

# Comune di Casalecchio di Reno Città Metropolitana di Bologna

## OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIE IN ATTUAZIONE AL P.U.A. DI RECUPERO E RIQUALIFICAZIONE AMBITO SUB 39.0



COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO

COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA, STRUTTURALE



Ing. Stefano Neri

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI

SY.TEC S.r.l

Dott. Ing. Luciano Grulla

PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI

Studio Nocera S.r.l.

Ing. Filippo Borrini

CONSULENTI OPERE A VERDE:

Studio Silva S.r.l.

Consulenza a progettazione ambientale

Dott. Marco Sassatelli

INTERVENTO N°5

CABINA ELETTRICA

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE TECNICA

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLATO	APPROVATO
00	09.2018	EMISSIONE	LG	SR	SN
01	01.2019	AGGIORNAMENTO - RAPPORTO INTERMEDIO n°1 DI VERIFICA	SB	SR	SN

FILE : PEB.U.S.01\_CABINA ELETTRICA\_RS\_REV01.DWG

SCALA

TAVOLA

PEB.U.S.02

## **SHOPVILLE GRANRENO**

**Comune di Casalecchio di Reno – Provincia di Bologna**

### **CABINA ELETTRICA**

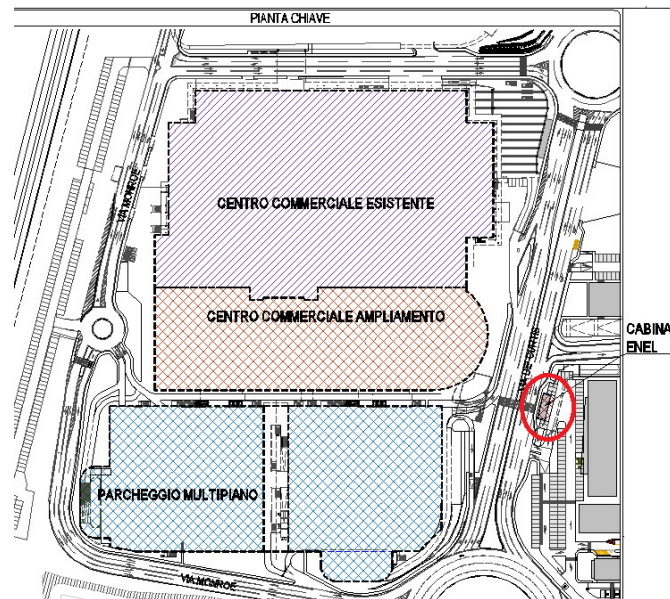
### **Relazione tecnica**

## Sommario

1	RELAZIONE GENERALE .....	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	5
3	RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI .....	6
4	ANALISI DEI CARICHI .....	7
5	MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI .....	13
6	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE DI RESISTENZA .....	14

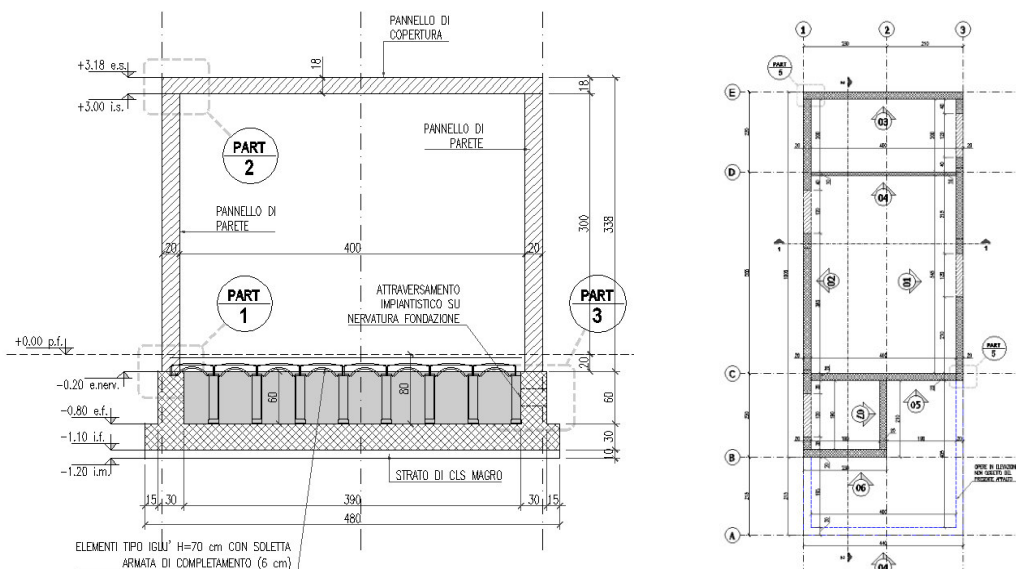
## 1 RELAZIONE GENERALE

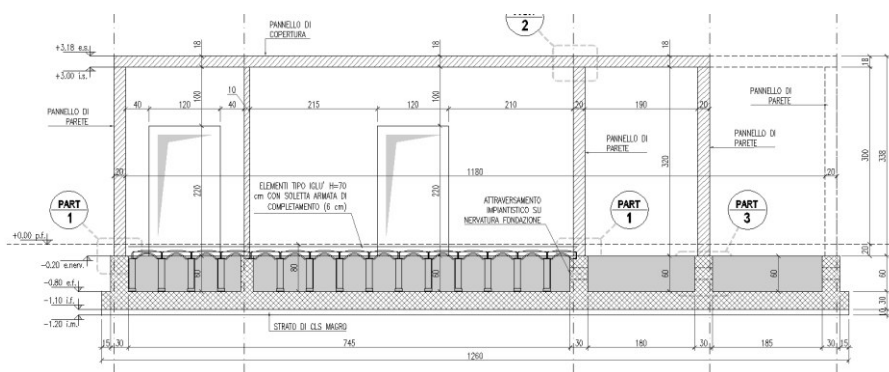
La presente relazione ha come oggetto il dimensionamento strutturale delle fondazioni della cabina ELETTRICA prefabbricata in C.A. appartenente agli interventi inerenti al centro commerciale denominato “Shopville Granreno” e della realizzazione del pertinente parcheggio multipiano, ubicati nel Comune di Casalecchio di Reno, provincia di Bologna.



## INDIVIDUAZIONE CABINA ENEL

La struttura di fondazione è costituita da una platea nervata in c.c.a. gettata in opera.





SEZIONI TRASVERSALE, PIANTE E SEZIONE LONGITUDINALE DELLA CABINA

Si precisa che parte delle strutture in elevazione non sono oggetto del presente appalto (come specificato negli elaborati strutturali) poiché opere private e verranno pertanto completate in seguito in altro appalto. La fondazione però tiene già conto, sia in termini di carpenteria che dei carichi, della struttura in condizioni ultimate.

Le strutture sono state progettate per resistere alle azioni di progetto di seguito riportate; è stato realizzato un modello agli elementi finiti tridimensionale che descrivesse le geometrie reali della struttura. Il sistema resistente alle azioni orizzontali è costituito dalle pareti laterali, incastrate (secondo la loro direzione “forte”) alla base; la soletta di copertura (realizzata in modo da creare un piano rigido) lega tutte le teste della pareti, realizzando così un comportamento scatolare.

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- **Legge del 5 novembre 1971 n° 1086** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche”.
- **Circolare n. 11951 del 14 febbraio 1974** “Applicazione delle norme sul cemento armato”.
- **NTC 2018 D.M 17 Gennaio 2018** “Norme tecniche per le costruzioni”
- **UNI EN 1990:2006** - Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale
- **UNI EN 1991-1-1:2004** - Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture- Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- **UNI EN 1991-1-4:2005** - Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
- **UNI EN 1992-1-1:2005** - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-1:2005** - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1994-1-1:2005** - Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-1:2005** - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

### 3 RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

Le resistenze di progetto dei materiali risultano dunque essere, seguendo la filosofia degli stati limite:

- Calcestruzzo classe C25/30:

$$\text{Res. cilindrica di progetto a compressione: } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \alpha_{cc} \cdot 250 / \gamma_c = 0,85 \cdot 250 / 1,5 = 141,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico istantaneo: } E_{cm} = 22000 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} [\text{N/mm}^2] = 314750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Densità: } \rho_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

- Calcestruzzo classe C28/35 per strutture prefabbricate:

$$\text{Res. cilindrica di progetto a compressione: } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \alpha_{cc} \cdot 280 / \gamma_c = 0,85 \cdot 280 / 1,5 = 158,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico istantaneo: } E_{cm} = 22000 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} [\text{N/mm}^2] = 323080 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Densità: } \rho_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

- Acciaio per armatura lenta B450C:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4500 / 1,15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Densità: } \rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$$

- Acciaio per carpenteria metallica classe S235:

$$\text{coeff. parziale di sicurezza per verifiche di resistenza: } \gamma_{M0} = 1,05$$

$$S235 \rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 2350 / 1,05 = 2238 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tk} = 4300 \text{ kg/cm}^2$$

- Bulloni e barre per tirafondi:

$$\text{cl. 8.8} \rightarrow \text{tensione di rottura: } f_{tb} = 8000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tensione di snervamento: } f_{yb} = 6490 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza per i collegamenti: } \gamma_{M2} = 1,25$$

MATERIALI E PRESCRIZIONI - CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO IN OPERA							
CALCESTRUZZO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI RESISTENZA [N/mmq]	RAPPORTO MAX a/c	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO [kg/m³]	COPRIFERRO MINIMO NOMINALE [mm]	DIM MAX INERTE [mm]
_ FONDAZIONI :	XC2	Ordinarie	C25/30	0.60	280	30	30
_ SOLETTE:	XC2	Ordinarie	C25/30	0.60	280	25	20
_ ACCIAIO PER ARMATURE:	B450C						

MATERIALI E PRESCRIZIONI - CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER STRUTTURE PREFABBRICATE							
CALCESTRUZZO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI RESISTENZA [N/mmq]	RAPPORTO MAX a/c	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO [kg/m³]	COPRIFERRO MINIMO NOMINALE [mm]	DIM MAX INERTE [mm]
_ ELEMENTI PREFABBRICATI :	XC2	Ordinarie	C28/35	0.60	300	20	16
_ ACCIAIO PER ARMATURE:	B450C						
_ PIASTRAME E BULLONERIA:	ACCIAIO CLASSE S235 - BULLONERIA cl. 8.8						

Per quanto riguarda tutti i prodotti prefabbricati o parzialmente prefabbricati, il fornitore dovrà presentare idonea certificazione.

## 4 ANALISI DEI CARICHI

Si specifica che nelle combinazioni dei carichi allo Stato Limite Ultimo, i carichi permanenti sono stati trattati come “non strutturali” e quindi il relativo coefficiente moltiplicativo è stato posto pari a 1,50.

### 4.1 Analisi dei carichi verticali

CABINA ELETTRICA						
	sp. [cm]	γ [kg/m <sup>3</sup> ]		ψ-SLU	ψ-rara	
<b>CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI</b>				<b>1,30</b>	<b>1,00</b>	
<b>TIPO</b>			<b>q<sub>k, str</sub></b>			
platea di fondazione	30,0	2500,0	750			kg/m <sup>2</sup> kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti strutturali</b>			<b>750</b>	<b>975,0</b>	<b>750,0</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI</b>				<b>1,50</b>	<b>1,00</b>	
<b>TIPO</b>			<b>q<sub>k, perm</sub></b>			
carico permanente portato			500			kg/m <sup>2</sup>
			375			kg/m <sup>2</sup>
sovraccarico			1500			kg/m <sup>2</sup>
			0			kg/m <sup>2</sup>
			0			kg/m <sup>2</sup>
			0			kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>			<b>2375</b>	<b>3562,5</b>	<b>2375,0</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>CARICHI ACCIDENTALI</b>				<b>1,50</b>	<b>1,00</b>	



TIPO			$q_{k,acc}$			
neve			120	(1,50) (0,75)	(1,00) (0,50)	kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi accidentali</b>			<b>120</b>	<b>180,0</b>	<b>120,0</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>CARICHI TOTALI PORTATI</b>			<b>2495</b>	<b>3742,5</b>	<b>2495,0</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>CARICO TOTALE SOLAIO</b>			<b>3245</b>	<b>4717,5</b>	<b>3245</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

In particolare, il carico provocato dalla neve sulle strutture viene valutato attraverso la relazione:

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

dove  $q_{sk}$  è valutato, essendo Bologna in zona I (Mediterranea) e ad un'altitudine inferiore a 200 m s.l.m., pari a:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 = 150 \text{ kg/m}^2;$$

mentre il coefficiente di esposizione  $C_E$  e quello termico  $C_t$  vengono posti pari a 1,00. Il coefficiente di forma  $\mu_i$  invece viene posto uguale a 0,80 in quanto le strutture oggetto della presente relazione e soggette all'azione della neve sono tutte orizzontali o inclinate sull'orizzontale di pochi gradi. Il valore caratteristico dell'azione della neve si assume dunque pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,80 \cdot 150 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 120 \text{ kg/m}^2$$

#### DETERMINAZIONE AZIONE DELLA NEVE - NTC2018

##### DATI GEOGRAFICI

Zona geografica in cui sorge il sito: **Bologna**  
 Denominazione geografica: **Zona I - Mediterranea** (alt: 85,0 m s.l.m.)  
 Altitudine del sito [m]: **automatica** -->  $a_s = 85$  m (s.l.m.)

##### Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo:

$a_s \leq 200$  m -->  $q_{sk} = 1,50$  kN/m<sup>2</sup> = 150,0 kg/m<sup>2</sup>  
 -->  $q_{sk} = 1,50$  kN/m<sup>2</sup> = 150,0 kg/m<sup>2</sup>

##### Topografia della zona:

**Normale**  
 Area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

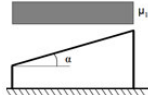
Coefficiente di esposizione:  $C_E = 1,00$

Coefficiente termico:  $C_t = 1,00$

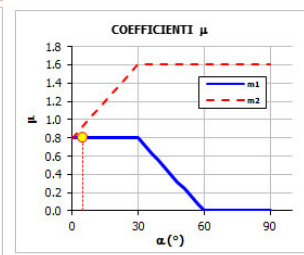
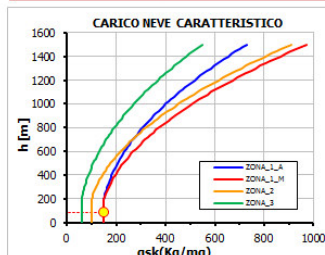
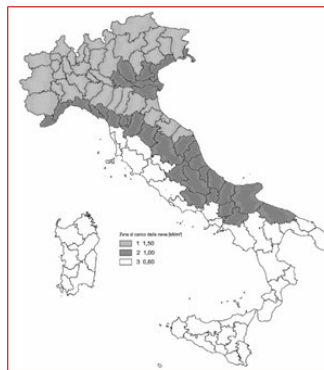
##### Coefficiente di forma per le coperture ad una falda:

Angolo formato dalla falda con l'orizzontale:  $\alpha = 5,0^\circ$

Coefficiente di forma:  $\mu_i = 0,80$



CARICO NEVE:  $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 120,0$  kg/m<sup>2</sup>



La determinazione dell'azione del vento, secondo quanto indicato nella normativa, fornisce i seguenti valori:

### DETERMINAZIONE AZIONE DEL VENTO

#### DATI GEOGRAFICI

Zona geografica in cui sorge il sito: **Emilia Romagna**  
 Denominazione geografica: **zona 2**  
 Altitudine del sito [m]:  $a_s = 100$  m (s.l.m.) ---

classe di rugosità terreno: **B** --> aree urbane (no cl.A), industriali, boschive  
 posizione sito: **oltre 30 km dalla costa, altitudine inferiore a 500 m**

categoria di esposizione: **4**  
 coefficiente di topografia (tipico 1; attenzione se vicinanza pendii):  $c_t = 1.00$

altezza dal suolo del punto considerato ( $z < 200$  m):  $z = 3.5$  m  
 altezza minima con azione del vento costante:  $z_{min} = 8$  m  
 coefficiente di esposizione alla quota  $z = z_{min}$ :  $c_e(z) = 1.63$   
 coefficiente di esposizione alla quota  $z$ :  $c_e(z) = 1.63$

#### DATI GEOMETRICI ELEMENTO:

coefficiente dinamico (tipico 1,0):  $c_d = 1.00$   
 coefficiente di forma (o aerodinamico):  $c_p = 1.20$   
 rugosità delle superfici: **molto scabra** --> ondulata, costolata, piegata..  
 --->  $c_r = 0.04$

<b>PRESSIONE DEL VENTO ALLA QUOTA <math>z</math>:</b>	<b><math>p = 78.4</math> kg/m<sup>2</sup></b>
<b>AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO ALLA QUOTA <math>z</math>:</b>	<b><math>p_r = 2.6</math> kg/m<sup>2</sup></b>

#### DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI CALCOLO

##### Velocità di riferimento

Parametri:  $V_{o,0} = 25$  m/s  
 $a_0 = 750$  m  
 $k_z = 0,015$  1/s

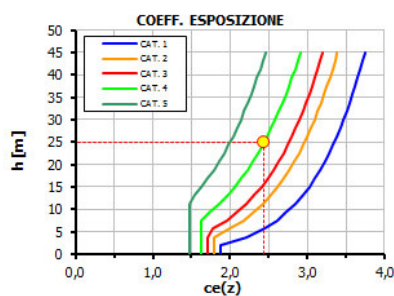
altitudine sito:  **$a_s \leq a_0$**

##### Pressione cinetica di riferimento

velocità di riferimento del vento:  $V_o = 25,0$  m/s  
 densità convenzionale del vento:  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>  
 pressione cinetica di riferimento:  $q_o = 390,6$  N/m<sup>2</sup> ---> **40,0** kg/m<sup>2</sup>

##### Coefficiente di esposizione

Parametri:  $k_z = 0,22$   
 $z_0 = 0,30$  m  
 $z_{min} = 8$  m  
 coeff. esposizione ( $z < z_{min}$ ):  $c_e(z_{min}) = 1,63$



## 4.2 Azioni termiche

Come da disposizioni normative per la struttura in esame si considera l'azione indotta da una variazione della temperatura pari a:

**Tabella 3.5.II** – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

e per l'acciaio un coefficiente di dilatazione termica di  $12 \cdot 10^{-6}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ .

### 4.3 Azione sismica

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali (§6.2.2).

Il sito in cui verranno realizzate le strutture corrisponde alle seguenti coordinate geografiche:

LONGITUDINE: 11°, 247241 – LATITUDINE: 44°, 488650

Coerentemente al quadro normativo nazionale, la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ha permesso di classificare il sottosuolo indagato come appartenente alla categoria di sottosuolo C, ovvero “rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250\text{ kPa}$  nei terreni a grana fina)”

Le strutture in esame possono essere classificate come di tipo 2, ovvero costruzioni “ordinarie” di “importanza normale”, cui corrisponde un valore della Vita Nominale  $V_N$  pari a:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

La struttura è di classe d'uso II.

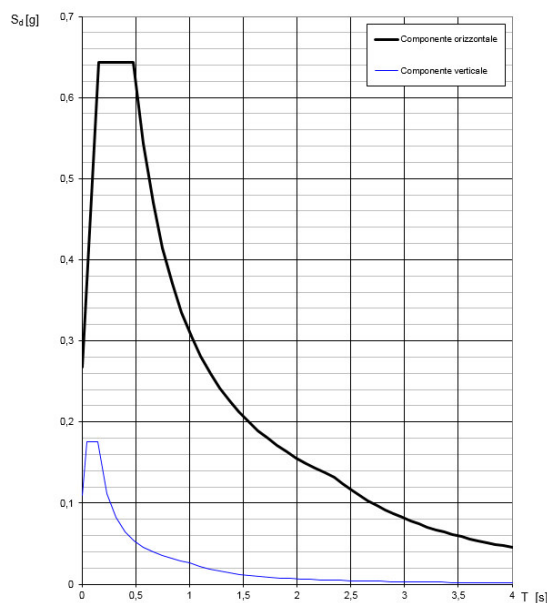
$$C_U = 1,00 \rightarrow V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,00 = 50 \text{ anni}$$

Le caratteristiche topografiche della zona portano ad assegnare al sito di costruzione una categoria T1, cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  pari all'unità.

Tali valori, come meglio specificato di seguito, hanno portato alla definizione di seguenti spettri elastici:

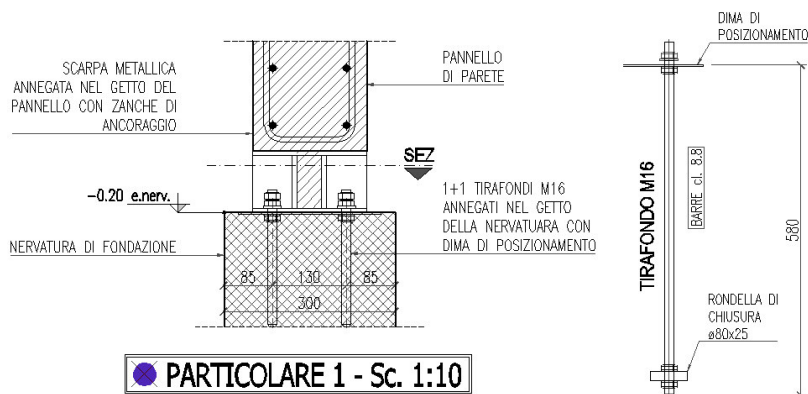
**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.063	2.490	0.268
SLD	75	0.078	2.489	0.278
SLV	712	0.187	2.407	0.313
SLC	1462	0.234	2.439	0.320

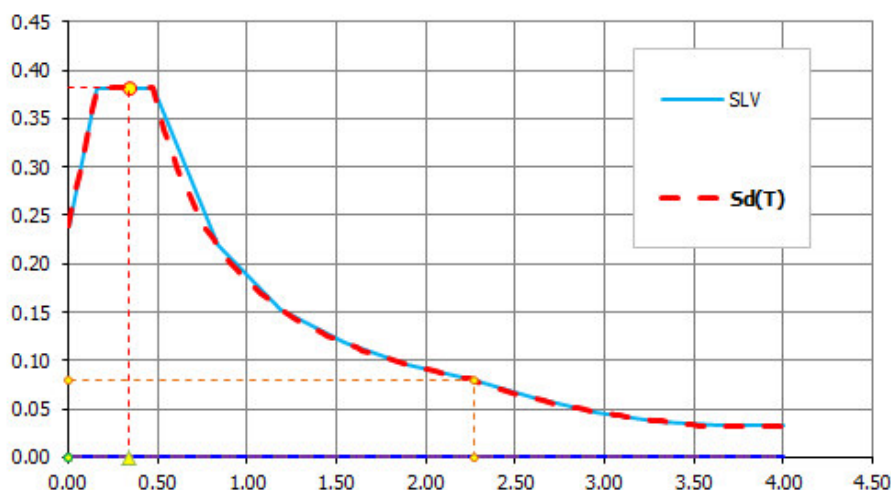
**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV****AZIONE SISMICA:**

<b>CLASSE D'USO:</b>	II
<b>UBICAZIONE:</b>	Zona 3
<b>TIPOLOGIA TERRENO:</b>	C

Come riportato precedentemente, il sistema sismo-resistente della struttura è costituito dai pannelli di parete che lavorano nella direzione della loro inerzia maggiore. I pannelli sono collegati alla platea di fondazione mediante connessioni metalliche collegate a tirafondi annegati nelle nervature della platea stessa, come da schema seguente:



La progettazione avviene considerando per la struttura un comportamento non-dissipativo, e pertanto per la definizione dello spettro di progetto si è assunto un fattore di comportamento  $q=1,50$ ; lo spettro di progetto diviene quindi:



Gli effetti dell'azione sismica sulla struttura sono stati valutati, vista la relativa semplicità della struttura, con un'analisi statica lineare, utilizzando a favore di sicurezza il valore massimo di accelerazione spettrale dello spettro di progetto. A favore di sicurezza inoltre, si è ipotizzato che tutta la forzante sismica (relativa alle masse dell'impalcato superiore e della massa di metà dell'altezza delle pareti laterali) venga assorbita solamente dalle pareti relative al presente appalto. Come da disposizioni normative inoltre è stata applicata alla forzante sismica una eccentricità accidentale nelle quattro direzioni principali pari al 5% delle dimensioni in pianta della struttura. La forzante sismica è stata dunque valutata pari a:

$$\text{massa sismica: } W_{\text{SIS}} = 66'900 \text{ kg}$$

$$\text{accelerazione spettrale di progetto: } S_{\text{d(T)}} = 0,381 \text{ g}$$

forzante sismica:  $F_{SIS} = S_{d(T)} \cdot W_{SIS} = 0,381 \cdot 66900 = 25'500 \text{ kg}$

eccentricità accidentali:  $e_x \approx 25 \text{ cm}$  ;  $e_y \approx 60 \text{ cm}$

## 5 MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

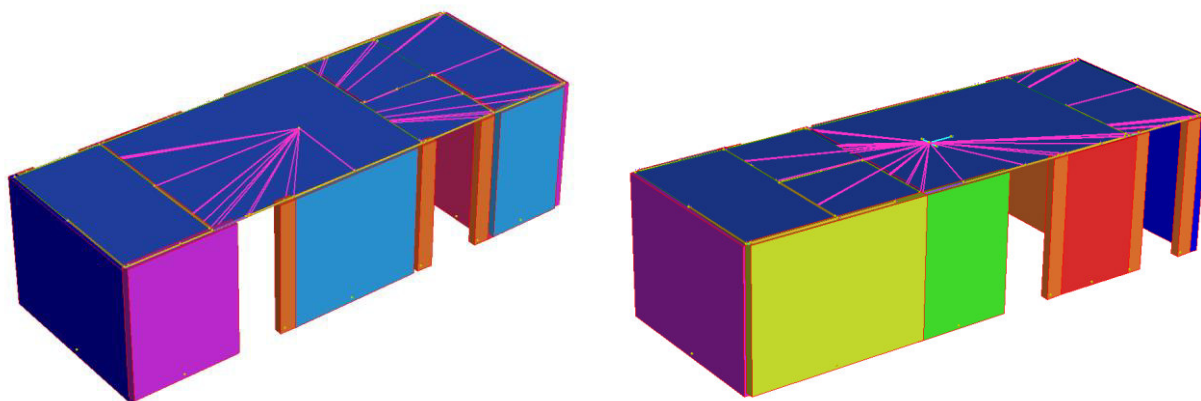
Il codice di calcolo utilizzato per la modellazione è: **Straus7**

Concezione, sviluppo e implementazione: G+D Computing  
Suite 1, Level 7, 541 Kent St,  
Sydney NSW 2000 Australia  
Email: [strand7@gd.com.au](mailto:strand7@gd.com.au)

Distribuzione, consulenza, formazione e supporto tecnico: HSH srl  
Via N.Tommaseo, 13  
35131 Padova Italy  
Tel. +39 04908752724  
Fax. +39 04908758747  
Email: [hsh@iperv.it](mailto:hsh@iperv.it)

Per l'affidabilità ed accettabilità del suddetto codice di calcolo si faccia riferimento all'allegato "Straus7 Verification Manual R2.3.pdf" della G+D Computing.

Come riportato precedentemente, per l'analisi della struttura è stato realizzato un modello agli elementi finiti tridimensionale, di cui si riportano alcune immagini:

**VISTE MODELLO DI CALCOLO FEM**

A favore di sicurezza, per massimizzare le sollecitazioni flessionali e di taglio alla base delle pareti, i diversi pannelli sono stati tutti considerati isolati tra di loro, senza considerare la collaborazione mutua dovuta alla presenza di piastre di collegamento in testa e in mezzera delle pareti.

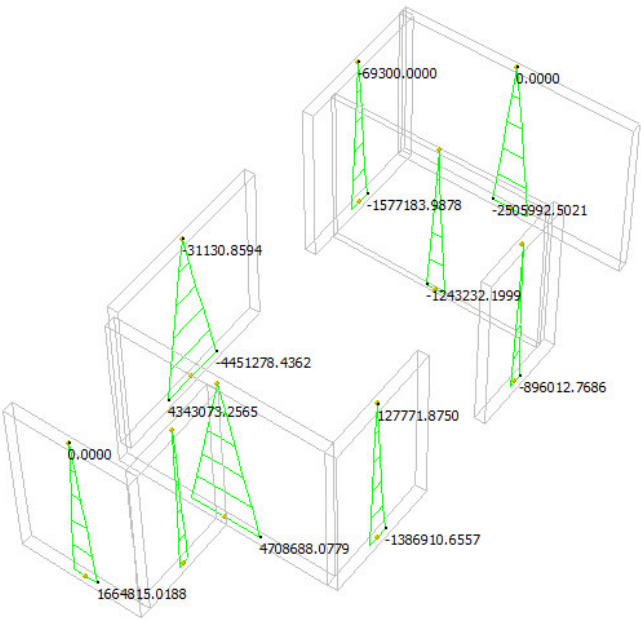
Gli elementi strutturali pareti “isolate” quindi sono stati modellati con elementi monodimensionali tipo “beam”, mentre il solaio di copertura è stato modellato utilizzando elementi speciali bidimensionali a comportamento monodirezionale tipo “load-patch” che riescono a cogliere il comportamento prettamente monodimensionale nel distribuire i carichi dei pannelli di copertura sulle strutture principali. La platea di fondazione è stata modellata con elementi bidimensionali tipo “plate”.

## **6 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE DI RESISTENZA**

Si riportano di seguito gli schemi rappresentanti gli stati di sollecitazione flessionale e di taglio che derivano dall’involuppo delle diverse combinazioni di carico (statiche e sismiche):

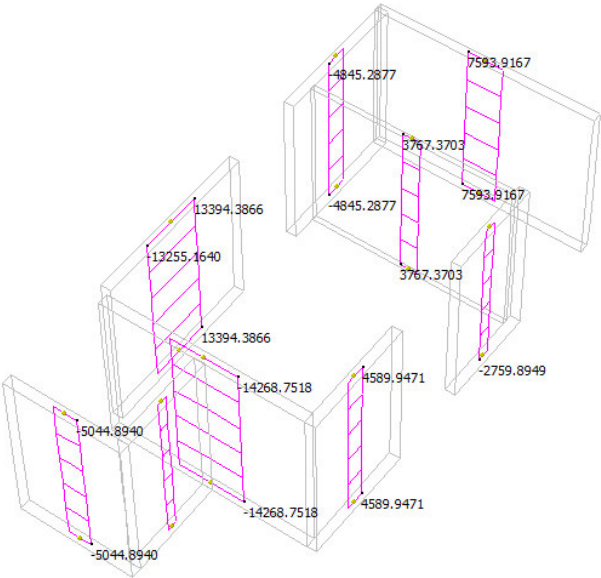


	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-4672804.0573	4708688.0779
	[Bm:36]	[Bm:36]



INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-14268.7518	14160.0123
	[Bm:36]	[Bm:36]



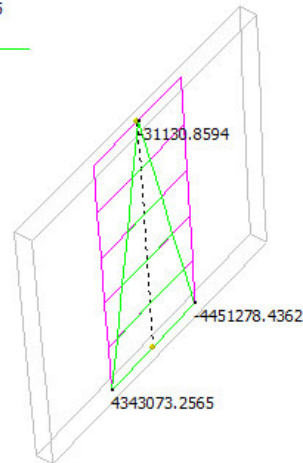
INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



## 6.1 Verifica di resistenza delle pareti

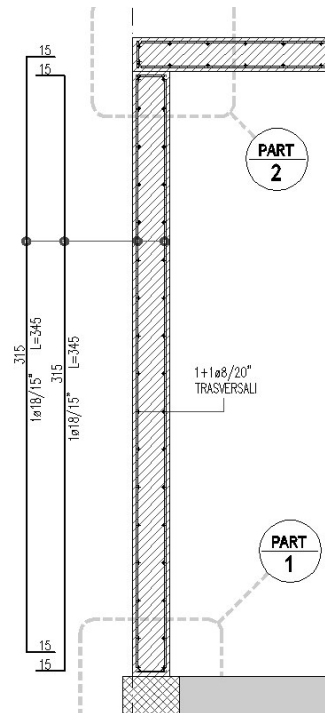
Si riporta la verifica di resistenza della parete maggiormente sollecitata (verifica condotta con riferimento al momento sostanzialmente elastico); la sezione di base ha dimensioni 20x335 cm.

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-13255.1640	13394.3866
	[Bm:34]	[Bm:34]
BM2(kgf.cm)	-4451278.4362	4343073.2565
	[Bm:34]	[Bm:34]



$$M_{Ed,MAX} = 44'550 \text{ kgm} ; V_{Ed,MAX} = 13'400 \text{ kg}$$

La verifica viene condotta a favore di sicurezza non considerando alcun contributo dello sforzo normale agente alla base. La parete viene armata secondo il seguente schema tipico:



Armatura verticale: 1+1Ø8/15"

Armatura orizzontale: 1+1Ø8/20"

Il momento resistente della sezione risulta dunque essere pari a:

$$M_{Rd} = 84'600 \text{ kgm} > M_{Ed,MAX} = 44'550 \text{ kgm} \rightarrow \text{verificato!}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SETTO\_20x335

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 23 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	335

N°	As [cm²]	d [cm]
19	1.01	269.6
20	1.01	284.3
21	1.01	299
22	1.01	313.7
23	1.01	330

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 846 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

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

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

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

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> -5.888 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.2 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 1.956 ‰  
d 330 cm  
x 60.77 x/d 0.1842  
δ 0.7

La verifica a taglio fornisce:

$$V_{Rd} = 133'400 \text{ kg} \gg V_{Ed,MAX} = 13'400 \text{ kg} \rightarrow \text{verificato!}$$

#### Dati geometrici della trave

base:  $b_w = 20.0$  cm  
 altezza:  $h = 335.0$  cm  
 copriferro:  $c = 33.5$  cm  
 altezza utile:  $d = 301.5$  cm  
 inclinaz. staffe:  $\alpha = 90^\circ$   
 armat. longitudinale:  $A_s = 4.0$  cm<sup>2</sup>

#### Dati meccanici della trave

classe ds: **C28/35**  
 res. caratt. compres. ds:  $f_{cd} = 280$  kg/cm<sup>2</sup>  
 res. progetto compres. ds:  $f_{cd} = 158.7$  kg/cm<sup>2</sup>  
 tipo acciaio: **B450C**  
 tens. caratt. snervamento:  $f_{yk} = 4500$  kg/cm<sup>2</sup>  
 tens. progetto snervamento:  $f_{yk} = 3913$  kg/cm<sup>2</sup>

#### Sollecitazione di taglio:

coeff. influenza compressione:  $V_{Ed} = 13400$  kg  
 $\alpha_{ct} = 1.00$

#### Resistenza elemento senza armatura a taglio:

rapp. geom. armatura longitudinale:  $\rho_l = 0.001$   
 coefficiente k:  $k = 1.258$   
 coefficiente  $V_{min}$ :  $V_{min} = 0.261$

Resistenza di calcolo:  $V_{Rdc} = \max [ 11205 ; 15749 ] \text{ kg} = 15749.1 \text{ kg}$

#### Resistenza elemento con armatura a taglio:

Staffatura adottata: **St. ø 8 (2 br)**  $\theta = 21.80$   $\rightarrow$   $5.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 Inclinazione puntoni di ds:  $\cotg \theta = 2.50$

Max taglio ammissibile dalla sezione:  $V_{Rmax} = 215271.0$  kg  
 Resistenza a "taglio trazione":  $V_{Rdt} = 133430.3$  kg  
 Resistenza a "taglio compressione":  $V_{Rdc} = 148462.8$  kg

**Resistenza sezione armata a taglio**  $V_{Rd} = 133430.3 \text{ kg}$

tipo rottura: **CRISI STAFFE**

## 6.2 Verifica del collegamento alla base

Il collegamento alla base maggiormente sollecitato, come si evince dallo schema riepilogativo riportato di seguito è il seguente:

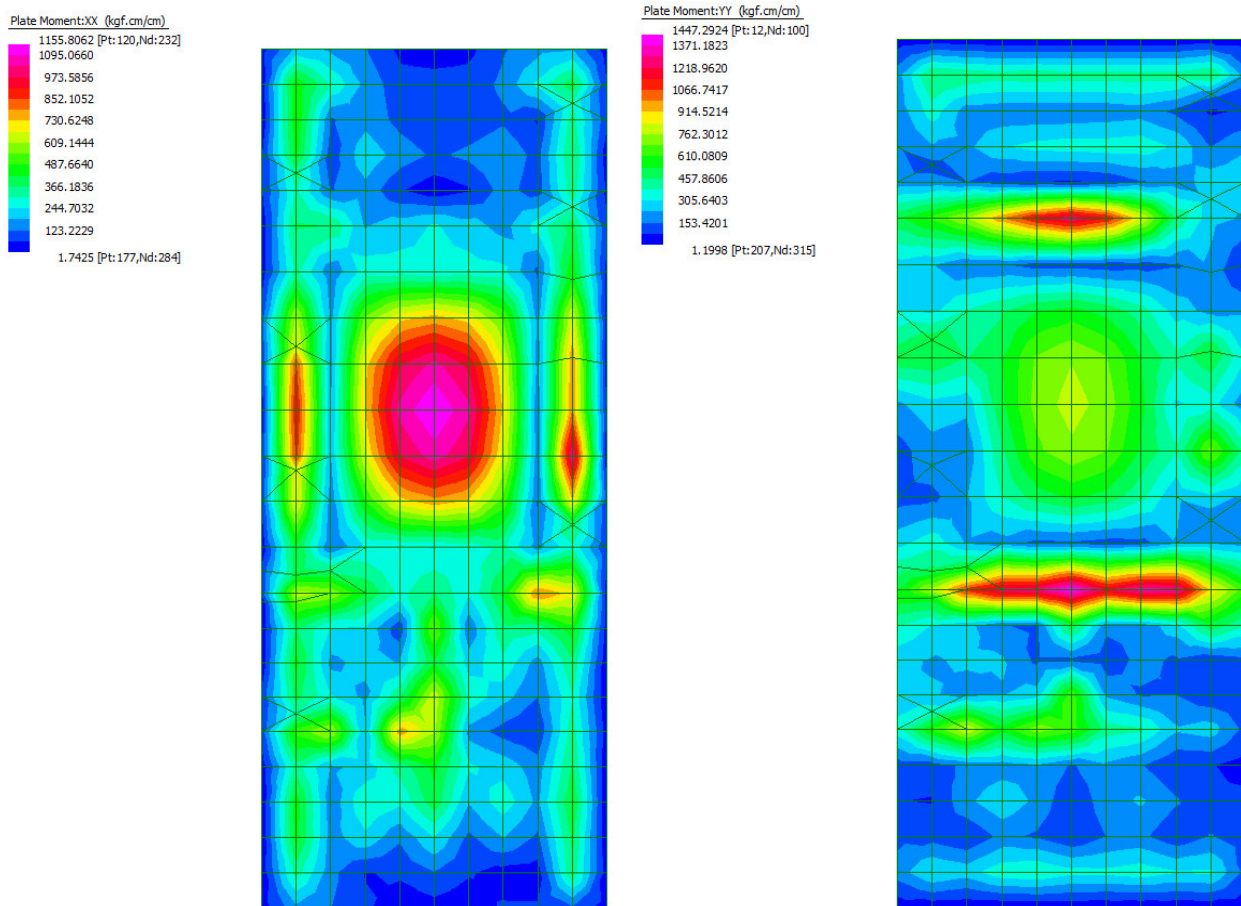
	Property	Shear Force 2 (kgf)	Bending Moment 2 (kgf.cm)	Axial Force (kgf)	L_PANN [cm]	L* [cm]	N_APP FLEX	N_APP TAGLIO	NUM PANN	F(conN) [kg]	TMAX [kg]
Beam 31: End 1	7: PANNELLO_20x440	7593.92	2505992.50	3745.50	440	380	3	3	7	5346	2531
Beam 32: End 1	2: PANNELLO_20x195	2759.89	896012.77	3745.50	195	135	2	2	2	4764	1380
Beam 33: End 1	6: PANNELLO_20x270	4845.29	1577183.99	5692.50	270	210	3	3	6	5613	1615
Beam 34: End 1	5: PANNELLO_20x335	13394.39	4451278.44	7001.16	335	275	3	3	5	13853	4465
Beam 35: End 1	3: PANNELLO_20x230	4589.95	1386910.66	5911.13	230	170	2	2	3	5203	2295
Beam 36: End 1	9: PANNELLO_20x400	14268.75	4708688.08	3357.75	400	340	3	3	9	12730	4756
Beam 37: End 1	11: PANNELLO_20x190	2194.38	724143.97	3877.50	190	130	2	2	11	3632	1097
Beam 38: End 1	10: PANNELLO_20x230	5044.89	1664815.02	1897.50	230	170	2	2	10	8844	2522
Beam 39: End 1	8: PANNELLO_10x400	3767.37	1243232.20	1650.00	400	340	3	3	8	3107	1256

La verifica di resistenza del collegamento fornisce le seguenti valutazioni:

CALCOLO DI UN TIRAFONDO ALLO STATO LIMITE ULTIMO			
<b>Tipo tirafondo:</b> TIRAFONDO TESTA HARTTELLO <b>Tipo barra:</b> BARBA/BULLONE <b>Materiale:</b> S-8 <b>Tipo norma:</b> EN 1090 <b>Zona di cls teso?</b> S			
<b>R e diametro tirafondo:</b> <b>Lunghezza tratto annesso:</b> L = 58 cm <b>Vicinanza bordo:</b> a = 6.5 cm <b>Distanza dal bordo:</b> --- 12 --- <b>Raggio rosetta:</b> r = 4.0 cm <b>Spessore rosetta:</b> sp = 2.5 cm <b>Area resistente tirafondo:</b> A <sub>res</sub> = 1.57 cm <sup>2</sup>			
<b>Materiale:</b> <b>Classe ds:</b> C25/30 <b>Res. prog. compressione:</b> f <sub>cd</sub> = 141.7 kg/cm <sup>2</sup> <b>Res. caratt. trazione:</b> f <sub>yk</sub> = 18.0 kg/cm <sup>2</sup> <b>Res. prog. tirafondo a trazione:</b> f <sub>td</sub> = 3760 kg/cm <sup>2</sup> <b>Res. prog. tirafondo a taglio:</b> f <sub>td</sub> = 3840 kg/cm <sup>2</sup> <b>Tensione di aderenza acciaio/cls:</b> f <sub>ad</sub> = 18.0 kg/cm <sup>2</sup> <b>Resistenza acciaio rosetta:</b> f <sub>rc</sub> = 2619 kg/cm <sup>2</sup>		<b>SOLLECITAZIONI:</b> <b>Sollecitazioni sul gruppo di tirafondi</b> Sforzo normale: N <sub>max</sub> = 13855 kg Sforzo di taglio: T <sub>max</sub> = 4470 kg <b>Sollecitazioni sul singolo tirafondo</b> Sforzo normale: N <sub>max</sub> = 6928 kg Sforzo di taglio: T <sub>max</sub> = 2235 kg	
<b>Risultati</b> Massimo sforzo trazione lato ds: F <sub>td</sub> = 7477 kg Res. a trazione tirafondo lato acciaio: F <sub>td</sub> = 9043 kg Resistenza a taglio tirafondo: F <sub>td</sub> = 6029 kg			
<b>VERIFICHE DI RESISTENZA:</b>			
<b>RESISTENZA A TRAZIONE DEL TIRAFONDO:</b>			
<b>RESISTENZA COMBINATA TAGLIO+TRAZIONE:</b>			
<b>TRAZIONE TRASMESSA LATO CLS:</b>			
<b>VERIFICA DI RESISTENZA DELLA ROSETTA:</b>			

### 6.3 Verifica della platea di fondazione

Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni di flessione sulla platea di fondazione che derivano dall'involuppo delle diverse combinazioni di carico (statiche e sismiche) e l'esito delle relative verifiche di resistenza:



$$M_{Ed,MAX,X} = 1'600 \text{ kgm/ml} ; M_{Ed,MAX,Y} = 1'450 \text{ kgm/ml}$$

Dir. X: 1+1Ø16/20" →  $M_{Rd,X} = 9'455 \text{ kgm/ml} > M_{Ed,MAX,X} = 1'600 \text{ kgm/ml} \rightarrow \text{verificato!}$

Dir. Y: 1+1Ø12/20" →  $M_{Rd,Y} = 5'835 \text{ kgm/ml} > M_{Ed,MAX,Y} = 1'450 \text{ kgm/ml} \rightarrow \text{verificato!}$