	10.31
X	26	302.54	-115.46	2102.69	0.00	0.00	1.00	418.01
Y	1	0.00	0.00	0.00	-14.31	237.69	-1.00	-14.31
Y	2	0.00	0.00	0.00	-19.59	325.48	-1.00	-19.59
Y	3	0.00	0.00	0.00	-3.84	52.66	-1.00	-3.84
Y	4	0.00	0.00	0.00	-8.82	120.99	-1.00	-8.82
Y	5	0.00	0.00	0.00	-12.71	174.38	-1.00	-12.71
Y	6	0.00	0.00	0.00	-49.26	675.62	-1.00	-49.26
Y	7	0.00	0.00	0.00	-6.86	94.03	-1.00	-6.86
Y	8	0.00	0.00	0.00	-7.38	30.98	-1.00	-7.38
Y	9	0.00	0.00	0.00	-6.71	28.14	-1.00	-6.71
Y	10	0.00	0.00	0.00	-25.02	152.54	-1.00	-25.02
Y	11	0.00	0.00	0.00	-8.27	50.44	-1.00	-8.27
Y	12	0.00	0.00	0.00	-17.52	106.77	-1.00	-17.52
Y	14	0.00	0.00	0.00	-15.06	157.75	-1.00	-15.06
Y	15	0.00	0.00	0.00	-10.64	44.62	-1.00	-10.64
Y	16	0.00	0.00	0.00	-2.52	10.56	-1.00	-2.52
Y	17	0.00	0.00	0.00	14.03	21.10	1.00	14.03
Y	18	0.00	0.00	0.00	6.80	16.56	1.00	6.80
Y	19	0.00	0.00	0.00	23.05	187.51	1.00	23.05
Y	20	0.00	0.00	0.00	49.90	405.92	1.00	49.90
Y	21	0.00	0.00	0.00	32.17	170.00	1.00	32.17
Y	22	0.00	0.00	0.00	25.91	457.42	1.00	25.91
Y	23	0.00	0.00	0.00	10.89	192.33	1.00	10.89
Y	24	0.00	0.00	0.00	7.17	126.57	1.00	7.17
Y	25	0.00	0.00	0.00	4.53	67.13	1.00	4.53
Y	26	0.00	0.00	0.00	20.54	304.09	1.00	20.54
Y	27	0.00	0.00	0.00	6.01	89.01	1.00	6.01
Y	28	0.00	0.00	0.00	3.66	43.77	1.00	3.66
Y	29	0.00	0.00	0.00	3.82	45.71	1.00	3.82
	<b>Totale:</b>	<b>2966.40</b>		<b>8295.42</b>		<b>4389.78</b>		

Mt\_tot 12685.20

vs

12685.20



Direzione	Denominazione Parete	sisma y + 0,3 Mtx							max tra Fh e Fh+Mt		
		Fy,i taglio [kN]	Fy,i torsione [kN]	Mt_yi [kNm]	Fx,i torsione [kN]	Mt_xi [kNm]	segno	Fi tot [kN]	pos [kN]	neg [kN]	ass max [kN]
X	1	0.00	0.00	0.00	9.73	170.34	1.00	9.73	38.57	0.00	38.57
X	2	0.00	0.00	0.00	41.37	724.43	1.00	41.37	164.03	0.00	164.03
X	3	0.00	0.00	0.00	65.95	1154.81	1.00	65.95	261.48	0.00	261.48
X	4	0.00	0.00	0.00	36.43	484.88	1.00	36.43	139.01	0.00	139.01
X	5	0.00	0.00	0.00	11.71	155.87	1.00	11.71	44.69	0.00	44.69
X	6	0.00	0.00	0.00	12.71	142.17	1.00	12.71	71.19	0.00	71.19
X	7	0.00	0.00	0.00	10.86	121.46	1.00	10.86	60.82	0.00	60.82
X	8	0.00	0.00	0.00	49.75	347.72	1.00	49.75	361.50	0.00	361.50
X	9	0.00	0.00	0.00	44.64	311.98	1.00	44.64	371.84	0.00	371.84
X	10	0.00	0.00	0.00	2.23	1.58	1.00	2.23	159.71	0.00	159.71
X	12	0.00	0.00	0.00	1.39	0.96	1.00	1.39	104.23	0.00	104.23
X	13	0.00	0.00	0.00	0.24	0.17	1.00	0.24	18.22	0.00	18.22
X	14	0.00	0.00	0.00	1.39	0.96	1.00	1.39	104.23	0.00	104.23
X	15	0.00	0.00	0.00	-25.59	143.31	-1.00	-25.59	231.99	-25.59	231.99
X	16	0.00	0.00	0.00	-35.69	200.24	-1.00	-35.69	360.98	-35.69	360.98
X	17	0.00	0.00	0.00	-11.99	142.81	-1.00	-11.99	51.12	-11.99	51.12
X	18	0.00	0.00	0.00	-7.49	89.25	-1.00	-7.49	31.95	-7.49	31.95
X	19	0.00	0.00	0.00	-6.15	73.21	-1.00	-6.15	26.20	-6.15	26.20
X	20	0.00	0.00	0.00	-11.12	132.49	-1.00	-11.12	59.26	-11.12	59.26
X	22	0.00	0.00	0.00	-24.44	291.07	-1.00	-24.44	130.20	-24.44	130.20
X	23	0.00	0.00	0.00	-41.90	796.99	-1.00	-41.90	111.87	-41.90	111.87
X	24	0.00	0.00	0.00	-7.70	164.55	-1.00	-7.70	18.31	-7.70	18.31
X	25	0.00	0.00	0.00	-7.85	167.72	-1.00	-7.85	18.67	-7.85	18.67
X	26	0.00	0.00	0.00	-108.49	1975.78	-1.00	-108.49	418.01	-108.49	418.01
Y	1	45.09	-13.44	223.34	0.00	0.00	1.00	58.53	58.53	-14.31	58.53
Y	2	61.75	-18.41	305.84	0.00	0.00	1.00	80.15	80.15	-19.59	80.15
Y	3	14.66	-3.61	49.48	0.00	0.00	1.00	18.27	18.27	-3.84	18.27
Y	4	33.68	-8.29	113.68	0.00	0.00	1.00	41.97	41.97	-8.82	41.97
Y	5	48.55	-11.95	163.86	0.00	0.00	-1.00	36.60	48.55	-12.71	48.55
Y	6	188.10	-46.29	634.85	0.00	0.00	-1.00	141.81	188.10	-49.26	188.10
Y	7	26.18	-6.44	88.36	0.00	0.00	-1.00	19.74	26.18	-6.86	26.18
Y	8	92.16	-6.94	29.11	0.00	0.00	1.00	99.10	99.10	-7.38	99.10
Y	9	83.71	-6.30	26.44	0.00	0.00	1.00	90.01	90.01	-6.71	90.01
Y	10	215.01	-23.51	143.33	0.00	0.00	1.00	238.53	238.53	-25.02	238.53
Y	11	71.10	-7.78	47.40	0.00	0.00	-1.00	63.32	71.10	-8.27	71.10
Y	12	150.50	-16.46	100.33	0.00	0.00	-1.00	134.04	150.50	-17.52	150.50
Y	14	75.29	-14.15	148.23	0.00	0.00	-1.00	61.14	75.29	-15.06	75.29
Y	15	132.76	-9.99	41.93	0.00	0.00	-1.00	122.76	132.76	-10.64	132.76
Y	16	31.42	-2.36	9.92	0.00	0.00	-1.00	29.05	31.42	-2.52	31.42
Y	17	488.34	13.18	19.83	0.00	0.00	1.00	501.52	501.52	0.00	501.52
Y	18	146.34	6.39	15.56	0.00	0.00	-1.00	139.94	146.34	0.00	146.34
Y	19	148.42	21.66	176.19	0.00	0.00	1.00	170.08	170.08	0.00	170.08
Y	20	321.30	46.89	381.42	0.00	0.00	1.00	368.19	368.19	0.00	368.19
Y	21	318.84	30.23	159.74	0.00	0.00	-1.00	288.62	318.84	0.00	318.84
Y	22	76.86	24.35	429.81	0.00	0.00	1.00	101.21	101.21	0.00	101.21
Y	23	32.32	10.24	180.72	0.00	0.00	1.00	42.56	42.56	0.00	42.56
Y	24	21.27	6.74	118.93	0.00	0.00	1.00	28.01	28.01	0.00	28.01
Y	25	16.04	4.26	63.08	0.00	0.00	1.00	20.30	20.30	0.00	20.30
Y	26	72.67	19.30	285.74	0.00	0.00	-1.00	53.37	72.67	0.00	72.67
Y	27	21.27	5.65	83.63	0.00	0.00	-1.00	15.62	21.27	0.00	21.27
Y	28	16.04	3.44	41.13	0.00	0.00	-1.00	12.60	16.04	0.00	16.04
Y	29	16.75	3.59	42.95	0.00	0.00	-1.00	13.16	16.75	0.00	16.75
	<b>Totali:</b>	<b>2966.40</b>		<b>4124.83</b>		<b>7794.74</b>					

Mt\_tot 11919.57 vs 11919.57

### 16.3.3 Verifiche a taglio e flessione

**Verifiche sismiche sulle pareti di controvento**

Direzione	Denominazione Parete	Lunghezza [m]	Altezza H [m]	$V_{Sd} \cdot H$		Verifica Pareti ISOPAN a taglio			
				$V_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kNm]	$V_{Rd\_ISOPAN\ TW30}$ [kN/m]	$V_{Rd\_ISOPAN\ TW30}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Sd}/V_{Rd} = D/C$
X	1	1.45	4.00	39	154.3	95	138	39	<b>0.28</b>
X	2	3.41	4.00	164	656.1	95	324	164	<b>0.51</b>
X	3	4.93	4.00	261	1'045.9	95	468	261	<b>0.56</b>
X	4	3.81	4.00	139	556.0	95	362	139	<b>0.38</b>
X	5	1.83	4.00	45	178.7	95	174	45	<b>0.26</b>
X	6	2.11	4.00	71	284.8	95	200	71	<b>0.36</b>
X	7	1.93	4.00	61	243.3	95	183	61	<b>0.33</b>
X	8	8.72	4.00	361	1'446.0	95	828	361	<b>0.44</b>
X	9	7.88	4.00	372	1'487.3	95	749	372	<b>0.50</b>
X	10	4.25	4.00	160	638.8	95	404	160	<b>0.40</b>
X	12	3.05	4.00	104	416.9	95	290	104	<b>0.36</b>
X	13	1.18	4.00	18	72.9	95	112	18	<b>0.16</b>
X	14	3.05	4.00	104	416.9	95	290	104	<b>0.36</b>
X	15	5.82	4.00	232	928.0	95	553	232	<b>0.42</b>
X	16	7.85	4.00	361	1'443.9	95	746	361	<b>0.48</b>
X	17	1.97	4.00	51	204.5	95	187	51	<b>0.27</b>
X	18	1.54	4.00	32	127.8	95	146	32	<b>0.22</b>
X	19	1.40	4.00	26	104.8	95	133	26	<b>0.20</b>
X	20	1.89	4.00	59	237.1	95	180	59	<b>0.33</b>
X	22	3.08	4.00	130	520.8	95	293	130	<b>0.44</b>
X	23	3.24	4.00	112	447.5	95	308	112	<b>0.36</b>
X	24	1.19	4.00	18	73.3	95	113	18	<b>0.16</b>
X	25	1.20	4.00	19	74.7	95	114	19	<b>0.16</b>
X	26	7.39	4.00	418	1'672.0	95	702	418	<b>0.60</b>
Y	1	1.75	4.00	59	234.1	95	166	59	<b>0.35</b>
Y	2	2.08	4.00	80	320.6	95	198	80	<b>0.41</b>
Y	3	1.04	4.00	18	73.1	95	99	18	<b>0.18</b>
Y	4	1.51	4.00	42	167.9	95	143	42	<b>0.29</b>
Y	5	1.82	4.00	49	194.2	95	173	49	<b>0.28</b>
Y	6	4.50	4.00	188	752.4	95	428	188	<b>0.44</b>
Y	7	1.34	4.00	26	104.7	95	127	26	<b>0.21</b>
Y	8	2.66	4.00	99	396.4	95	253	99	<b>0.39</b>
Y	9	2.50	4.00	90	360.0	95	238	90	<b>0.38</b>
Y	10	5.03	4.00	239	954.1	95	478	239	<b>0.50</b>
Y	11	2.26	4.00	71	284.4	95	215	71	<b>0.33</b>
Y	12	3.77	4.00	150	602.0	95	358	150	<b>0.42</b>
Y	14	2.34	4.00	75	301.1	95	222	75	<b>0.34</b>
Y	15	3.43	4.00	133	531.0	95	326	133	<b>0.41</b>
Y	16	1.46	4.00	31	125.7	95	139	31	<b>0.23</b>
Y	17	10.62	4.00	502	2'006.1	95	1009	502	<b>0.50</b>
Y	18	3.69	4.00	146	585.3	95	351	146	<b>0.42</b>
Y	19	3.73	4.00	170	680.3	95	354	170	<b>0.48</b>
Y	20	7.17	4.00	368	1'472.7	95	681	368	<b>0.54</b>
Y	21	7.12	4.00	319	1'275.4	95	676	319	<b>0.47</b>
Y	22	2.37	4.00	101	404.8	95	225	101	<b>0.45</b>
Y	23	1.48	4.00	43	170.2	95	141	43	<b>0.30</b>
Y	24	1.22	4.00	28	112.0	95	116	28	<b>0.24</b>
Y	25	1.08	4.00	20	81.2	95	103	20	<b>0.20</b>
Y	26	2.29	4.00	73	290.7	95	218	73	<b>0.33</b>
Y	27	1.22	4.00	21	85.1	95	116	21	<b>0.18</b>
Y	28	1.08	4.00	16	64.2	95	103	16	<b>0.16</b>
Y	29	1.10	4.00	17	67.0	95	105	17	<b>0.16</b>

$V_{Ed,x,TOT}$  3358 kN

$V_{Rd,x,TOT}$  7996 kN C/D<sub>max</sub>= 0.60

$V_{Ed,y,TOT}$  3174 kN

$V_{Rd,y,TOT}$  7758 kN C/D<sub>med</sub>= 0.35

**Verifiche sismiche sulle pareti di controvento**

Direzione	Denominazione Parete	Lunghezza [m]	Altezza H [m]	$V_{Sd} \cdot H$		Verifica Pareti ISOPAN a flessione			
				$V_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kNm]	Arm	As	$M_{Rd, SE}$	$M_{Sd}/M_{Rd} = D/C$
							[cm <sup>2</sup> ]	[kNm]	
X	1	1.45	4.00	39	154.3	2Ø16	4.02	193.9	0.80
X	2	3.41	4.00	164	656.1	4Ø16	8.04	911.9	0.72
X	3	4.93	4.00	261	1'045.9	4Ø16	8.04	1'318.4	0.79
X	4	3.81	4.00	139	556.0	4Ø16	8.04	1'018.9	0.55
X	5	1.83	4.00	45	178.7	2Ø16	4.02	244.7	0.73
X	6	2.11	4.00	71	284.8	4Ø16	8.04	564.3	0.50
X	7	1.93	4.00	61	243.3	4Ø16	8.04	516.1	0.47
X	8	8.72	4.00	361	1'446.0	4Ø16	8.04	2'331.9	0.62
X	9	7.88	4.00	372	1'487.3	4Ø16	8.04	2'107.2	0.71
X	10	4.25	4.00	160	638.8	4Ø16	8.04	1'136.5	0.56
X	12	3.05	4.00	104	416.9	4Ø16	8.04	815.6	0.51
X	13	1.18	4.00	18	72.9	2Ø16	4.02	157.8	0.46
X	14	3.05	4.00	104	416.9	4Ø16	8.04	815.6	0.51
X	15	5.82	4.00	232	928.0	4Ø16	8.04	1'556.4	0.60
X	16	7.85	4.00	361	1'443.9	4Ø16	8.04	2'099.2	0.69
X	17	1.97	4.00	51	204.5	2Ø16	4.02	263.4	0.78
X	18	1.54	4.00	32	127.8	2Ø16	4.02	205.9	0.62
X	19	1.40	4.00	26	104.8	2Ø16	4.02	187.2	0.56
X	20	1.89	4.00	59	237.1	4Ø16	8.04	505.4	0.47
X	22	3.08	4.00	130	520.8	4Ø16	8.04	823.6	0.63
X	23	3.24	4.00	112	447.5	4Ø16	8.04	866.4	0.52
X	24	1.19	4.00	18	73.3	2Ø16	4.02	159.1	0.46
X	25	1.20	4.00	19	74.7	2Ø16	4.02	160.5	0.47
X	26	7.39	4.00	418	1'672.0	4Ø16	8.04	1'976.2	0.85
Y	1	1.75	4.00	59	234.1	4Ø16	8.04	468.0	0.50
Y	2	2.08	4.00	80	320.6	4Ø16	8.04	556.2	0.58
Y	3	1.04	4.00	18	73.1	2Ø16	4.02	139.1	0.53
Y	4	1.51	4.00	42	167.9	2Ø16	4.02	201.9	0.83
Y	5	1.82	4.00	49	194.2	2Ø16	4.02	243.3	0.80
Y	6	4.50	4.00	188	752.4	4Ø16	8.04	1'203.4	0.63
Y	7	1.34	4.00	26	104.7	2Ø16	4.02	179.2	0.58
Y	8	2.66	4.00	99	396.4	4Ø16	8.04	711.3	0.56
Y	9	2.50	4.00	90	360.0	4Ø16	8.04	668.5	0.54
Y	10	5.03	4.00	239	954.1	4Ø16	8.04	1'345.1	0.71
Y	11	2.26	4.00	71	284.4	4Ø16	8.04	604.4	0.47
Y	12	3.77	4.00	150	602.0	4Ø16	8.04	1'008.2	0.60
Y	14	2.34	4.00	75	301.1	4Ø16	8.04	625.8	0.48
Y	15	3.43	4.00	133	531.0	4Ø16	8.04	917.2	0.58
Y	16	1.46	4.00	31	125.7	2Ø16	4.02	195.2	0.64
Y	17	10.62	4.00	502	2'006.1	4Ø16	8.04	2'840.0	0.71
Y	18	3.69	4.00	146	585.3	4Ø16	8.04	986.8	0.59
Y	19	3.73	4.00	170	680.3	4Ø16	8.04	997.5	0.68
Y	20	7.17	4.00	368	1'472.7	4Ø16	8.04	1'917.4	0.77
Y	21	7.12	4.00	319	1'275.4	4Ø16	8.04	1'904.0	0.67
Y	22	2.37	4.00	101	404.8	4Ø16	8.04	633.8	0.64
Y	23	1.48	4.00	43	170.2	2Ø16	4.02	197.9	0.86
Y	24	1.22	4.00	28	112.0	2Ø16	4.02	163.1	0.69
Y	25	1.08	4.00	20	81.2	2Ø16	4.02	144.4	0.56
Y	26	2.29	4.00	73	290.7	4Ø16	8.04	612.4	0.47
Y	27	1.22	4.00	21	85.1	2Ø16	4.02	163.1	0.52
Y	28	1.08	4.00	16	64.2	2Ø16	4.02	144.4	0.44
Y	29	1.10	4.00	17	67.0	2Ø16	4.02	147.1	0.46

$V_{Ed, X, TOT}$  3358 kN

$C/D_{max} =$  0.86

$V_{Ed, Y, TOT}$  3174 kN

$C/D_{med} =$  0.61

Le verifiche risultano tutte soddisfatte, il massimo rapporto Capacità su Domanda è pari a  $C/D = 0.60$ , con un rapporto medio di sfruttamento di tutti i setti sismo-resistenti pari a  $C/D = 0.35$ .

ING. ALESSANDRO GASPARINI

via S. Mattia 17, 35121 Padova (PD) – ITALY

tel: +39/0498789913 fax: +39/0498312080 e-mail: [posta@studio5ingegneria.com](mailto:posta@studio5ingegneria.com)

---

Per quanto riguarda le verifiche a flessione, il massimo rapporto Capacità su Domanda è pari a  $C/D= 0.86$ , con un rapporto medio di sfruttamento di tutti i setti sismo-resistenti pari a  $C/D= 0.61$ .

## 16.4 Verifiche di Resistenza (RES) allo SLD

Le verifiche di resistenza generalmente vengono effettuate con riferimento allo stato limite SLV; tuttavia, per costruzioni di Classe III e IV deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ )

Nel caso in esame, pertanto si confronta lo spettro di progetto SLV con  $q=1,5$  con lo spettro di progetto SLD con  $q=1,5$ , per determinare quale sia la condizione più gravosa.

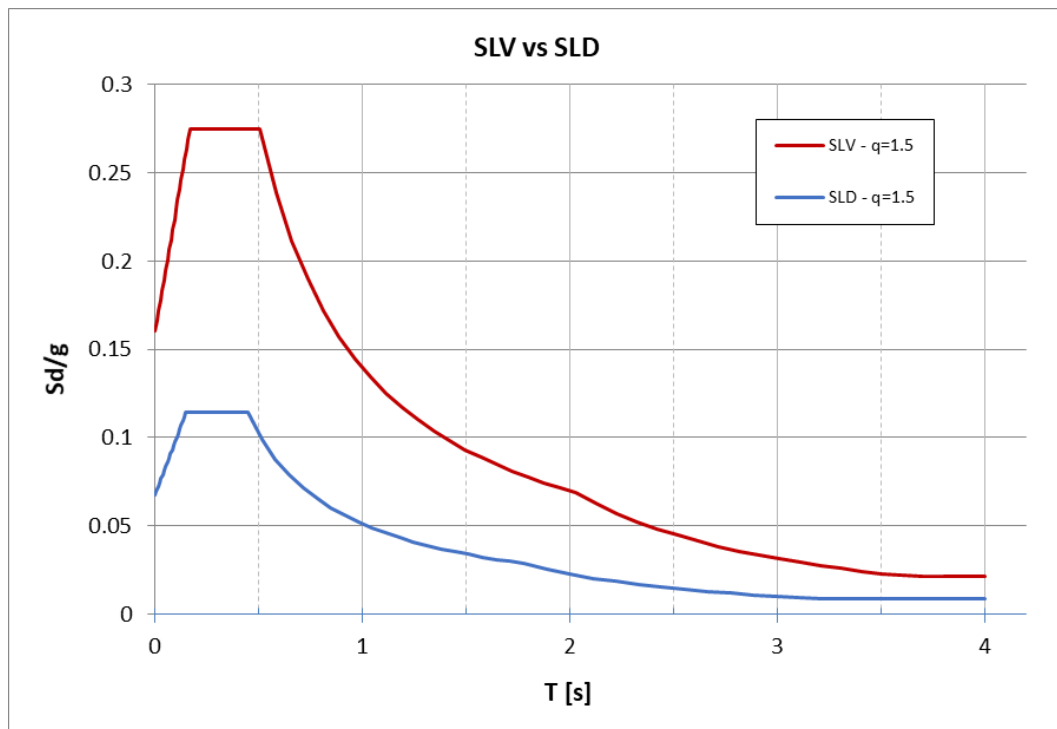


Figura 29 – Confronto Spettri di Progetto

Dal grafico si evince che lo spettro più gravoso è evidentemente quello corrispondente allo stato limite SLV con  $q=1,5$ , per il quale le verifiche di resistenza sono già state eseguite garantendo così implicitamente soddisfatta anche la verifica a SLD.

## 16.5 Verifiche di rigidezza (RIG) - SLO

La verifica a SLO in termini di deformazioni, prevede che lo spostamento massimo di interpiano delle pareti rapportato in funzione dell'altezza di quest'ultime  $D = d_{io}/H$ , risulti inferiore ai 2/3 della capacità allo SLD indicata dalle norme - §7.3.6.1 delle >NTC18.

Tale limite allo SLD viene assunto secondo quanto previsto dalle LG CSLLPP per le strutture in blocco cassero al punto 7.5:

$$C = 2/3 \cdot 0.002H$$

La deformabilità delle pareti viene valutata come somma del contributo di deformazione a taglio e flessione.

Per il calcolo degli spostamenti vengono considerate le rigidzze fessurate ottenute moltiplicando per 0.5 le rigidzze stesse.

**Periodo fondamentale T1 [s] >0.15; <0.4**

$S_{d_{el}}(T_1)$ [ag/g]:	0.14
q:	1.0
$S_d(T_1)$ [ag/g]:	0.14
$\lambda$ :	1.0
Massa edificio M [t]	1101.4
Peso sismico edificio W [kN]	10800
$F_h$ [kN]:	1523

sp. Parete [mm]	200
E *0.5 [MPa]	15738
G *0.5 [MPa]	1490

ING. ALESSANDRO GASPARINI

via S. Mattia 17, 35121 Padova (PD) – ITALY

tel: +39/0498789913

fax: +39/0498312080

e-mail: posta@studioingegneria.com

Direzione	Denominazione Parete	Lunghezza	Altezza	spessore	Coordinata		rigidezze pannello		Area-A	Inerzia - J
		[mm]	[mm]	[mm]	x_parete [mm]	y_parete [mm]	E [Mpa]	G [Mpa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]
X	1	1450	4000	200	18827	38870	15738	1490	2.90E+05	5.08E+10
X	2	3410	4000	200	25148	38870	15738	1490	6.82E+05	6.61E+11
X	3	4930	4000	200	31806	38870	15738	1490	9.86E+05	2.00E+12
X	4	3810	4000	200	1905	34670	15738	1490	7.62E+05	9.22E+11
X	5	1830	4000	200	12350	34670	15738	1490	3.66E+05	1.02E+11
X	6	2110	4000	200	19175	32550	15738	1490	4.22E+05	1.57E+11
X	7	1930	4000	200	23785	32550	15738	1490	3.86E+05	1.20E+11
X	8	8720	4000	200	4361	28350	15738	1490	1.74E+06	1.11E+13
X	9	7880	4000	200	30329	28350	15738	1490	1.58E+06	8.16E+12
X	10	4250	4000	200	5023	22070	15738	1490	8.50E+05	1.28E+12
X	12	3050	4000	200	23325	22050	15738	1490	6.10E+05	4.73E+11
X	13	1180	4000	200	28638	22050	15738	1490	2.36E+05	2.74E+10
X	14	3050	4000	200	32743	22050	15738	1490	6.10E+05	4.73E+11
X	15	5820	4000	200	5811	15760	15738	1490	1.16E+06	3.29E+12
X	16	7850	4000	200	27495	15750	15738	1490	1.57E+06	8.06E+12
X	17	1970	4000	200	5148	9450	15738	1490	3.94E+05	1.27E+11
X	18	1540	4000	200	9748	9450	15738	1490	3.08E+05	6.09E+10
X	19	1400	4000	200	13020	9450	15738	1490	2.80E+05	4.57E+10
X	20	1890	4000	200	18694	9450	15738	1490	3.78E+05	1.13E+11
X	22	3080	4000	200	29880	9450	15738	1490	6.16E+05	4.87E+11
X	23	3240	4000	200	4520	2340	15738	1490	6.48E+05	5.67E+11
X	24	1190	4000	200	6737	0	15738	1490	2.38E+05	2.81E+10
X	25	1200	4000	200	11822	0	15738	1490	2.40E+05	2.88E+10
X	26	7390	4000	200	24874	3150	15738	1490	1.48E+06	6.73E+12
Y	1	1750	4000	200	0	33795	15738	1490	3.50E+05	8.93E+10
Y	2	2080	4000	200	0	29390	15738	1490	4.16E+05	1.50E+11
Y	3	1040	4000	200	2900	25970	15738	1490	2.08E+05	1.87E+10
Y	4	1510	4000	200	2900	22208	15738	1490	3.02E+05	5.74E+10
Y	5	1820	4000	200	2900	15458	15738	1490	3.64E+05	1.00E+11
Y	6	4500	4000	200	2900	8416	15738	1490	9.00E+05	1.52E+12
Y	7	1340	4000	200	2900	3008	15738	1490	2.68E+05	4.01E+10
Y	8	2660	4000	200	12420	33343	15738	1490	5.32E+05	3.14E+11
Y	9	2500	4000	200	12420	29498	15738	1490	5.00E+05	2.60E+11
Y	10	5030	4000	200	10520	25835	15738	1490	1.01E+06	2.12E+12
Y	11	2260	4000	200	10520	15320	15738	1490	4.52E+05	1.92E+11
Y	12	3770	4000	200	10520	11315	15738	1490	7.54E+05	8.93E+11
Y	14	2340	4000	200	6140	1170	15738	1490	4.68E+05	2.14E+11
Y	15	3430	4000	200	12420	4664	15738	1490	6.86E+05	6.73E+11
Y	16	1460	4000	200	12420	730	15738	1490	2.92E+05	5.19E+10
Y	17	10620	4000	200	18120	33560	15738	1490	2.12E+06	2.00E+13
Y	18	3690	4000	200	19050	4995	15738	1490	7.38E+05	8.37E+11
Y	19	3730	4000	200	24750	32550	15738	1490	7.46E+05	8.65E+11
Y	20	7170	4000	200	24750	25645	15738	1490	1.43E+06	6.14E+12
Y	21	7120	4000	200	21900	12907	15738	1490	1.42E+06	6.02E+12
Y	22	2370	4000	200	34270	37630	15738	1490	4.74E+05	2.22E+11
Y	23	1480	4000	200	34270	27895	15738	1490	2.96E+05	5.40E+10
Y	24	1220	4000	200	34270	22657	15738	1490	2.44E+05	3.03E+10
Y	25	1080	4000	200	31420	21512	15738	1490	2.16E+05	2.10E+10
Y	26	2290	4000	200	31420	15700	15738	1490	4.58E+05	2.00E+11
Y	27	1220	4000	200	31420	10057	15738	1490	2.44E+05	3.03E+10
Y	28	1080	4000	200	28570	8912	15738	1490	2.16E+05	2.10E+10
Y	29	1100	4000	200	28570	3697	15738	1490	2.20E+05	2.22E+10
<b>Totali:</b>									<b>3.32E+07</b>	

Direzione	Denominazione Parete	$k_y$	$k_x$	$x_i k_y$	$y_i k_x$
		[N/mm]	[N/mm]	[N]	[N]
X	1	0.00E+00	5.63E+04	0.00E+00	2.19E+09
X	2	0.00E+00	1.91E+05	0.00E+00	7.42E+09
X	3	0.00E+00	2.91E+05	0.00E+00	1.13E+10
X	4	0.00E+00	2.18E+05	0.00E+00	7.55E+09
X	5	0.00E+00	8.25E+04	0.00E+00	2.86E+09
X	6	0.00E+00	1.02E+05	0.00E+00	3.32E+09
X	7	0.00E+00	8.95E+04	0.00E+00	2.91E+09
X	8	0.00E+00	5.33E+05	0.00E+00	1.51E+10
X	9	0.00E+00	4.80E+05	0.00E+00	1.36E+10
X	10	0.00E+00	2.47E+05	0.00E+00	5.44E+09
X	12	0.00E+00	1.67E+05	0.00E+00	3.68E+09
X	13	0.00E+00	3.84E+04	0.00E+00	8.47E+08
X	14	0.00E+00	1.67E+05	0.00E+00	3.68E+09
X	15	0.00E+00	3.48E+05	0.00E+00	5.49E+09
X	16	0.00E+00	4.78E+05	0.00E+00	7.52E+09
X	17	0.00E+00	9.23E+04	0.00E+00	8.72E+08
X	18	0.00E+00	6.24E+04	0.00E+00	5.90E+08
X	19	0.00E+00	5.29E+04	0.00E+00	5.00E+08
X	20	0.00E+00	8.67E+04	0.00E+00	8.19E+08
X	22	0.00E+00	1.69E+05	0.00E+00	1.60E+09
X	23	0.00E+00	1.80E+05	0.00E+00	4.20E+08
X	24	0.00E+00	3.91E+04	0.00E+00	0.00E+00
X	25	0.00E+00	3.97E+04	0.00E+00	0.00E+00
X	26	0.00E+00	4.49E+05	0.00E+00	1.41E+09
Y	1	7.69E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Y	2	1.00E+05	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Y	3	2.98E+04	0.00E+00	8.64E+07	0.00E+00
Y	4	6.03E+04	0.00E+00	1.75E+08	0.00E+00
Y	5	8.18E+04	0.00E+00	2.37E+08	0.00E+00
Y	6	2.63E+05	0.00E+00	7.63E+08	0.00E+00
Y	7	4.89E+04	0.00E+00	1.42E+08	0.00E+00
Y	8	1.40E+05	0.00E+00	1.74E+09	0.00E+00
Y	9	1.29E+05	0.00E+00	1.60E+09	0.00E+00
Y	10	2.98E+05	0.00E+00	3.13E+09	0.00E+00
Y	11	1.13E+05	0.00E+00	1.18E+09	0.00E+00
Y	12	2.15E+05	0.00E+00	2.26E+09	0.00E+00
Y	14	1.18E+05	0.00E+00	7.25E+08	0.00E+00
Y	15	1.92E+05	0.00E+00	2.39E+09	0.00E+00
Y	16	5.69E+04	0.00E+00	7.07E+08	0.00E+00
Y	17	6.52E+05	0.00E+00	1.18E+10	0.00E+00
Y	18	2.10E+05	0.00E+00	3.99E+09	0.00E+00
Y	19	2.12E+05	0.00E+00	5.26E+09	0.00E+00
Y	20	4.35E+05	0.00E+00	1.08E+10	0.00E+00
Y	21	4.31E+05	0.00E+00	9.45E+09	0.00E+00
Y	22	1.20E+05	0.00E+00	4.12E+09	0.00E+00
Y	23	5.83E+04	0.00E+00	2.00E+09	0.00E+00
Y	24	4.10E+04	0.00E+00	1.40E+09	0.00E+00
Y	25	3.22E+04	0.00E+00	1.01E+09	0.00E+00
Y	26	1.15E+05	0.00E+00	3.60E+09	0.00E+00
Y	27	4.10E+04	0.00E+00	1.29E+09	0.00E+00
Y	28	3.22E+04	0.00E+00	9.20E+08	0.00E+00
Y	29	3.34E+04	0.00E+00	9.55E+08	0.00E+00
<b>Totali:</b>		<b>4.34E+06</b>	<b>4.66E+06</b>	<b>7.17E+10</b>	<b>9.91E+10</b>
<b>Centro di rigidezza <math>x_R</math> [mm]:</b>					<b>16540.29</b>
<b>Centro di rigidezza <math>y_R</math> [mm]:</b>					<b>21286.89</b>

**Eccentricità tra centro di massa e rigidezza:**

Primo solaio

Centro di massa $x_G$ [mm]:	<b>17651</b>
Centro di massa $y_G$ [mm]:	<b>19886</b>
Centro di rigidezza $x_R$ [mm]:	16540
Centro di rigidezza $y_R$ [mm]:	21287
Eccentricità geometrica $e_x$ [mm]:	1111.1
Eccentricità geometrica $e_y$ [mm]:	-1400.5
lato lungo x [mm]:	<b>38000</b>
lato lungo y [mm]:	<b>39400</b>
Eccentricità accidentale $e_x$ [mm]:	1970.0
Eccentricità accidentale $e_y$ [mm]:	1900.0
Eccentricità totale $e_x$ [mm]:	3081
Eccentricità totale $e_y$ [mm]:	3301
Distanza [mm]:	4515.2
Taglio di piano [kN]:	<b>1522.8</b>
Mt_sisma x [kNm]:	5026.1
Mt_sisma y [kNm]:	4692.0



ING. ALESSANDRO GASPARINI

via S. Mattia 17, 35121 Padova (PD) – ITALY

tel: +39/0498789913

fax: +39/0498312080

e-mail: posta@studioingegneria.com

**Ripartizione delle forze sismiche:**

Direzione	Denominazione Parete	Lunghezza	Altezza	spessore	Coord - riferite al CR		$k_y$	$k_y \cdot x^2$	$k_x$	$k_x \cdot y^2$
		[mm]	[mm]	[mm]	x_parete [mm]	y_parete [mm]	[N/mm]	[Nmm]	[N/mm]	[Nmm]
X	1	1450.00	4000.00	200.00	2286.71	17583.11	0.00E+00	0.00E+00	5.63E+04	1.74E+13
X	2	3410.00	4000.00	200.00	8607.71	17583.11	0.00E+00	0.00E+00	1.91E+05	5.91E+13
X	3	4930.00	4000.00	200.00	15265.71	17583.11	0.00E+00	0.00E+00	2.91E+05	9.00E+13
X	4	3810.00	4000.00	200.00	-14635.29	13383.11	0.00E+00	0.00E+00	2.18E+05	3.90E+13
X	5	1830.00	4000.00	200.00	-4190.29	13383.11	0.00E+00	0.00E+00	8.25E+04	1.48E+13
X	6	2110.00	4000.00	200.00	2634.71	11263.11	0.00E+00	0.00E+00	1.02E+05	1.29E+13
X	7	1930.00	4000.00	200.00	7244.71	11263.11	0.00E+00	0.00E+00	8.95E+04	1.14E+13
X	8	8720.00	4000.00	200.00	-12179.29	7063.11	0.00E+00	0.00E+00	5.33E+05	2.66E+13
X	9	7880.00	4000.00	200.00	13788.71	7063.11	0.00E+00	0.00E+00	4.80E+05	2.39E+13
X	10	4250.00	4000.00	200.00	-11517.29	783.11	0.00E+00	0.00E+00	2.47E+05	1.51E+11
X	12	3050.00	4000.00	200.00	6784.71	763.11	0.00E+00	0.00E+00	1.67E+05	9.71E+10
X	13	1180.00	4000.00	200.00	12097.71	763.11	0.00E+00	0.00E+00	3.84E+04	2.24E+10
X	14	3050.00	4000.00	200.00	16202.71	763.11	0.00E+00	0.00E+00	1.67E+05	9.71E+10
X	15	5820.00	4000.00	200.00	-10729.29	-5526.89	0.00E+00	0.00E+00	3.48E+05	1.06E+13
X	16	7850.00	4000.00	200.00	10954.71	-5536.89	0.00E+00	0.00E+00	4.78E+05	1.46E+13
X	17	1970.00	4000.00	200.00	-11392.29	-11836.89	0.00E+00	0.00E+00	9.23E+04	1.29E+13
X	18	1540.00	4000.00	200.00	-6792.29	-11836.89	0.00E+00	0.00E+00	6.24E+04	8.74E+12
X	19	1400.00	4000.00	200.00	-3520.29	-11836.89	0.00E+00	0.00E+00	5.29E+04	7.41E+12
X	20	1890.00	4000.00	200.00	2153.71	-11836.89	0.00E+00	0.00E+00	8.67E+04	1.21E+13
X	22	3080.00	4000.00	200.00	13339.71	-11836.89	0.00E+00	0.00E+00	1.69E+05	2.37E+13
X	23	3240.00	4000.00	200.00	-12020.29	-18946.89	0.00E+00	0.00E+00	1.80E+05	6.45E+13
X	24	1190.00	4000.00	200.00	-9803.29	-21286.89	0.00E+00	0.00E+00	3.91E+04	1.77E+13
X	25	1200.00	4000.00	200.00	-4718.29	-21286.89	0.00E+00	0.00E+00	3.97E+04	1.80E+13
X	26	7390.00	4000.00	200.00	8333.71	-18136.89	0.00E+00	0.00E+00	4.49E+05	1.48E+14
Y	1	1750.00	4000.00	200.00	-16540.29	12508.11	7.69E+04	2.11E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	2	2080.00	4000.00	200.00	-16540.29	8103.11	1.00E+05	2.74E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	3	1040.00	4000.00	200.00	-13640.29	4683.11	2.98E+04	5.54E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	4	1510.00	4000.00	200.00	-13640.29	921.11	6.03E+04	1.12E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	5	1820.00	4000.00	200.00	-13640.29	-5828.89	8.18E+04	1.52E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	6	4500.00	4000.00	200.00	-13640.29	-12870.89	2.63E+05	4.89E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	7	1340.00	4000.00	200.00	-13640.29	-18278.89	4.89E+04	9.09E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	8	2660.00	4000.00	200.00	-4120.29	12056.11	1.40E+05	2.38E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	9	2500.00	4000.00	200.00	-4120.29	8211.11	1.29E+05	2.19E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	10	5030.00	4000.00	200.00	-6020.29	4548.11	2.98E+05	1.08E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	11	2260.00	4000.00	200.00	-6020.29	-5966.89	1.13E+05	4.08E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	12	3770.00	4000.00	200.00	-6020.29	-9971.89	2.15E+05	7.79E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	14	2340.00	4000.00	200.00	-10400.29	-20116.89	1.18E+05	1.28E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	15	3430.00	4000.00	200.00	-4120.29	-16622.89	1.92E+05	3.27E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	16	1460.00	4000.00	200.00	-4120.29	-20556.89	5.69E+04	9.67E+11	0.00E+00	0.00E+00
Y	17	10620.00	4000.00	200.00	1579.71	12273.11	6.52E+05	1.63E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	18	3690.00	4000.00	200.00	2509.71	-16291.89	2.10E+05	1.32E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	19	3730.00	4000.00	200.00	8209.71	11263.11	2.12E+05	1.43E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	20	7170.00	4000.00	200.00	8209.71	4358.11	4.35E+05	2.93E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	21	7120.00	4000.00	200.00	5359.71	-8379.89	4.31E+05	1.24E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	22	2370.00	4000.00	200.00	17729.71	16343.11	1.20E+05	3.78E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	23	1480.00	4000.00	200.00	17729.71	6608.11	5.83E+04	1.83E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	24	1220.00	4000.00	200.00	17729.71	1370.11	4.10E+04	1.29E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	25	1080.00	4000.00	200.00	14879.71	225.11	3.22E+04	7.13E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	26	2290.00	4000.00	200.00	14879.71	-5586.89	1.15E+05	2.54E+13	0.00E+00	0.00E+00
Y	27	1220.00	4000.00	200.00	14879.71	-11229.89	4.10E+04	9.08E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	28	1080.00	4000.00	200.00	12029.71	-12374.89	3.22E+04	4.66E+12	0.00E+00	0.00E+00
Y	29	1100.00	4000.00	200.00	12029.71	-17589.89	3.34E+04	4.84E+12	0.00E+00	0.00E+00
	<b>Totali:</b>						<b>4.34E+06</b>	<b>3.62E+14</b>	<b>4.66E+06</b>	<b>6.33E+14</b>

**Ripartizione delle forze sismiche:**

Direzione	Denominazione Parete	sisma x + 0,3Mty						segno	Fi tot [kN]
		Fx,i taglio [kN]	Fx,i torsione [kN]	Mt_xi [kNm]	Fy,i torsione [kN]	Mt_yi [kNm]			
X	1	18.40	6.40	112.47	0.00	0.00	1.00	24.79	
X	2	62.46	21.72	381.88	0.00	0.00	1.00	84.18	
X	3	95.16	33.09	581.83	0.00	0.00	1.00	128.25	
X	4	71.17	18.84	252.10	0.00	0.00	-1.00	52.34	
X	5	26.98	7.14	95.58	0.00	0.00	-1.00	19.84	
X	6	33.38	7.43	83.74	0.00	0.00	1.00	40.81	
X	7	29.27	6.52	73.43	0.00	0.00	1.00	35.79	
X	8	174.17	24.33	171.83	0.00	0.00	-1.00	149.84	
X	9	156.82	21.90	154.71	0.00	0.00	1.00	178.72	
X	10	80.66	1.25	0.98	0.00	0.00	-1.00	79.41	
X	12	54.53	0.82	0.63	0.00	0.00	1.00	55.35	
X	13	12.57	0.19	0.14	0.00	0.00	1.00	12.76	
X	14	54.53	0.82	0.63	0.00	0.00	1.00	55.35	
X	15	113.93	-12.45	68.82	0.00	0.00	-1.00	101.48	
X	16	156.20	-17.10	94.70	0.00	0.00	1.00	173.30	
X	17	30.18	-7.07	83.63	0.00	0.00	-1.00	23.12	
X	18	20.41	-4.78	56.54	0.00	0.00	-1.00	15.63	
X	19	17.29	-4.05	47.91	0.00	0.00	-1.00	13.24	
X	20	28.35	-6.64	78.57	0.00	0.00	1.00	34.99	
X	22	55.19	-12.92	152.94	0.00	0.00	1.00	68.11	
X	23	58.73	-22.00	416.92	0.00	0.00	-1.00	36.72	
X	24	12.77	-5.38	114.47	0.00	0.00	-1.00	7.40	
X	25	12.98	-5.47	116.34	0.00	0.00	-1.00	7.52	
X	26	146.67	-52.61	954.11	0.00	0.00	1.00	199.27	
Y	1	0.00	0.00	0.00	-8.23	136.13	-1.00	-8.23	
Y	2	0.00	0.00	0.00	-10.69	176.89	-1.00	-10.69	
Y	3	0.00	0.00	0.00	-2.63	35.85	-1.00	-2.63	
Y	4	0.00	0.00	0.00	-5.32	72.61	-1.00	-5.32	
Y	5	0.00	0.00	0.00	-7.22	98.45	-1.00	-7.22	
Y	6	0.00	0.00	0.00	-23.20	316.48	-1.00	-23.20	
Y	7	0.00	0.00	0.00	-4.31	58.78	-1.00	-4.31	
Y	8	0.00	0.00	0.00	-3.73	15.39	-1.00	-3.73	
Y	9	0.00	0.00	0.00	-3.44	14.18	-1.00	-3.44	
Y	10	0.00	0.00	0.00	-11.58	69.73	-1.00	-11.58	
Y	11	0.00	0.00	0.00	-4.38	26.37	-1.00	-4.38	
Y	12	0.00	0.00	0.00	-8.37	50.39	-1.00	-8.37	
Y	14	0.00	0.00	0.00	-7.94	82.59	-1.00	-7.94	
Y	15	0.00	0.00	0.00	-5.13	21.12	-1.00	-5.13	
Y	16	0.00	0.00	0.00	-1.52	6.25	-1.00	-1.52	
Y	17	0.00	0.00	0.00	6.66	10.52	1.00	6.66	
Y	18	0.00	0.00	0.00	3.40	8.54	1.00	3.40	
Y	19	0.00	0.00	0.00	11.27	92.55	1.00	11.27	
Y	20	0.00	0.00	0.00	23.07	189.40	1.00	23.07	
Y	21	0.00	0.00	0.00	14.95	80.14	1.00	14.95	
Y	22	0.00	0.00	0.00	13.78	244.25	1.00	13.78	
Y	23	0.00	0.00	0.00	6.68	118.51	1.00	6.68	
Y	24	0.00	0.00	0.00	4.70	83.32	1.00	4.70	
Y	25	0.00	0.00	0.00	3.10	46.11	1.00	3.10	
Y	26	0.00	0.00	0.00	11.03	164.09	1.00	11.03	
Y	27	0.00	0.00	0.00	3.94	58.68	1.00	3.94	
Y	28	0.00	0.00	0.00	2.51	30.14	1.00	2.51	
Y	29	0.00	0.00	0.00	2.60	31.28	1.00	2.60	
	<b>Totali:</b>	<b>1522.80</b>		<b>4094.90</b>		<b>2338.75</b>			

Mt\_tot 6433.66

vs

6433.66

Ripartizione delle forze sismiche:

Direzione	Denominazione Parete	sisma y + 0,3 Mtx							max tra Fh e Fh+Mt		
		Fy,i taglio [kN]	Fy,i torsione [kN]	Mt_yi [kNm]	Fx,i torsione [kN]	Mt_xi [kNm]	segno	Fi tot [kN]	pos [kN]	neg [kN]	ass max [kN]
X	1	0.00	0.00	0.00	6.16	108.38	1.00	6.16	24.79	0.00	24.79
X	2	0.00	0.00	0.00	20.93	368.00	1.00	20.93	84.18	0.00	84.18
X	3	0.00	0.00	0.00	31.89	560.68	1.00	31.89	128.25	0.00	128.25
X	4	0.00	0.00	0.00	18.15	242.93	1.00	18.15	71.17	0.00	71.17
X	5	0.00	0.00	0.00	6.88	92.11	1.00	6.88	26.98	0.00	26.98
X	6	0.00	0.00	0.00	7.16	80.69	1.00	7.16	40.81	0.00	40.81
X	7	0.00	0.00	0.00	6.28	70.76	1.00	6.28	35.79	0.00	35.79
X	8	0.00	0.00	0.00	23.44	165.59	1.00	23.44	174.17	0.00	174.17
X	9	0.00	0.00	0.00	21.11	149.09	1.00	21.11	178.72	0.00	178.72
X	10	0.00	0.00	0.00	1.20	0.94	1.00	1.20	80.66	0.00	80.66
X	12	0.00	0.00	0.00	0.79	0.61	1.00	0.79	55.35	0.00	55.35
X	13	0.00	0.00	0.00	0.18	0.14	1.00	0.18	12.76	0.00	12.76
X	14	0.00	0.00	0.00	0.79	0.61	1.00	0.79	55.35	0.00	55.35
X	15	0.00	0.00	0.00	-12.00	66.32	-1.00	-12.00	113.93	-12.00	113.93
X	16	0.00	0.00	0.00	-16.48	91.26	-1.00	-16.48	173.30	-16.48	173.30
X	17	0.00	0.00	0.00	-6.81	80.59	-1.00	-6.81	30.18	-6.81	30.18
X	18	0.00	0.00	0.00	-4.60	54.49	-1.00	-4.60	20.41	-4.60	20.41
X	19	0.00	0.00	0.00	-3.90	46.17	-1.00	-3.90	17.29	-3.90	17.29
X	20	0.00	0.00	0.00	-6.40	75.71	-1.00	-6.40	34.99	-6.40	34.99
X	22	0.00	0.00	0.00	-12.45	147.38	-1.00	-12.45	68.11	-12.45	68.11
X	23	0.00	0.00	0.00	-21.20	401.76	-1.00	-21.20	58.73	-21.20	58.73
X	24	0.00	0.00	0.00	-5.18	110.31	-1.00	-5.18	12.77	-5.18	12.77
X	25	0.00	0.00	0.00	-5.27	112.11	-1.00	-5.27	12.98	-5.27	12.98
X	26	0.00	0.00	0.00	-50.69	919.42	-1.00	-50.69	199.27	-50.69	199.27
Y	1	27.03	-7.93	131.18	0.00	0.00	1.00	34.96	34.96	-8.23	34.96
Y	2	35.12	-10.31	170.46	0.00	0.00	1.00	45.42	45.42	-10.69	45.42
Y	3	10.47	-2.53	34.55	0.00	0.00	1.00	13.00	13.00	-2.63	13.00
Y	4	21.20	-5.13	69.97	0.00	0.00	1.00	26.33	26.33	-5.32	26.33
Y	5	28.74	-6.96	94.87	0.00	0.00	-1.00	21.78	28.74	-7.22	28.74
Y	6	92.39	-22.36	304.97	0.00	0.00	-1.00	70.03	92.39	-23.20	92.39
Y	7	17.16	-4.15	56.65	0.00	0.00	-1.00	13.01	17.16	-4.31	17.16
Y	8	49.23	-3.60	14.83	0.00	0.00	1.00	52.83	52.83	-3.73	52.83
Y	9	45.36	-3.32	13.66	0.00	0.00	1.00	48.68	48.68	-3.44	48.68
Y	10	104.49	-11.16	67.19	0.00	0.00	1.00	115.65	115.65	-11.58	115.65
Y	11	39.52	-4.22	25.41	0.00	0.00	-1.00	35.30	39.52	-4.38	39.52
Y	12	75.52	-8.07	48.56	0.00	0.00	-1.00	67.45	75.52	-8.37	75.52
Y	14	41.47	-7.65	79.59	0.00	0.00	-1.00	33.82	41.47	-7.94	41.47
Y	15	67.56	-4.94	20.35	0.00	0.00	-1.00	62.62	67.56	-5.13	67.56
Y	16	20.00	-1.46	6.02	0.00	0.00	-1.00	18.54	20.00	-1.52	20.00
Y	17	229.07	6.42	10.14	0.00	0.00	1.00	235.49	235.49	0.00	235.49
Y	18	73.65	3.28	8.23	0.00	0.00	-1.00	70.37	73.65	0.00	73.65
Y	19	74.59	10.86	89.19	0.00	0.00	1.00	85.45	85.45	0.00	85.45
Y	20	152.63	22.23	182.52	0.00	0.00	1.00	174.87	174.87	0.00	174.87
Y	21	151.52	14.41	77.22	0.00	0.00	-1.00	137.11	151.52	0.00	151.52
Y	22	42.20	13.28	235.38	0.00	0.00	1.00	55.48	55.48	0.00	55.48
Y	23	20.48	6.44	114.20	0.00	0.00	1.00	26.92	26.92	0.00	26.92
Y	24	14.40	4.53	80.29	0.00	0.00	1.00	18.92	18.92	0.00	18.92
Y	25	11.31	2.99	44.43	0.00	0.00	1.00	14.30	14.30	0.00	14.30
Y	26	40.25	10.63	158.13	0.00	0.00	-1.00	29.63	40.25	0.00	40.25
Y	27	14.40	3.80	56.55	0.00	0.00	-1.00	10.60	14.40	0.00	14.40
Y	28	11.31	2.41	29.04	0.00	0.00	-1.00	8.90	11.31	0.00	11.31
Y	29	11.74	2.51	30.14	0.00	0.00	-1.00	9.23	11.74	0.00	11.74
	<b>Totali:</b>	<b>1522.80</b>		<b>2253.74</b>		<b>3946.05</b>					

Mt\_tot 6199.79 vs 6199.79

Verifica degli spostamenti

Direzione	Denominazione Parete	Lunghezza [m]	Altezza H [m]	V <sub>sd</sub> -H				d <sub>TOT</sub> [mm]	d <sub>TOT</sub> /H D	C= 0.0013H VERIFICA D/C
				V <sub>sd</sub> [kN]	M <sub>sd</sub> [kNm]	k <sub>MV</sub> [N/mm]	d <sub>TOT</sub> [mm]			
X	1	1.45	4.00	25	99.2	56'257	0.44	0.00011	0.085	
X	2	3.41	4.00	84	336.7	191'012	0.44	0.00011	0.085	
X	3	4.93	4.00	128	513.0	291'022	0.44	0.00011	0.085	
X	4	3.81	4.00	71	284.7	217'659	0.33	0.00008	0.063	
X	5	1.83	4.00	27	107.9	82'525	0.33	0.00008	0.063	
X	6	2.11	4.00	41	163.3	102'077	0.40	0.00010	0.077	
X	7	1.93	4.00	36	143.2	89'508	0.40	0.00010	0.077	
X	8	8.72	4.00	174	696.7	532'646	0.33	0.00008	0.063	
X	9	7.88	4.00	179	714.9	479'577	0.37	0.00009	0.072	
X	10	4.25	4.00	81	322.6	246'671	0.33	0.00008	0.063	
X	12	3.05	4.00	55	221.4	166'763	0.33	0.00008	0.064	
X	13	1.18	4.00	13	51.0	38'428	0.33	0.00008	0.064	
X	14	3.05	4.00	55	221.4	166'763	0.33	0.00008	0.064	
X	15	5.82	4.00	114	455.7	348'420	0.33	0.00008	0.063	
X	16	7.85	4.00	173	693.2	477'678	0.36	0.00009	0.070	
X	17	1.97	4.00	30	120.7	92'302	0.33	0.00008	0.063	
X	18	1.54	4.00	20	81.6	62'406	0.33	0.00008	0.063	
X	19	1.40	4.00	17	69.2	52'875	0.33	0.00008	0.063	
X	20	1.89	4.00	35	140.0	86'714	0.40	0.00010	0.078	
X	22	3.08	4.00	68	272.5	168'794	0.40	0.00010	0.078	
X	23	3.24	4.00	59	234.9	179'595	0.33	0.00008	0.063	
X	24	1.19	4.00	13	51.1	39'065	0.33	0.00008	0.063	
X	25	1.20	4.00	13	51.9	39'704	0.33	0.00008	0.063	
X	26	7.39	4.00	199	797.1	448'531	0.44	0.00011	0.085	
Y	1	1.75	4.00	35	139.8	76'947	0.45	0.00011	0.087	
Y	2	2.08	4.00	45	181.7	99'983	0.45	0.00011	0.087	
Y	3	1.04	4.00	13	52.0	29'797	0.44	0.00011	0.084	
Y	4	1.51	4.00	26	105.3	60'349	0.44	0.00011	0.084	
Y	5	1.82	4.00	29	115.0	81'827	0.35	0.00009	0.068	
Y	6	4.50	4.00	92	369.6	263'038	0.35	0.00009	0.068	
Y	7	1.34	4.00	17	68.6	48'856	0.35	0.00009	0.068	
Y	8	2.66	4.00	53	211.3	140'167	0.38	0.00009	0.072	
Y	9	2.50	4.00	49	194.7	129'152	0.38	0.00009	0.072	
Y	10	5.03	4.00	116	462.6	297'504	0.39	0.00010	0.075	
Y	11	2.26	4.00	40	158.1	112'524	0.35	0.00009	0.068	
Y	12	3.77	4.00	76	302.1	215'007	0.35	0.00009	0.068	
Y	14	2.34	4.00	41	165.9	118'080	0.35	0.00009	0.068	
Y	15	3.43	4.00	68	270.2	192'351	0.35	0.00009	0.068	
Y	16	1.46	4.00	20	80.0	56'937	0.35	0.00009	0.068	
Y	17	10.62	4.00	235	941.9	652'175	0.36	0.00009	0.069	
Y	18	3.69	4.00	74	294.6	209'695	0.35	0.00009	0.068	
Y	19	3.73	4.00	85	341.8	212'352	0.40	0.00010	0.077	
Y	20	7.17	4.00	175	699.5	434'566	0.40	0.00010	0.077	
Y	21	7.12	4.00	152	606.1	431'390	0.35	0.00009	0.068	
Y	22	2.37	4.00	55	221.9	120'160	0.46	0.00012	0.089	
Y	23	1.48	4.00	27	107.7	58'299	0.46	0.00012	0.089	
Y	24	1.22	4.00	19	75.7	40'988	0.46	0.00012	0.089	
Y	25	1.08	4.00	14	57.2	32'204	0.44	0.00011	0.085	
Y	26	2.29	4.00	40	161.0	114'609	0.35	0.00009	0.068	
Y	27	1.22	4.00	14	57.6	40'988	0.35	0.00009	0.068	
Y	28	1.08	4.00	11	45.2	32'204	0.35	0.00009	0.068	
Y	29	1.10	4.00	12	47.0	33'427	0.35	0.00009	0.068	

V<sub>Ed,X,TOT</sub> 1711 kN  
V<sub>Ed,Y,TOT</sub> 1634 kN

D/C<sub>max</sub> 0.089

Le verifiche risultano tutte ampiamente soddisfatte con un rapporto massimo tra spostamento maggiore e limite imposto per evitare danni agli elementi non strutturali pari a:

D/C= 0.089

## 17 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE FONDAZIONI

La verifica di stabilità globale del sistema fondazionale viene effettuata verificando, a favore di sicurezza, che la fondazione sotto carichi sismici risulti non parzializzata.

Per il calcolo dell'azione sismica in fondazione si fa riferimento ad un fattore di struttura unitario.

È possibile quindi verificare lo stato tensionale globale delle fondazioni mediante le seguenti formulazione:

$$\sigma_1 = N/A - M/W \text{ (Controllo Parzializzazione)}$$

$$\sigma_2 = N/A + M/W \text{ (Controllo Massima Tensione)}$$

Dove:

N è il peso totale della struttura (in combinazione sismica) comprensivo del peso delle fondazioni

A è la superficie totale delle fondazioni

M il momento sismico agente allo SLV

W il modulo di resistenza minimo della sezione globale in pianta del sistema fondazionale

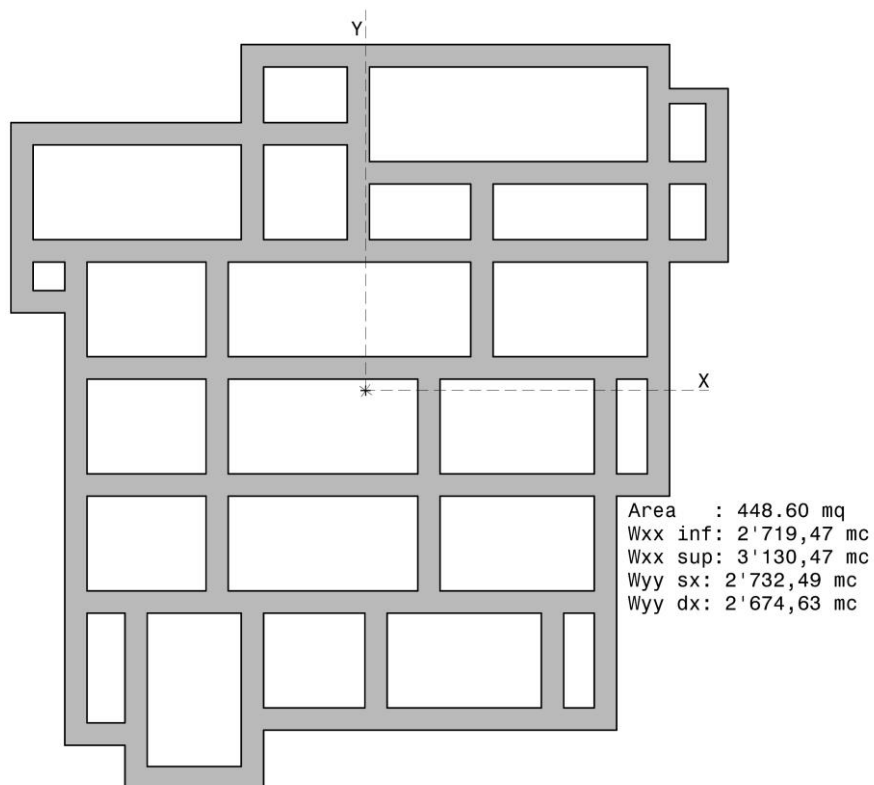


Figura 30 – Impronta del graticcio di fondazioni

### **FORZA SISMICA CON q=1**

**Periodo fondamentale T1 [s]** >0.15; <0.4

$S_{d,el}(T_1)$ [ag/g]:	<b>0.41</b>
q:	<b>1.0</b>
$S_d(T_1)$ [ag/g]:	0.41
$\lambda$ :	<b>1.0</b>
<b>Massa edificio M [t]</b>	1101.4
<b>Peso sismico edificio W [kN]</b>	<b>10800</b>

$$F_h = 10800 \times 0.412 = 4450 \text{ kN}$$

$$M_{TOT} = F_h \times 4m = 17800 \text{ kNm}$$

### PESO TOTALE DELL'EDIFICIO

PIANO	Descriz.	Sup. [m <sup>2</sup> ]	CARICHI [kN/m <sup>2</sup> ]		$\Psi_{2j}$	Peso [kN]
			G1+G2	Qk		
Copertura	Predalles + pannelli fotov.	280.6	7.00	1.00	0.0	1964.1
	Predalles	539.0	6.50	1.00	0.0	3503.6
	Solaio legno + acciaio	235.2	3.70	1.00	0.0	870.2
	Solaio centrale termica	28.0	9.20	5.00	0.8	369.6
	Solaio terrazza impianti	62.4	8.30	5.00	0.6	705.6
Primo	Solaio copertura C.T.	28.0	5.00	1.00	0.0	140.0
<b>TOTALE</b>		<b>1173.2</b>				<b>7'553.0</b>

### MURATURE E CARICHI LINEARI

PIANO	Descriz.	Lung.   Area [m]   [m <sup>2</sup> ]	Alt. [m]	incidenza	Peso U.	Peso [kN]
	Setti X	100.00	4.00	1.30	5.30	2756.0
	Setti Y	90.00	4.00	1.30	5.30	2480.4
	Pareti Centrale termica	21.80	3.00	1.00	5.30	346.6
	Parapetto Terrazza impianti	22.50	1.50	1.00	5.30	178.9
	Barriera antirumore	22.50	1.70	1.00	1.00	38.3
	Peso fondazioni	405.00	1.00	1.00	16.50	6682.5
<b>TOTALE</b>						<b>12'482.6</b>

### PESO TOTALE COMPRENSIVO DELLE FONDAZIONI

**20'035.7 kN**

$$N \approx 20036 \text{ kN}$$

$$N/A = 20036/448.6 = 44.7 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$M \approx 17800 \text{ kNm}$$

$$M/W_{\min} = 17800/2674 = 6.7 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_1 = 44.7 - 6.7 = 38.0 > 0$$

SEZIONE NON PARZIALIZZATA

$$\sigma_2 = 44.7 + 6.7 = 51.4 < 187.3$$

VERIFICA SODDISFATTA

## 18 VERIFICA A SCORRIMENTO DELLE FONDAZIONI

Per quanto riguarda le azioni orizzontali da valutare per le fondazioni, esse risultano massime nella combinazione sismica; tenendo conto di un fattore di struttura  $q=1$ .

L'azione inerziale sulla massa delle fondazioni e sulle pareti che afferiscono a livello del terreno viene calcolata moltiplicando la massa delle stesse per l'accelerazione al suolo amplificata del solo coefficiente stratigrafico.

$$F_{h,fond} = W_{fond} \times a_g / g \times S = [6682.5 + (2756 + 2480.4) / 2] \times 0.107 \times 1.5 = 1492.8 \text{ kN}$$

$$F_{h,TOT} = F_h + F_{h,fond} = 4450 + 1493 = 5943 \text{ kN}$$

La resistenza caratteristica allo scorrimento totale risulta come visto in precedenza pari a:

$$F_{H,att} = 9667 \text{ kN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.