



AUTORITA' PORTUALE DI ANCONA

## PORTO DI ANCONA

Adeguamento di una porzione lato sud-ovest del padiglione già proprietà "Tubimar Ancona s.p.a." ai fini dell'allestimento dei presidi operativi per i controlli sanitari di frontiera sulle merci in importazione.

## PROGETTO ESECUTIVO



Scala:

**Relazione specialistica sulle strutture**  
**Relazione geotecnica sulle fondazioni**

Doc.

**49\_ES**

Committente  
**Autorità Portuale di Ancona**  
**Molo Santa Maria**  
**Porto di Ancona**

Visto  
**Il R.U.P.**  
Ing. Gianluca Pellegrini

**Il C.S.P.**  
Geom. Marco Brugiapaglia

Progettista

**R.T.I. :**

- "dI.dA Ingegneri Associati Srl"  
**Direttore tecnico:** Ing. Andrea Rachetta  
*Collaboratori:* Ing. Francesca Massaccesi  
Ing. Annalisa Piccolomo  
Ing. Ileana Pirani

- **Ing. Nestore Finizio**  
*Collaboratori:* Ing. Silvia Baldini

**dI.dA** Ingegneri Associati s.r.l.  
Menghini Rachetta Massaccesi  
studio professionale d'Ingegneria e d'Architettura  
60123 Ancona, via Cesare Battisti 16 tel+fax 071 20 29 08  
info@didaingegneriassociati.com p.iva 02579690427

60122 Ancona, C.so Stamira 49  
tel. 071 20 76 030

Data: **Dicembre 2016**

Agg.

File

Diritti riservati art. 2598 cc.

# RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE STRUTTURE

## **1. INTRODUZIONE**

Nell'ambito dell'intervento di adeguamento di una porzione del lato sud-ovest del padiglione ex Tubimar ai fini dell'allestimento dei presidi operativi per i controlli sanitari di frontiera sulle merci in importazione (P.I.F.) viene di seguito descritto l'intervento strutturale in progetto.

La sede del presidio sanitario, per esigenze della committenza, verrà allestita all'interno di un involucro edilizio esistente, ossia un capannone ad uso industriale costituito da portali con struttura in acciaio e fondazioni in c.a. di tipo profondo sul quale sono state effettuate le valutazioni sulla sicurezza ai sensi Capitolo 8 – Costruzioni esistenti- del D.M. INFRASTRUTTURE DEL 14/01/2008.

All'interno di tale manufatto verrà realizzata una nuova struttura in c.a. gettata in opera con fondazioni di tipo superficiale, previo consolidamento del terreno con colonne verticali a sezione circolare, avente i due impalcati costituiti da solai bidirezionale con casseri a perdere.

La nuova struttura interna in cemento armato sarà completamente svincolata dalla struttura esistente in acciaio sia in elevazione che in fondazione.

Lungo i lati nord ovest e nord est, dove la nuova struttura attraversa quella esistente, sono stati previsti degli interventi sulla struttura esistente mirati a scongiurare interazioni tra i due manufatti.

Di seguito verranno illustrati i criteri e le considerazioni progettuali adottati al fine dell'espletamento dell'incarico.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

### **3. INTERVENTO SULLA STRUTTURA ESISTENTE - PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA AI SENSI DEL PAR. 8.5 D.M. INFRASTRUTTURE DEL 14/01/2008.**

Si riportano a seguire le valutazioni effettuate e i criteri generali impiegati per la progettazione strutturale dell'intervento in oggetto.

#### **3.1 ANALISI STORICO-CRITICA (PAR. 8.5.1 D.M. 14/01/2008)**

Ai fini di ricostruire la storia progettuale e costruttiva dell'edificio sono stati acquisiti presso gli Archivi dell'Autorità Portuale di Ancona i Progetti Strutturali dell'epoca.

Il Complesso "Ex-Tubimar" nel corso del tempo si è sviluppato in più fasi, con successivi ampliamenti; la porzione di fabbricato oggetto del presente intervento è stata autorizzata dal Comune di Ancona con Licenza di Costruzione n. 37 del 29/11/1972.

Dal punto di vista strutturale la costruzione è stata autorizzata mediante Progetto n. 15/73 Prot. n. 683 del 15/01/1973 redatto dall'Ing. Giovanni Zoli (progettista strutturale); la Relazione a Struttura ultimata è stata redatta dall'Ing. Lanfranco Mandolesi (Direttore dei Lavori) in data 29/03/1985; l'opera è stata collaudata dall'Ing. Franco Sbordonì mediante Certificato di Collaudo del 29/03/1985.

Il progetto risulta completo in tutte le sue parti, dalle relazioni tecniche illustrative sui carichi e sovraccarichi e sui materiali alle relazioni geotecniche e sulle fondazioni, dagli schemi di calcolo assunti alle carpenterie e ai particolari costruttivi degli elementi principali.

#### **3.2 RILIEVO (PAR. 8.5.2 D.M. 14/01/2008)**

È stato effettuato un accurato rilievo visivo e geometrico-strutturale in sito, sia riferito alla configurazione complessiva dell'edificio, sia riferito alla porzione oggetto di intervento, con particolare approfondimento alle strutture portanti verticali (pilastri e travi reticolari).

Per quanto riguarda le fondazioni sono stati effettuati dei saggi con escavatore per verificare la presenza di plinti e cordoli secondo le previsioni progettuali.

Il manufatto si presenta in normale stato di manutenzione; le strutture portanti in elevazioni si presentano pressoché integre, non emergono segnali di ossidazione o dissesto né in elevazione né in fondazione.

Dalle indagini effettuate dal punto di vista visivo e geometrico la configurazione strutturale presente in sito è risultata conforme rispetto alle previsioni progettuali del Progetto n. 15/73.

#### **3.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI (PAR. 8.5.3 D.M. 14/01/2008)**

Data l'integrità di tutti gli elementi strutturali principali presenti in sito verranno considerati nella progettazione strutturale i valori delle resistenze meccaniche dei materiali così come previsti nel Progetto n. 15/73, ovvero "elementi realizzati in lamiera saldata con lamiere in acciaio FE 42 +50 UNI 5335/64" ( $\sigma_f$  rottura = 4200 kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{amm}$  = 2000 kg/cm<sup>2</sup>) e "calcestruzzo con cemento ad alta resistenza" ( $\sigma_{c,amm}$  = 75 kg/cm<sup>2</sup>).

Ai sensi della normativa vigente Tab. C8A.1.2 è stato raggiunto un livello di conoscenza limitata di tipo LC1 per cui nelle analisi effettuate e nell'elaborazione del modello strutturale teorico verrà impiegato un fattore di confidenza FC = 1.35.

### **3.4 DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO SULLA STRUTTURA ESISTENTE AI SENSI DEL PAR. 8.4 D.M. INFRASTRUTTURE DEL 14/01/2008.**

La struttura esistente è composta da portali in acciaio trasversali collegati longitudinalmente da travature reticolari a quota pari a circa 2,50 m e pari a circa 6,40 m, rispetto all'attuale piano finito del capannone esistente, realizzate con profili tubolari.

La fondazione è di tipo profondo, realizzata mediante plinti rettangolari, di dimensioni pari a 80x200 cm aventi altezza pari a 90 cm, impostati all'estradosso a quota (P.G. -0.70), realizzati su pali di diametro pari a 40 cm. Trasversalmente i plinti sono collegati da cordoli aventi sezione pari a 40x40 cm impostati all'estradosso a quota (P.G. -1.20).

E' presente inoltre una trave da carroponete su mensole tozze il cui effetto, così come nel Progetto n. 15/73, è stato valutato solo in termini di carico verticale sui pilastri.

Il progetto in oggetto occuperà una limitata porzione dell'attuale costruzione; trasversalmente interesserà una sola campata delle quattro esistenti e longitudinalmente avrà estensione pari a circa 45 ml, per un totale di sei campate, rispetto ai 240 ml di ingombro complessivo dell'intero capannone. Al fine di consentire gli accessi al Presidio Sanitario, nonché la realizzazione dei punti di carico ed il posizionamento degli infissi al piano primo si prevede di realizzare su sei campate del telaio di bordo a nord-ovest un taglio delle travature reticolari presenti e di riposizionare gli elementi rispettivamente a quota pari a circa 4,35 m e pari a circa 5,75 sempre rispetto all'attuale piano finito del capannone.

In corrispondenza dell'allineamento X-4 dei nuovi pilastri in c.a., per scongiurare intersezioni con gli arcarecci secondari della struttura di copertura del capannone esistente a livello del solaio del piano secondo, una fila di arcarecci sarà riposizionata lungo cinque delle sei campate oggetto di intervento per un tratto circa 50 cm.

Si prevede inoltre la rimozione della trave del carroponete e delle mensole tozze per un totale di sei campate, e conseguentemente l'inserimento di un "fermo" per la limitazione della corsa, nella seconda campata successiva a quella dove è stata effettuata la rimozione; non ci sarà quindi alcun incremento dei sovraccarichi accidentali, bensì una diminuzione.

Per valutare il comportamento della struttura con la nuova configurazione delle travature reticolari longitudinali e l'assenza della trave per il carroponete sono stati effettuati due modelli di calcolo rappresentativi dello stato di fatto e dello stato di progetto, estendendo l'analisi a otto campate longitudinali ritenendo non significativa la modellazione strutturale della restante porzione di struttura.

Confrontando i risultati dei due modelli di calcolo, in particolare analizzando gli spostamenti della struttura sotto l'azione orizzontale allo SLU, si evince che la struttura, prima e dopo l'intervento, presenta spostamenti pressoché invariati.

Dal momento che l'intervento, come sopra esposto, riguarda una porzione limitata della costruzione e che, rispetto alla configurazione attuale, non sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che l'intervento comporta, comunque, un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti, lo stesso intervento si configura come "Intervento Locale" ai sensi del Par. 8.4.3 del D.M. 14/1/2008.

Il Progettista della Strutture  
**Ing. Andrea Rachetta**

## **4. PARAMETRI UTILIZZATI E MODELLI DI CALCOLO STRUTTURA ESISTENTE**

### **4.1 ANALISI DEI CARICHI**

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "*Norme tecniche per le Costruzioni*"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

#### **4.1.1 Carico neve**

Il carico di neve sulla copertura  $q_s$  viene valutato secondo quanto indicato al punto 3.4 del DM 14/01/2008, secondo la seguente formula:

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

**Ancona (AN) Zona I- Mediterranea**

altitudine  $a_s \leq 200m$

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

Coefficiente di esposizione:

$$C_E = 1$$

Coefficiente termico:

$$C_t = 1$$

Coefficiente di forma:

$$\mu_1 = 0,80 \text{ (} 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{)}$$

$$q_s = 0,8 \times 1,50 \times 1 \times 1 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

#### **4.1.2 Azione del vento**

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando in generale effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti che si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

La **pressione del vento** (3.3.2 DM 14/01/2008) è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove:

$q_b$ : pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

$v_b$ : velocità di riferimento del vento (m/s) Marche zona 3

$$v_b = v_{b,o} = 27 \text{ m/s} \quad \text{per}$$

$$a_s \leq a_0 = 500m$$

$\rho$ : densità dell'aria

$$\rho = 1,25 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$c_e$ : coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z / z_0) [7 + c_t \ln(z / z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$K_r, z_0, z_{\min}$  : parametri assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione

$$k_r = 0,20 - z_0 = 0,10 \text{ m} - z_{\min} = 5 \text{ m} \text{ Marche zona 3}$$

$c_t$ : coefficiente di topografia

$$c_t = 1$$

$c_p$ : coefficiente di forma e aerodinamico funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento

$c_d$ : coefficiente dinamico, permette di tenere conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

## 4.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate nei capitoli 2.4 e 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In accordo con la Committenza sono state considerate una Vita Nominale e una Classe d'Uso proprie della destinazione funzionale che allo stato di fatto la costruzione presenta.

Di seguito si riporta il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche.

### 4.2.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

La **vita nominale** di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

*Per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*

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

La **classe d'uso**, in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è la:

**Classe II:** *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.*

Il **periodo di riferimento**  $V_R$ , in relazione al quale vengono valutate le azioni sismiche su ciascuna costruzione, si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , definito al variare della classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}, \quad \text{con } C_U = 1,0 \text{ per classe d'uso II}$$

### 4.2.2 Categoria di sottosuolo e condizione topografica

Dalla allegata relazione geologica, in base ai dati geognostici in possesso, si desume che il profilo stratigrafico del suolo di fondazione dell'intervento in progetto ricade nella:

**Categoria C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente 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 180 m/s e 360 m/s.  
La categoria topografica è la categoria:

**T1** : superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$   
Il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  per la categoria topografica T<sub>1</sub> è pari a  $S_T = 1,0$

#### 4.2.3 Individuazione dei parametri sismici di base

L'individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC) è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$C_c$	$T_B$	$T_c$	$T_D$	$S_s$
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.0422	2.460	0.280	1.60	0.149	0.447	1.769	1.50
SLD	0.0563	2.560	0.280	1.60	0.149	0.447	1.825	1.50
SLV	0.1731	2.452	0.295	1.57	0.154	0.463	2.293	1.45
SLC	0.2274	2.488	0.310	1.55	0.160	0.479	2.510	1.36

#### 4.2.4 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	NO

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e	SI

resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano; il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato. Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- **NON REGOLARE in pianta**
- **REGOLARE in altezza**

#### 4.2.5 Fattore di struttura

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura  $q$ .

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Il fattore di struttura da utilizzare per individuare lo spettro di progetto è dato da:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- $q_0$ : valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- $K_R$ : fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione con un valore pari a 1 per edifici regolari in altezza e pari a 0,8 per edifici non regolari in altezza.

Per le *strutture intelaiate in acciaio*  $q_0 = 4$

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori

$$q = 4,0 \cdot 1,0 = \mathbf{4,00}$$

#### Stato Limite di salvaguardia della Vita

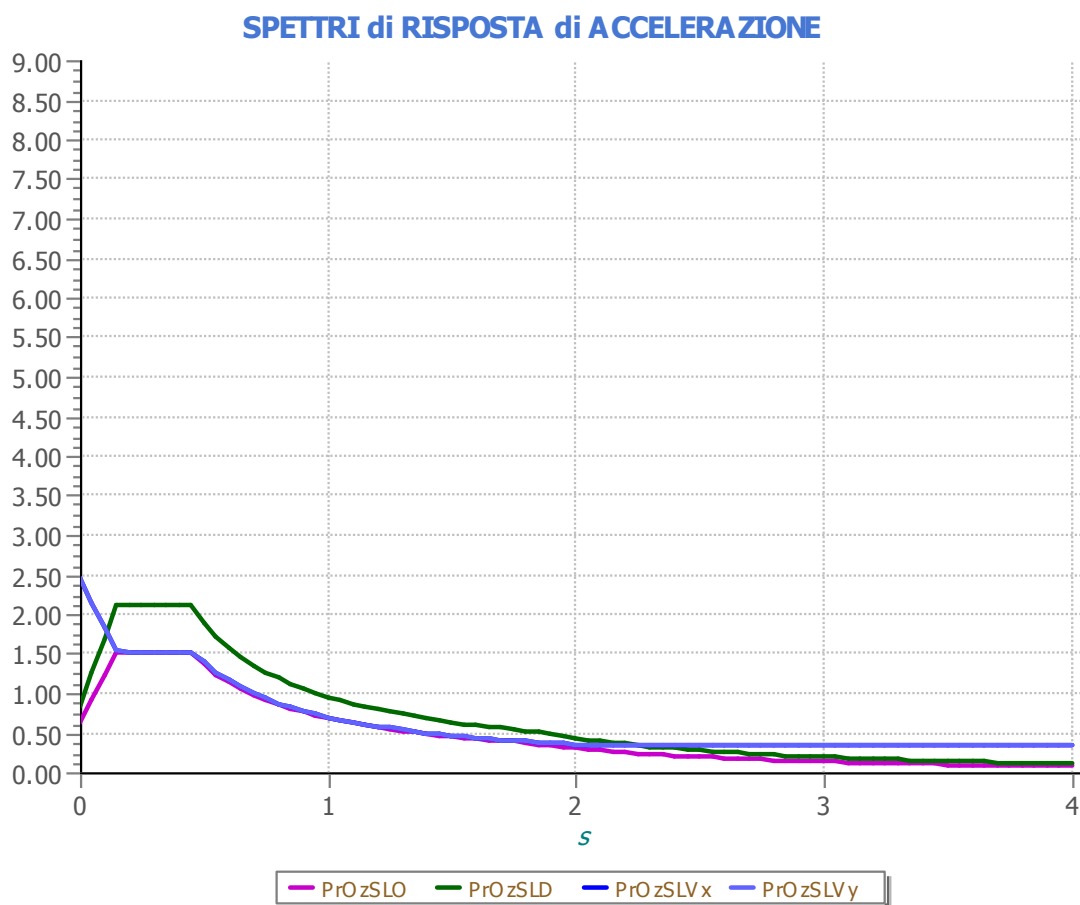
Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione X: 4,00 (da calcolo)

Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione Y: 4,00 (da calcolo)



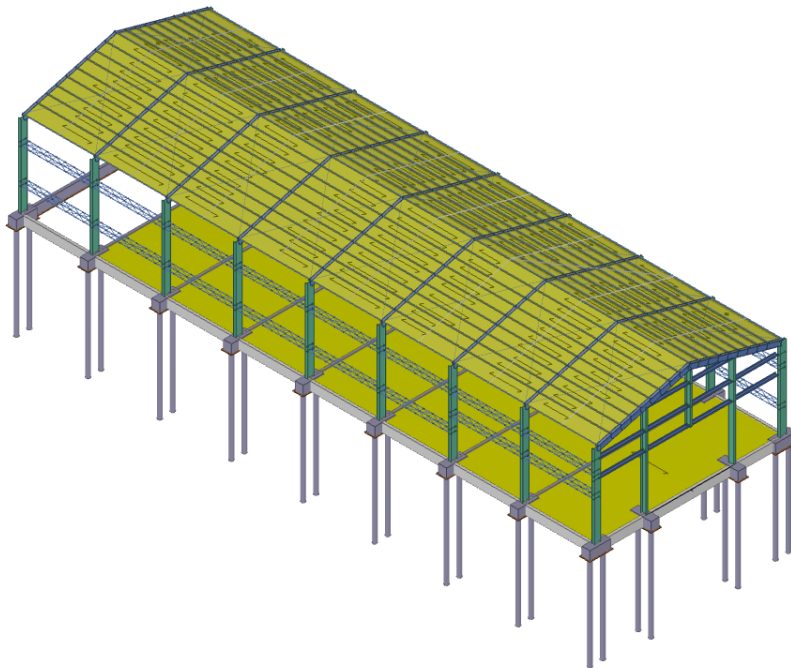
Fattore di Struttura  $q$  per sisma verticale: 1,50 (Par. 7.3.1 DM 14/01/2008)

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

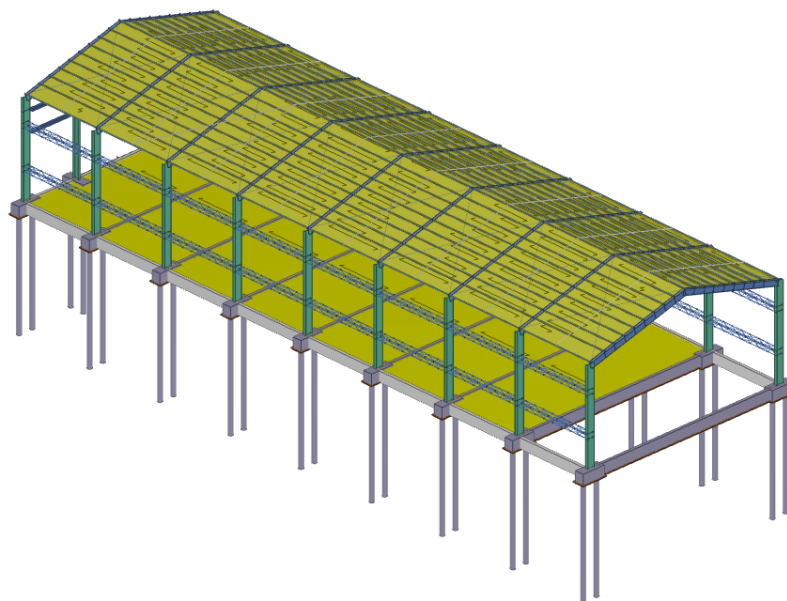


#### 4.3 MODELLO DI CALCOLO

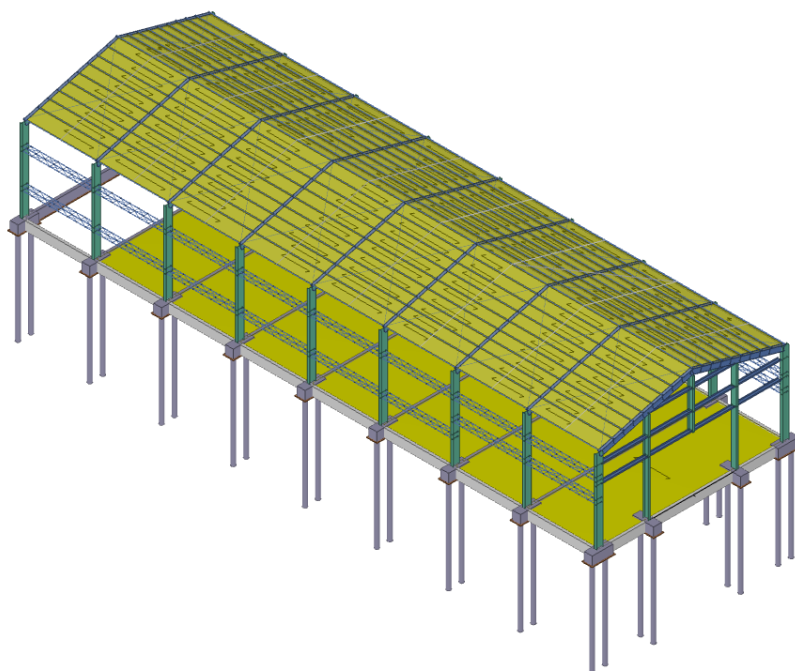
**Vista Anteriore – Stato di Fatto**



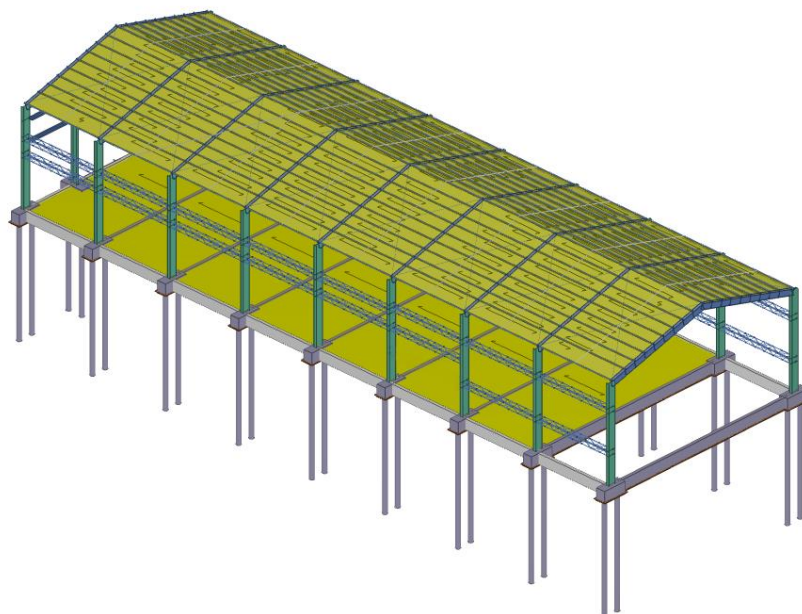
**Vista Posteriore – Stato di Fatto**



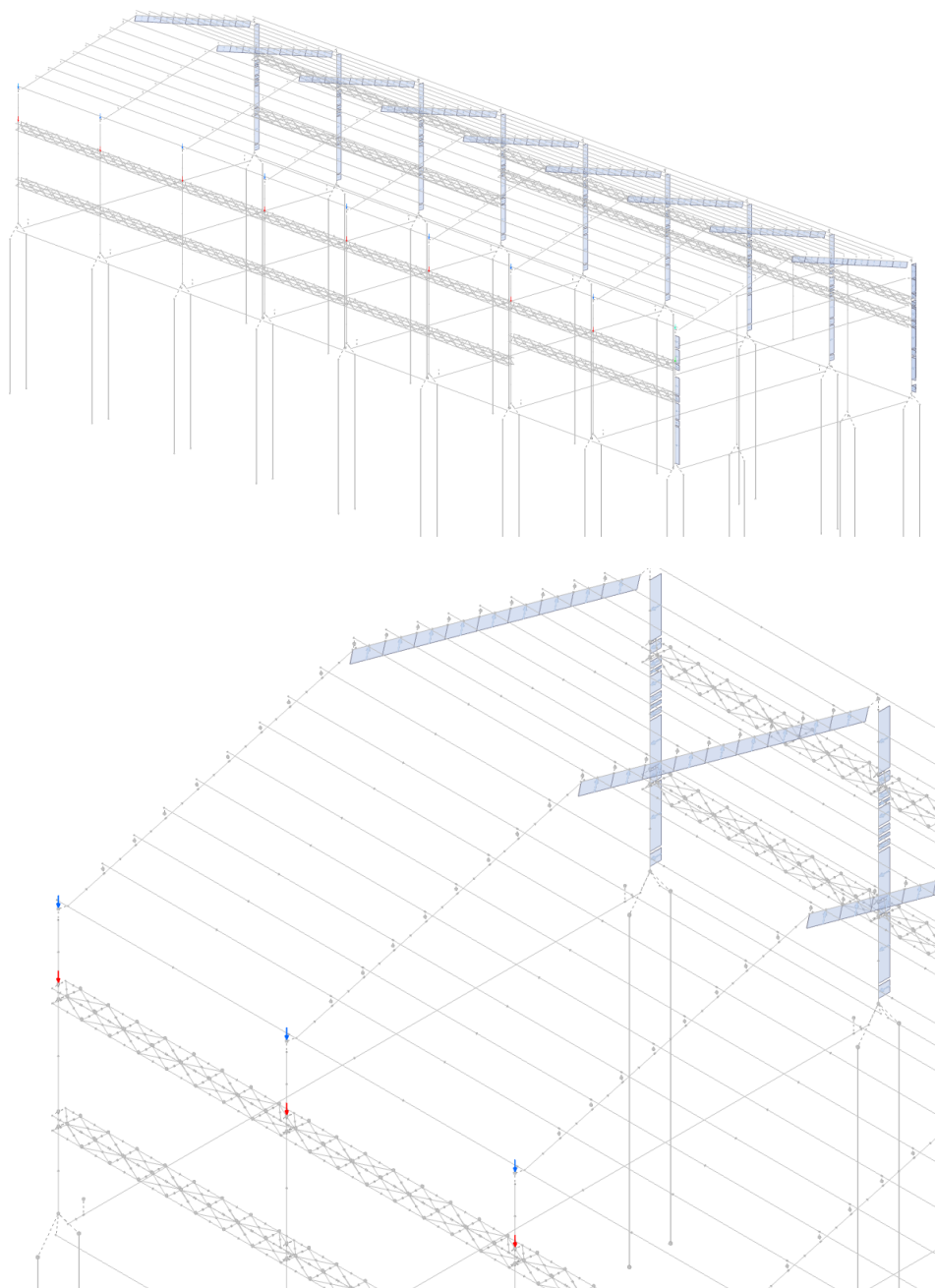
### Vista Anteriore – Stato di Progetto



### Vista Posteriore – Stato di Progetto



#### 4.3.1 Schematizzazione carichi trasmessi dalla falda di copertura e dalla trave di carroponete del capannone adiacente



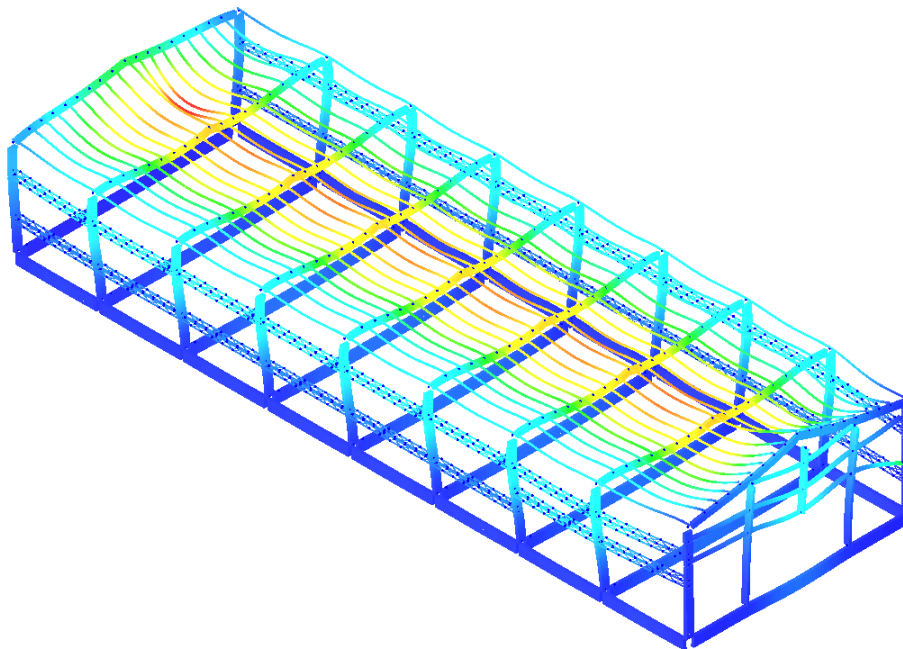
freccia blu: carico trasmesso dalla falda di copertura del capannone adiacente

freccia rossa: carico trasmesso dalla trave di carroponete del capannone adiacente

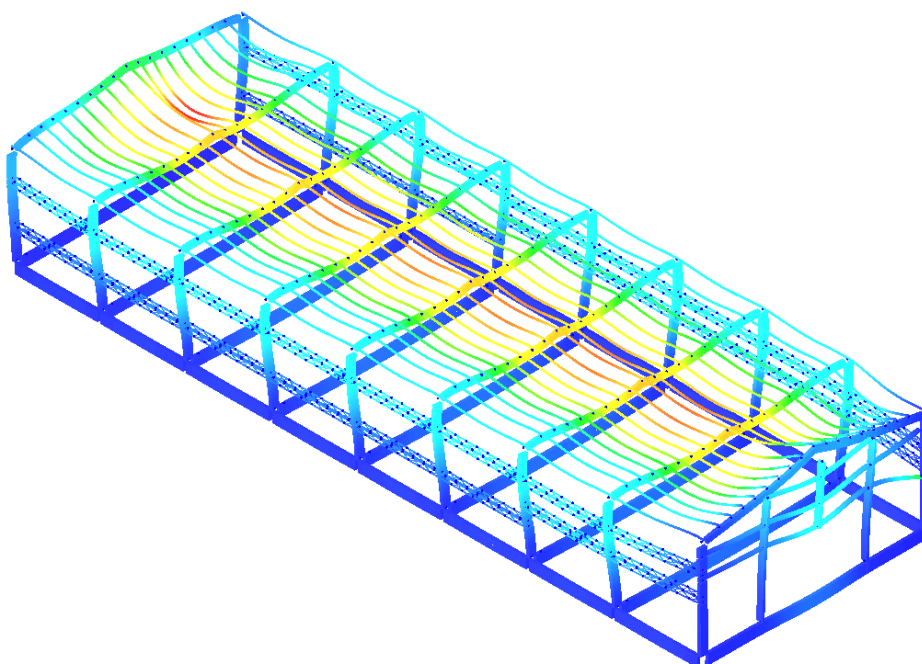
#### 4.4 RELAZIONE DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Si allegano in sintesi i risultati ottenuti in termini di spostamenti per effetto dei carichi verticali, dell'azione del vento e del sisma a seguito degli interventi di progetto.

**SPOSTAMENTI PER CARICHI STATICI  $\sim \Delta s = -0.05\text{cm}$**

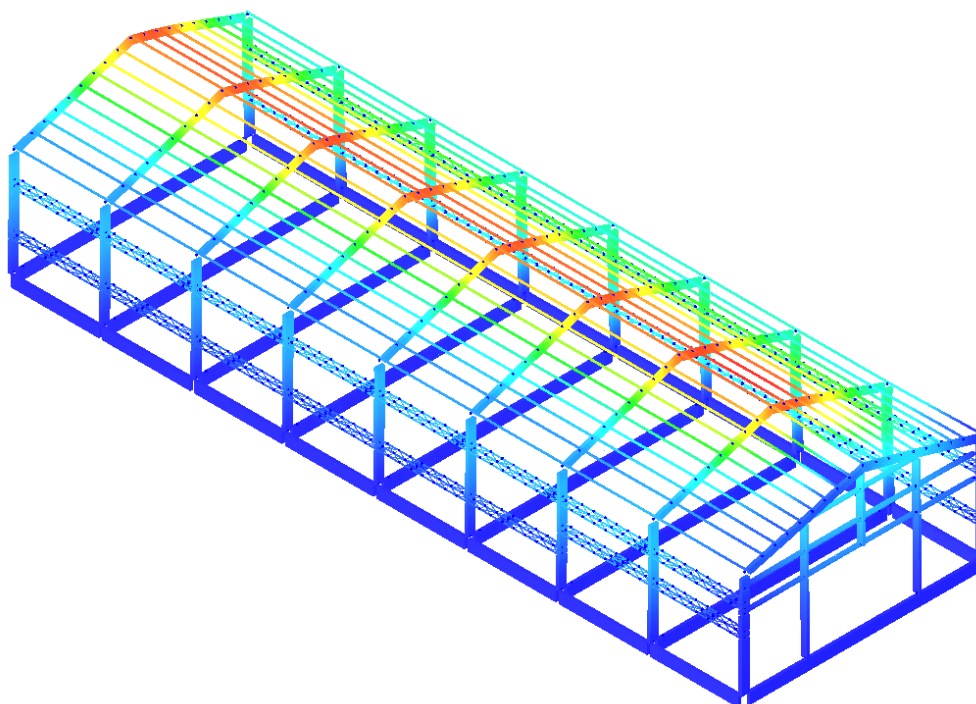


STATO ATTUALE

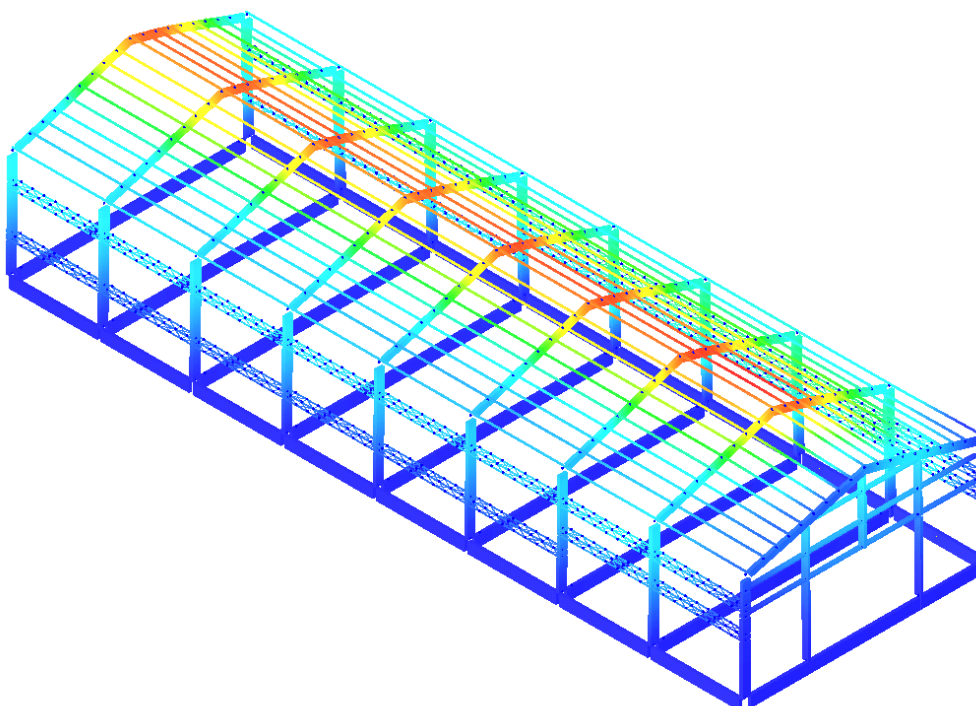


STATO DI PROGETTO

**SPOSTAMENTI PER PRESSIONE DEL VENTO +Y ~  $\Delta s = -0.01\text{cm}$**



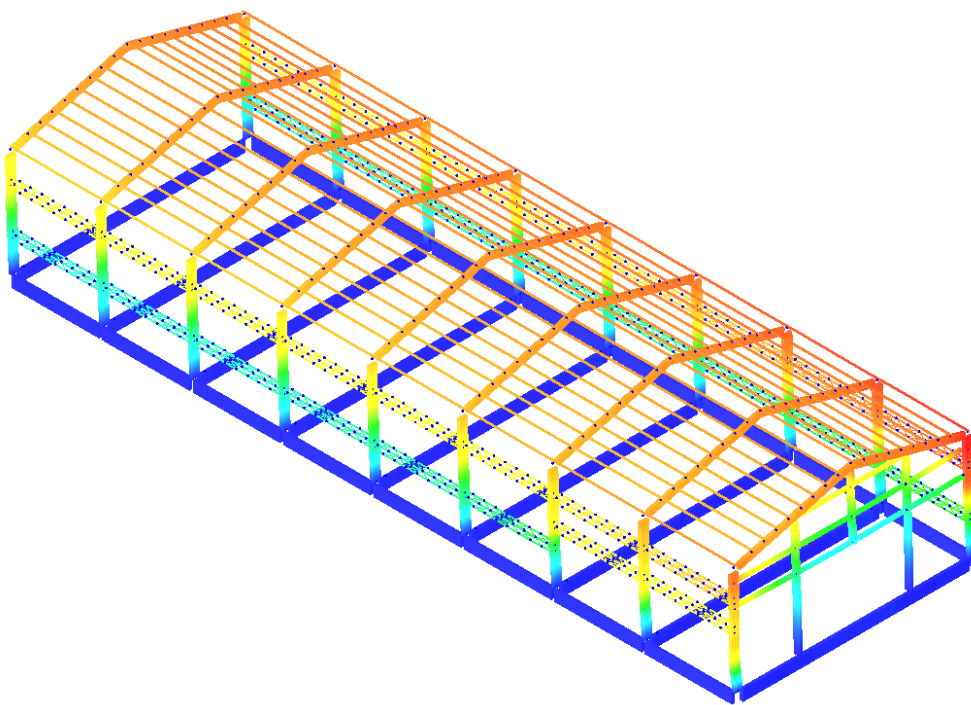
STATO ATTUALE



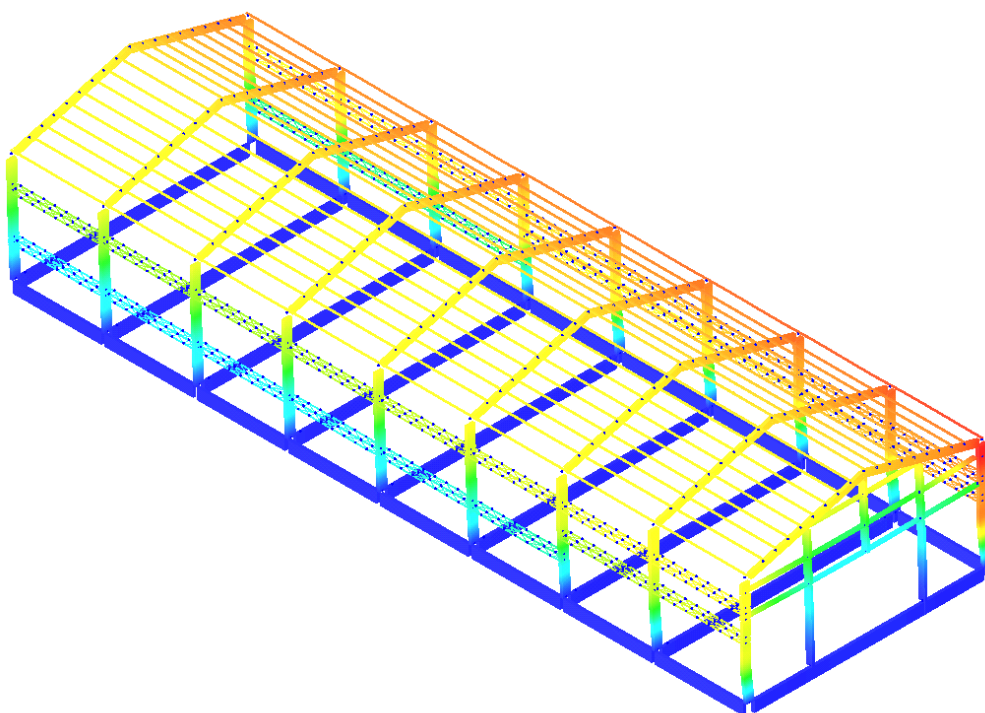
STATO DI PROGETTO



**SPOSTAMENTI PER PRESSIONE DEL VENTO -X ~  $\Delta s$  = +0.14cm**

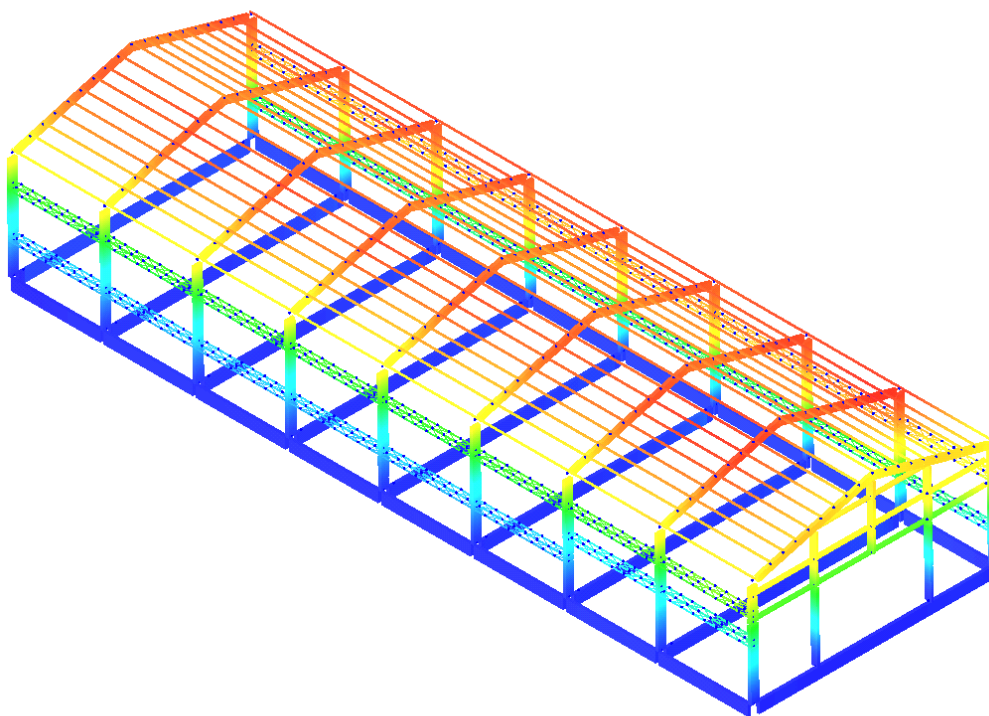


STATO ATTUALE

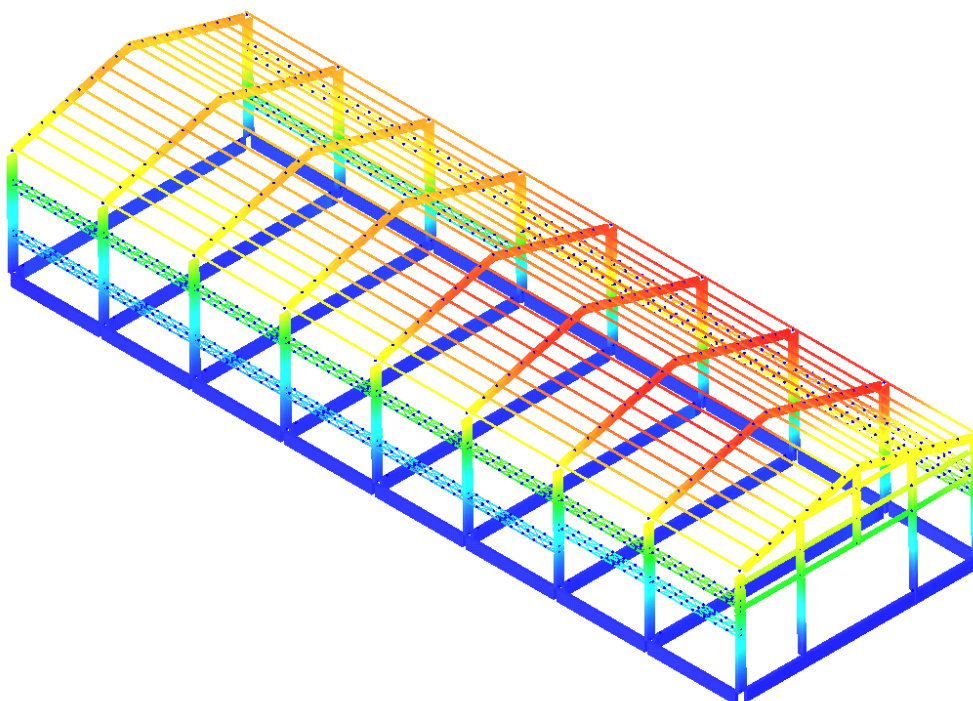


STATO DI PROGETTO

**SPOSTAMENTI PER PRESSIONE DEL VENTO -Y ~  $\Delta s = -0.02\text{cm}$**



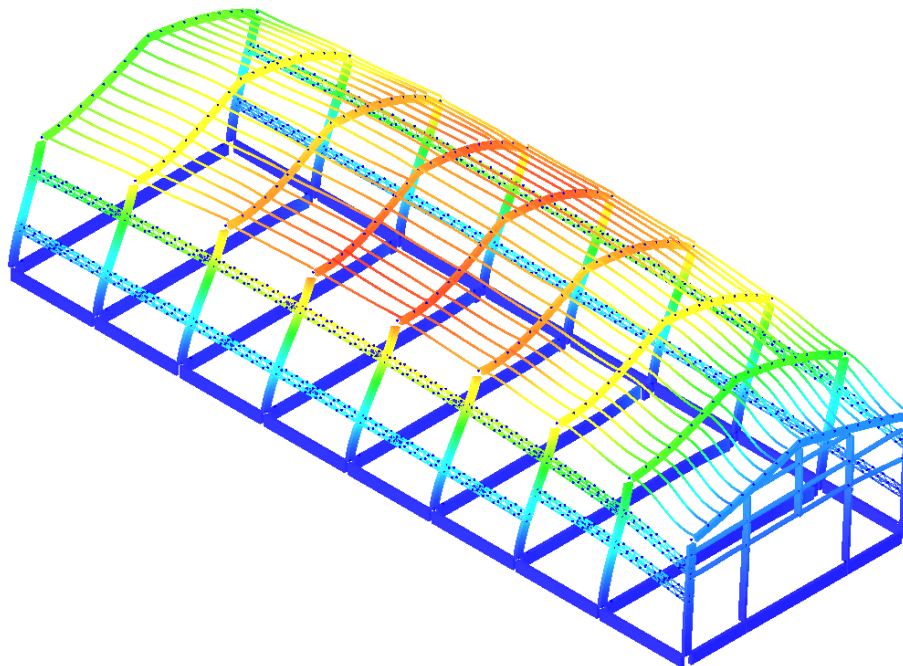
STATO ATTUALE



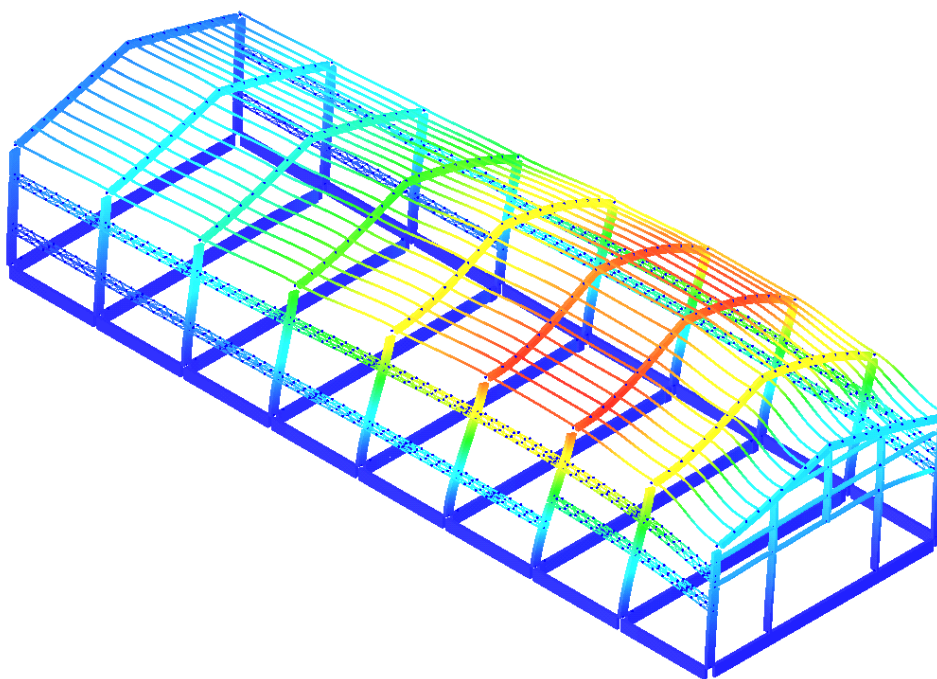
STATO DI PROGETTO



**SPOSTAMENTI PER SISMA  $\sim \Delta s = -2.33\text{cm}$**



STATO ATTUALE



STATO DI PROGETTO

Alla luce di quanto evidenziato nei paragrafi precedenti e dai controlli effettuati non sono emerse anomalie sui diagrammi delle sollecitazioni, né elementi incomprensibilmente armati per cui i risultati dell'analisi effettuata si ritengono accettabili in quanto conformi alle aspettative e agli intenti progettuali.

## **5. NUOVA STRUTTURA IN C.A. GETTATA IN OPERA**

### **5.1 DESCRIZIONE GENERALE**

La costruzione si sviluppa in un piano terra destinato a zona di carico e scarico merci, magazzini/celle frigorifere e laboratori ed un piano primo destinato ad uffici.

Le dimensioni in pianta del fabbricato risultano pari a circa 42,00 x 20,00 ml; gli interpiani, riferiti al piano grezzo della struttura, risultano pari a 4,50 ml alla prima elevazione e pari a 3,25 ml alla seconda elevazione.

La struttura portante è costituita da telai in cemento armato, formati da pilastri e travi, orditi ortogonalmente nelle due direzioni.

L'orizzontamento al piano terra (P.G. +0.60) è costituito da un solaio del tipo "Vespaio aerato Colosseo" realizzato con elementi modulari in pvc (arcoplast+tegoplast) che hanno funzione di casseri a perdere con soprastante soletta in c.a. di spessore pari a 8 cm armata con doppia rete elettrosaldata  $\phi 8/20$ "; gli elementi tegoplast saranno montati in modo da forma dei travetti che avranno delle armature correnti ed altre aggiuntive. L'inserimento di un tubo pvc, con all'interno una propria armatura (ferro a U  $\phi 8$ ), consente di regolare l'altezza ed ottenere un piano grezzo orizzontale superando le irregolarità della pavimentazione esistente. Il getto viene effettuato riempiendo la struttura in verticale, formando dei "pilastrini" in c.a., e successivamente la soletta superiore. Questa tecnologia consente di ottenere un solaio aerato, con elevata portanza, idoneo alla realizzazione della soprastante pavimentazione industriale. La portanza di tale tipologia di solaio è stata asseverata mediante prove di laboratorio le cui risultanze vengono allegare alla presente relazione.

L'orizzontamento al primo (P.G. +4.90) è costituito da un solaio in latero-cemento bidirezionale con casseri a perdere rispettivamente di altezza pari a 40 cm (8+24+8).

L'impalcato di copertura (P.G. +8.42) della seconda elevazione verrà realizzato in acciaio con travi principali aventi sezione HEA 220, travi secondarie aventi sezioni IPE 100, con soprastante lamiera grecata avente altezza pari a 6 cm e spessore pari a 0,6 mm.

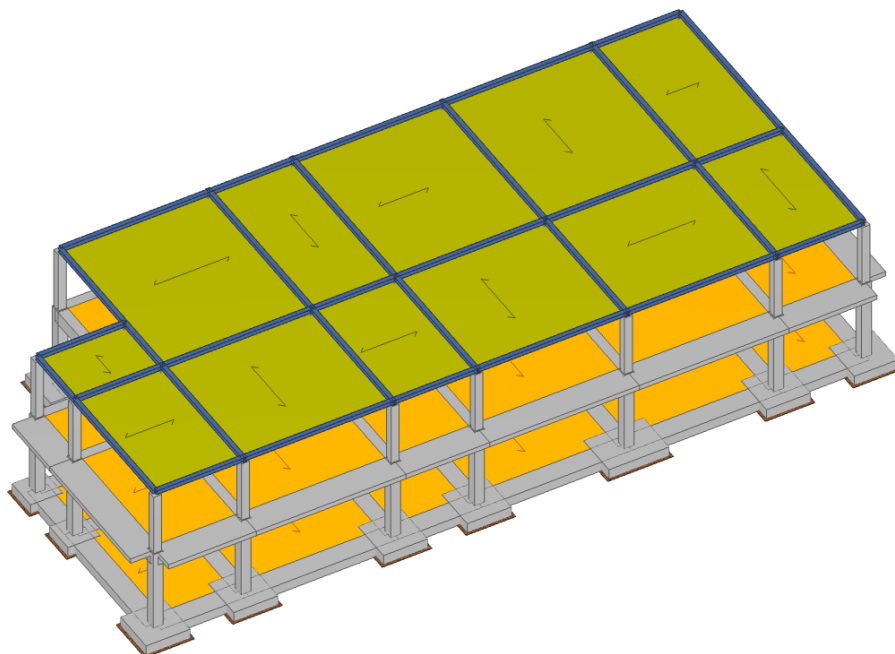
Il collegamento verticale tra i due livelli è assicurato da due corpi scala, di cui uno dotato di corpo ascensore, aventi struttura in acciaio, svincolati in elevazione rispetto alla struttura in cemento armato.

La struttura di fondazione, di tipo superficiale, è costituita da plinti rettangolari aventi altezza pari a 80 cm su colonne verticali di terreno stabilizzato mediante la tecnica del Deep Soil Mixing, con cordoli di sezione 80 x 70 cm.

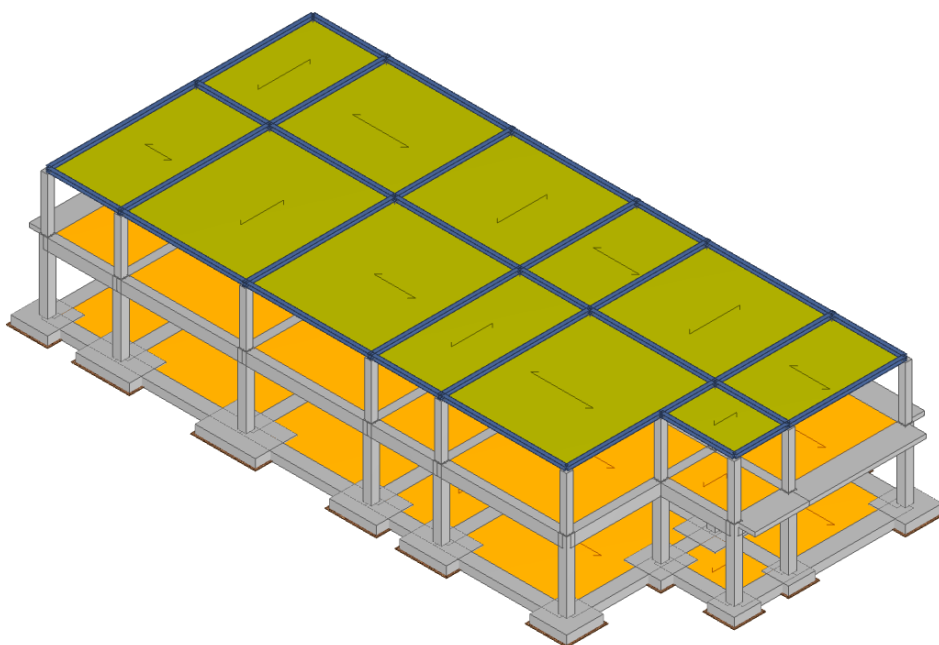
La quota di imposta della nuova fondazione, prevista a quota (P.G.-0,30), risulta superiore a alla quota di estradosso della fondazione esistente pari a (P.G.-0,70).

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

**Vista Anteriore**



**Vista Posteriore**



## 5.2 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Particolare attenzione va prestata nei confronti della durabilità dell'opera vista la collocazione della struttura in zona marina non a contatto diretto con l'acqua di mare ma interessata dall'azione dell'aerosol marino.

Secondo il D.M. 14.01.2008 la durabilità o durevolezza è definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali (quali il calcestruzzo) e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera.

La durabilità di un materiale è la capacità di durare nel tempo resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente in cui si trova.

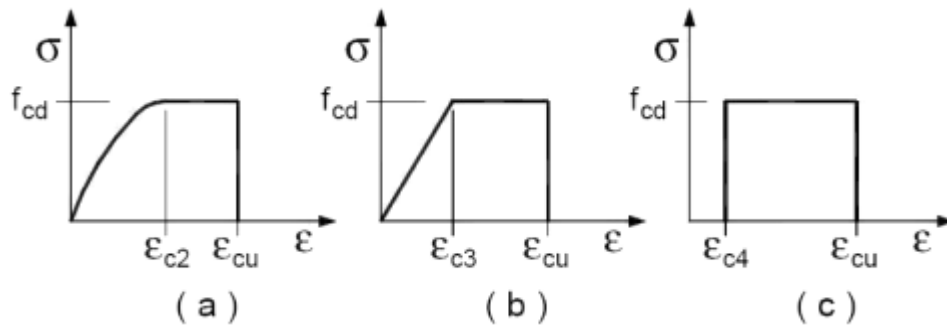
Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

### 5.2.1 Calcestruzzo C32/40 (classe di esposizione XS1)

Per la realizzazione delle strutture di fondazione ed elevazione è previsto l'impiego di calcestruzzo con  $R_{ck}$  40 avente le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume del calcestruzzo:  $24000 \text{ N/m}^3$
- Peso per unità di volume del calcestruzzo armato:  $25000 \text{ N/m}^3$
- Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 400 \text{ Kg/cm}^2 = 40,00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 = 33,20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica media  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41,20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità:  $E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0,3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza:  $\gamma_c = 1,5$
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 18,81 \text{ N/mm}^2, \alpha_{cc} = 0,85$
- Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3,10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione (al frattile del 5%):  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione (al frattile del 95%):  $f_{ctk}^* = 1,3 f_{ctm} = 4,03 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}^*}{\gamma_c} = 1,45 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione:  $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,72 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha_{CT} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo(a) parabolico rettangolare.



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima  $\varepsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

Si prevedono le seguenti specifiche:

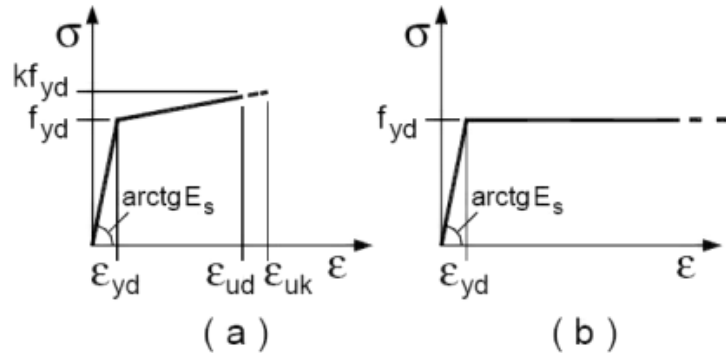
TIPOLOGIA STRUTTURALE	Fondazione	Elevazione
	<i>Plinti, cordoli</i>	<i>Travi, pilastri, solette</i>
<i>Classe di resistenza</i>	C32/40	C32/40
<i>Condizioni ambientali</i>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente a contatto con acqua di mare	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente a contatto con acqua di mare
<i>Classe di esposizione</i>	XS1	XS1
<i>Rapporto a/c max</i>	0,50	0,50
<i>Classe di consistenza</i>	S4 (fluida)	S4 (fluida)
<i>Diam. Max aggregati (mm)</i>	32	32

### 5.2.2 Acciaio B450C

L'acciaio per armatura lenta è di tipo ad aderenza migliorata, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $78500 \text{ N/m}^3$
- Resistenza caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a snervamento:  $f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza:  $\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo :  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 382,6 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha_{aT} = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in (b).



### 5.2.3 Acciaio per strutture metalliche S275

L'acciaio da carpenteria è del tipo S275, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a snervamento:  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo:  $\gamma_s = 1,05$
- Modulo di elasticità normale:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale:  $G_s = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha_{aT} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

### 5.3 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Dalla relazione geologica allegata redatta dal Dott. Geol. Simone Baldi, si evince che il terreno interessato dalla costruzione del fabbricato presenta la seguente stratigrafia a partire dal piano di calpestio del fabbricato:

- litotipo a: **pavimento industriale** più sottofondo realizzato con materiale tipo ghiaietto di cava dal piano campagna a circa 0,60 m;
- litotipo b: **riporto** costituito da limi argillosi, limi sabbiosi con all'interno ghiaie, terreni sciolti e pietrame da 0,60 m a 6,00 m;
- litotipo c: **sabbie da mediamente addensate ad addensate di colore grigio plumbeo** (depositi di spiaggia) da 6,00 m a 21,00 m;
- litotipo d: **limi e limi argillosi con torba puntiforme** (eluvio colluvioni) da 21,00 m a 24,50 m
- litotipo e: **argille limose di colore nocciola – grigio blu** (formazione pleistocenica inalterata) da 24,50 m a 27,00 m (fine sondaggio).

Le caratteristiche geotecniche dei vari strati sono riassunte nella tabella seguente:

Litologia	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (attrito)	$E_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )
c	1,95	0,00	0,00	30	125
d	1,85	1,00	0,03	22	100
e	1,95	1,70	0,13	23	155

Per esigenze di cantiere si è scelto di consolidare il terreno in sito mediante la tecnica del Deep Soil Mixing che consiste nella realizzazione di colonne verticali di terreno stabilizzato a sezione circolare del diametro di 250 mm, realizzate miscelando il terreno con boiaccia cementizia, mediante perforazione a rotazione e contemporanea disaggregazione del terreno con utensile a lame collegato ad un'asta cava, e successiva miscelazione effettuata durante la risalita dell'asta iniettando a pressione in sito la boiaccia di cemento attraverso appositi ugelli laterali.

Pertanto è stata considerata una fondazione di tipo superficiale con plinti rettangolari di altezza pari a 80 cm collegati da cordoli di sezione 80 x 70 cm fondata su terreno aventi caratteristiche pari a quelle del litotipo e. Si precisa comunque che ai fini dell'azione sismica è stato considerato un terreno di categoria C come indicato nella relazione geologica.

E' stata effettuata una prova di carico pilota eseguita su piastra in c.a. 80 x 80 cm appoggiata su terreno migliorato meccanicamente con la tecnica del Deep Soil Mixing con n. 5 colonne di diametro  $\Phi 250$  mm e lunghezza pari a 12 metri considerando un carico prova pari a 80 tonnellate.

Come si evince dalla relazione allegata (Tav.47\_ES - Relazione prova di carico pilota Deep Soil Mixing), si sono registrati cedimenti massimi pari a 6,23 mm; data la destinazione d'uso della struttura e la tipologia di fondazione caratterizzata da plinti collegati da cordoli rigidi orditi nelle due direzioni, volti a garantire una più uniforme distribuzione dei carichi e a scongiurare possibili cedimenti differenziali, si considerano accettabili e compatibili con le normali condizioni di esercizio della struttura oggetto di calcolo gli spostamenti riscontrati nelle prove in sito effettuate.

Si precisa inoltre che la successione stratigrafica del terreno in sito è pressoché omogenea, come emerge dalle stratigrafie dei sondaggi effettuati in punti diametralmente opposti dell'area di intervento, in quanto si tratta di una zona perfettamente pianeggiante, in cui è presente una formazione geologica costituita da argille marnose preceduta in superficie da depositi di spiaggia e

terreni di riporto per cui si ritengono i risultati ottenuti con le prove di carico in sito rappresentativi dell'intera area di intervento.

In merito agli esiti delle suddette prove è stato considerato come valore di portanza delle colonne di terreno consolidato:

$$80 \text{ ton} / 5 = 16 \text{ ton} / 1,15 = 14 \text{ ton}$$

E' stato considerato un ulteriore coefficiente riduttivo per tenere conto cautelativamente delle incertezze dovute alla particolare tecnica di consolidamento.

Il numero di colonne verticali di terreno stabilizzato per ciascun plinto è stato ottenuto dividendo la reazione vincolare alla base di ciascuna pilastrata, derivante dalla combinazione delle azioni allo SLU per il carico massimo ottenuto dalla prova di carico opportunamente ridotto pari a 14 tonnellate.

Le valutazioni effettuate vengono riassunte nella seguente tabella:

Pil.	Tipologia di carico	F <sub>z</sub> (N)	γ <sub>i</sub>	Totale (N)	N° colonne
1	Carico Permanente	401 091	1,3	522 000	<b>7</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	108 340	1,5	163 000	
	Carico Accidentale: Uffici	37 075	1,5	56 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	68 327	1,5	103 000	
	Carico Accidentale: Coperture	6 744	1,5	11 000	
				<b>855 000</b>	
2	Carico Permanente	617 713	1,3	804 000	<b>11</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	198 299	1,5	298 000	
	Carico Accidentale: Uffici	69 208	1,5	104 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	136 701	1,5	206 000	
	Carico Accidentale: Coperture	11 930	1,5	18 000	
				<b>1 430 000</b>	
3	Carico Permanente	805 857	1,3	1 048 000	<b>14</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	279 653	1,5	420 000	
	Carico Accidentale: Uffici	99 081	1,5	149 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	196 614	1,5	295 000	
	Carico Accidentale: Coperture	16 986	1,5	26 000	
				<b>1 940 000</b>	
4	Carico Permanente	596 941	1,3	777 000	<b>11</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	203 906	1,5	306 000	
	Carico Accidentale: Uffici	73 058	1,5	110 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	141 626	1,5	213 000	
	Carico Accidentale: Coperture	12 936	1,5	20 000	
				<b>1 430 000</b>	
5	Carico Permanente	594 013	1,3	773 000	<b>11</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	199 489	1,5	300 000	



	Carico Accidentale: Uffici	71 053	1,5	107 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	139 882	1,5	210 000	
	Carico Accidentale: Coperture	12 384	1,5	19 000	
				<b>1 410 000</b>	
6	Carico Permanente	409 847	1,3	533 000	7
	Carico Permanente Non Strutturale	109 978	1,5	165 000	
	Carico Accidentale: Uffici	39 397	1,5	60 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	77 032	1,5	116 000	
	Carico Accidentale: Coperture	7 115	1,5	11 000	
				<b>885 000</b>	
7	Carico Permanente	463 961	1,3	604 000	8
	Carico Permanente Non Strutturale	145 500	1,5	219 000	
	Carico Accidentale: Uffici	49 826	1,5	75 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	99 956	1,5	150 000	
	Carico Accidentale: Coperture	8 221	1,5	13 000	
				<b>1 065 000</b>	
8	Carico Permanente	259 000	1,3	337 000	4
	Carico Permanente Non Strutturale	67 078	1,5	101 000	
	Carico Accidentale: Uffici	21 927	1,5	33 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	40 787	1,5	62 000	
	Carico Accidentale: Coperture	3 907	1,5	6 000	
				<b>540 000</b>	
9	Carico Permanente	492 329	1,3	641 000	8
	Carico Permanente Non Strutturale	157 139	1,5	236 000	
	Carico Accidentale: Uffici	52 209	1,5	79 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	98 194	1,5	148 000	
	Carico Accidentale: Coperture	8 536	1,5	13 000	
				<b>1 120 000</b>	
10	Carico Permanente	971 975	1,3	1 264 000	18
	Carico Permanente Non Strutturale	377 315	1,5	566 000	
	Carico Accidentale: Uffici	128 143	1,5	193 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	259 557	1,5	390 000	
	Carico Accidentale: Coperture	20 127	1,5	31 000	
				<b>2 445 000</b>	
11	Carico Permanente	1 198 528	1,3	1 559 000	23
	Carico Permanente Non Strutturale	509 484	1,5	765 000	
	Carico Accidentale: Uffici	175 920	1,5	264 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	358 875	1,5	539 000	

	Carico Accidentale: Coperture	27 452	1,5	42 000	
				<b>3 170 000</b>	
12	Carico Permanente	959 452	1,3	1 248 000	<b>18</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	388 949	1,5	584 000	
	Carico Accidentale: Uffici	135 184	1,5	203 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	272 436	1,5	409 000	
	Carico Accidentale: Coperture	21 951	1,5	33 000	
				<b>2 480 000</b>	
13	Carico Permanente	970 938	1,3	1 263 000	<b>18</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	387 695	1,5	582 000	
	Carico Accidentale: Uffici	134 133	1,5	202 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	271 918	1,5	408 000	
	Carico Accidentale: Coperture	21 502	1,5	33 000	
				<b>2 490 000</b>	
14	Carico Permanente	644 718	1,3	839 000	<b>12</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	227 145	1,5	341 000	
	Carico Accidentale: Uffici	75 689	1,5	114 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	154 086	1,5	232 000	
	Carico Accidentale: Coperture	11 908	1,5	18 000	
				<b>1 545 000</b>	
15	Carico Permanente	286 974	1,3	374 000	<b>5</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	82 501	1,5	124 000	
	Carico Accidentale: Uffici	25 866	1,5	39 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	48 680	1,5	74 000	
	Carico Accidentale: Coperture	4 398	1,5	7 000	
				<b>620 000</b>	
16	Carico Permanente	411 081	1,3	535 000	<b>7</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	117 935	1,5	177 000	
	Carico Accidentale: Uffici	37 319	1,5	56 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	65 067	1,5	98 000	
	Carico Accidentale: Coperture	6 578	1,5	10 000	
				<b>880 000</b>	
17	Carico Permanente	494 175	1,3	643 000	<b>9</b>
	Carico Permanente Non Strutturale	166 840	1,5	251 000	
	Carico Accidentale: Uffici	52 935	1,5	80 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	97 537	1,5	147 000	
	Carico Accidentale: Coperture	8 819	1,5	14 000	
				<b>1 135 000</b>	

18	Carico Permanente	694 990	1,3	904 000	12
	Carico Permanente Non Strutturale	252 697	1,5	380 000	
	Carico Accidentale: Uffici	80 814	1,5	122 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	151 189	1,5	227 000	
	Carico Accidentale: Coperture	13 484	1,5	21 000	
				<b>1 655 000</b>	
19	Carico Permanente	527 449	1,3	686 000	9
	Carico Permanente Non Strutturale	183 219	1,5	275 000	
	Carico Accidentale: Uffici	60 890	1,5	92 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	112 622	1,5	169 000	
	Carico Accidentale: Coperture	10 542	1,5	16 000	
				<b>1 240 000</b>	
20	Carico Permanente	535 866	1,3	697 000	9
	Carico Permanente Non Strutturale	185 221	1,5	278 000	
	Carico Accidentale: Uffici	61 265	1,5	92 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	114 154	1,5	172 000	
	Carico Accidentale: Coperture	10 417	1,5	16 000	
				<b>1 255 000</b>	
21	Carico Permanente	524 627	1,3	683 000	9
	Carico Permanente Non Strutturale	176 914	1,5	266 000	
	Carico Accidentale: Uffici	55 360	1,5	84 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	104 552	1,5	157 000	
	Carico Accidentale: Coperture	8 818	1,5	14 000	
				<b>1 204 000</b>	
22	Carico Permanente	442 208	1,3	575 000	7
	Carico Permanente Non Strutturale	130 232	1,5	196 000	
	Carico Accidentale: Uffici	38 723	1,5	59 000	
	Carico Accidentale: Magazzini	69 443	1,5	105 000	
	Carico Accidentale: Coperture	6 530	1,5	10 000	
				<b>945 000</b>	

Circa la realizzazione delle colonne verticali di terreno stabilizzato nella zone non interessate dalla presenza dei plinti si precisa che, vista la tipologia di solaio al piano terra che scarica parte del peso sul terreno posto tra i plinti ed i cordoli, è stata prevista l'esecuzione di colonne verticali di diametro 25 cm e lunghezza 12 m al di sotto dei cordoli e nella specchiatura del solaio considerando cautelativamente un'incidenza del carico pari al 50% sui cordoli e sul terreno. La disposizione in pianta secondo una maglia a quinconce è stata calibrata sulla base dell'interasse dei tubi in pvc del solaio "Colosseo" impiegato.

Il Progettista della Strutture  
**Ing. Andrea Rachetta**

## 5.4 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "*Norme tecniche per le Costruzioni*"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

### 5.4.1 Solaio bidirezionale piano terra – Solaio tipo 1

**Vespaio aerato tipo Colosseo H<sub>totale</sub> = 90 cm con soletta armata**

#### Analisi dei carichi unitari trasmessi dal solaio

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- pavimentazione realizzata con soletta armata e finitura di tipo industriale:	0,15	2500	375
- incidenza tramezzi:			100
- peso proprio vespaio aerato Colosseo con soletta armata H <sub>tot</sub> = 90cm:			387
Totale carichi permanenti :			<b>862,00</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>cat.E1 Tab. 3.1.II - Magazzini</i> ):			<b>600,00</b>

### 5.4.2 Solaio bidirezionale piano primo – Solaio tipo 2

**Solaio tipo Nuovo Nautilus Single H = 8+24+8 interasse 72 cm travetto 20 cm**

#### Analisi dei carichi unitari trasmessi dal solaio

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- pavimento			60
- massetto	0,08	2000	160
- incidenza tramezzi:			100
- peso solaio tipo Nuovo Nautilus Single (H 8+24+8):			580
Totale carichi permanenti :			<b>900,00</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>cat.B2 Tab. 3.1.II - Uffici aperti al pubblico</i> ):			<b>300,00</b>

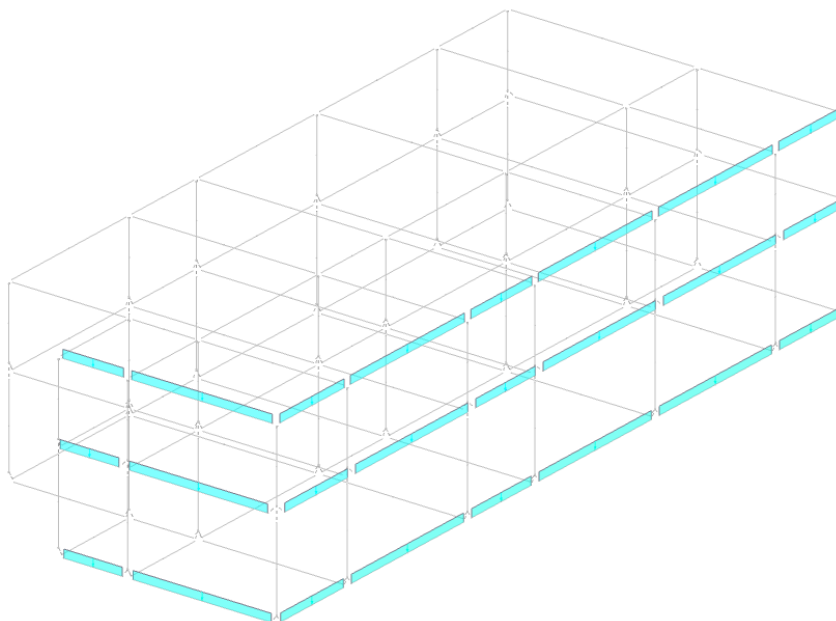
### 5.4.3 Controsoffitto – Solaio tipo6

#### Analisi dei carichi unitari trasmessi dal controsoffitto

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- peso proprio controsoffitto:			15
- peso proprio lamiera grecata sp. 0,6 mm:			7,85
- peso proprio isolamento in lana di roccia:	0,08	40	3,20
- incidenza impianti a soffitto:			60
Totale carichi permanenti :			<b>86,05</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>cat.H1 Tab. 3.1.II – Sottotetti accessibili per sola manutenzione</i> ):			<b>50,00</b>

### 5.4.4 Schematizzazione carichi trasmessi dalla struttura della facciata continua

Di seguito si riporta un immagine relativa ai carichi considerati nel modello di calcolo sulle travi di bordo allineamenti Y-4 e X-7 per tenere conto della presenza della facciata continua (carichi lineari N/m)



Il Progettista della Strutture  
**Ing. Andrea Rachetta**

## 5.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 5.5.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

La **vita nominale** di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

*Per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*  
 **$V_N \geq 50$  anni**

La **classe d'uso**, in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è la:

**Classe II:** *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.*

Il **periodo di riferimento**  $V_R$ , in relazione al quale vengono valutate le azioni sismiche su ciascuna costruzione, si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , definito al variare della classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}, \quad \text{con } C_U=1,0 \text{ per classe d'uso II}$$

### 5.5.2 Categoria di sottosuolo e condizione topografica

Dalla allegata relazione geologica, in base ai dati geognostici in possesso, si desume che il profilo stratigrafico del suolo di fondazione dell'intervento in progetto ricade nella:

**Categoria C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente 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 180 m/s e 360 m/s.*

La categoria topografica è la categoria:

**T1 :** *superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$*   
Il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  per la categoria topografica  $T_1$  è pari a  **$S_T = 1,0$**

### 5.5.3 Individuazione dei parametri sismici di base

L'individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC) è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$C_c$	$T_B$	$T_c$	$T_D$	$S_s$
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.0425	2.457	0.280	1.60	0.149	0.447	1.770	1.50
SLD	0.0566	2.563	0.280	1.60	0.149	0.447	1.826	1.50
SLV	0.1740	2.453	0.294	1.57	0.154	0.462	2.296	1.44
SLC	0.2284	2.490	0.310	1.55	0.160	0.479	2.514	1.36

#### 5.5.4 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva <sup>3</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano; il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato.

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- **NON REGOLARE in pianta**
- **NON REGOLARE in altezza**

### 5.5.5 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

CD "A" (Alta);  
CD "B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

**La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità BASSA.**

### 5.5.6 Fattore di struttura

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura  $q$ .

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Il fattore di struttura da utilizzare per individuare lo spettro di progetto è dato da:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- $q_0$ : valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- $K_R$ : fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione con un valore pari a 1 per edifici regolari in altezza e pari a 0,8 per edifici non regolari in altezza.

Per le *costruzioni non regolari in pianta* si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.



per strutture a telaio, a pareti accoppiate , miste:  $q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

per strutture a telaio con più piani e più campate:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori

$$\alpha_u / \alpha_1 = (1 + 1,3) / 2 = 1,15$$

$$q = 3,0 \cdot 1,15 \cdot 0,8 = \mathbf{2,76}$$

#### Stato Limite di salvaguardia della Vita

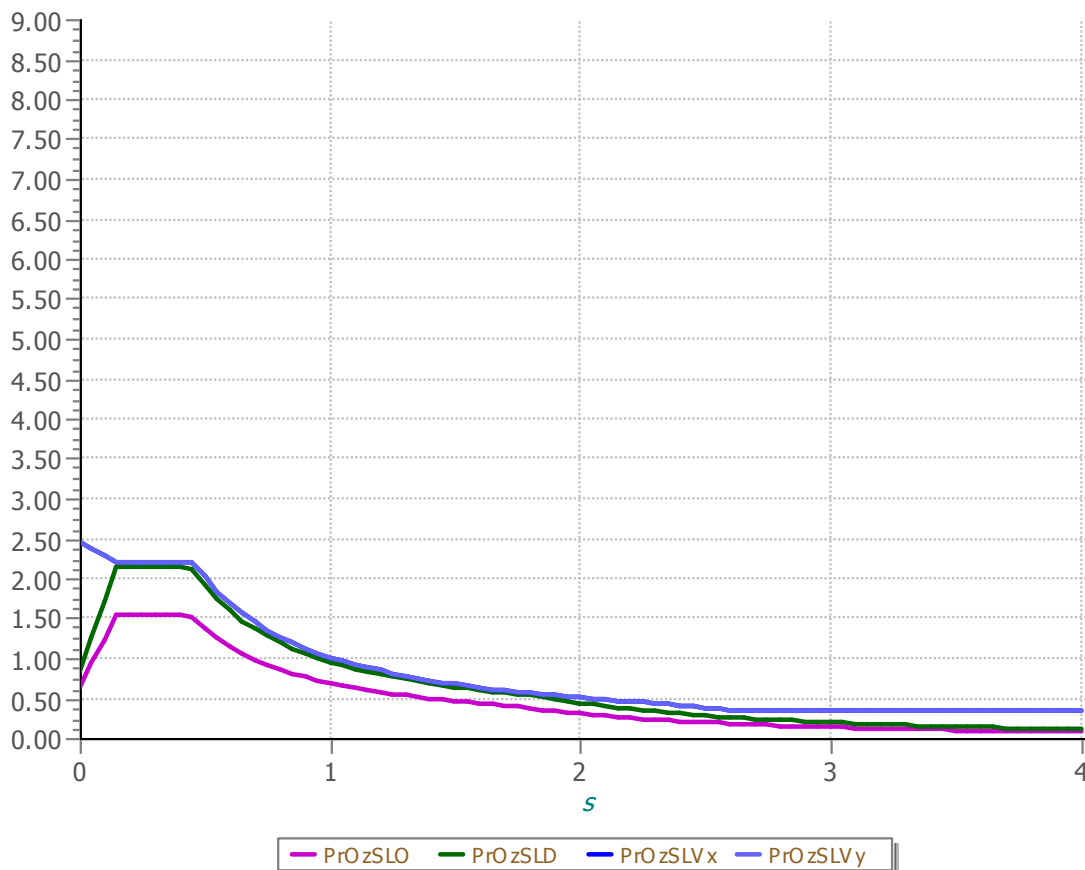
Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: 2,76 (da calcolo)

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: 2,76 (da calcolo)

Fattore di Struttura q per sisma verticale: 1,50 (Par. 7.3.1 DM 14/01/2008)

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

#### SPETTRI di RISPOSTA di ACCELERAZIONE



## 5.6 METODO DI ANALISI

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in **analisi dinamica modale**, considerando il comportamento della struttura in **regime elastico lineare**.

Il numero di modi di vibrazione considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Il numero di modi di vibrazione considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.9
salvaguardia della vita	Y	99.9
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

### 5.6.1 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{array}{ll} \mu_d = q & \text{se } T1 \geq TC \\ \mu_d = 1 + (q - 1) \cdot TC/T1 & \text{se } T1 < TC \end{array}$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

### 5.6.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

### 5.6.3 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

## 5.7 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

### 5.7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli **stati limite ultimi** sono state adottate le combinazioni del tipo (2.5.1 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"):

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

dove:

- $G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  rappresenta pretensione e precompressione;
- $Q$  rappresenta le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
  - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
  - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  sono i coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;
- $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 512 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione (2.5.5 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"):

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- $E$  azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P_k$  rappresenta pretensione e precompressione;
- $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;
- $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle **masse** associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con **l'Approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

### 5.7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

$G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P_k$  rappresenta pretensione e precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

### 5.7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara  $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

combinazione frequente  $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

combinazione quasi permanente  $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

dove:

$G_{Kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente;

$P_{kh}$  valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

$Q_{kl}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

$\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{1k}$  nella formula ), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (3) e "Rara" (3).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

## 5.8 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 5.8.1 Denominazione

Nome del Software	<b>EdiLus</b>
Versione	26.00a
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b> Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it
Estremi della Licenza	<b>Serie 12090612</b> concessa a: DI. DA. INGEGNERI ASSOCIATI s.r.l

### 5.8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

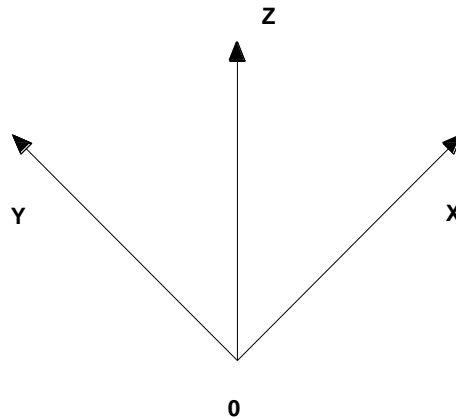
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.



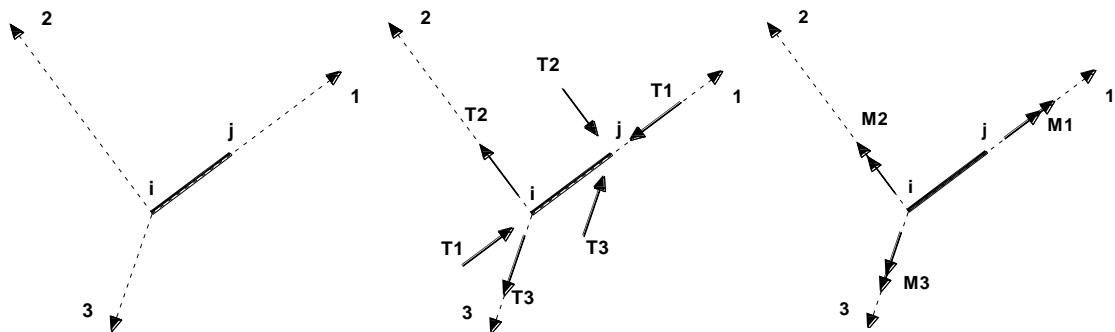
### 5.8.3 Sistemi di Riferimento

#### 5.8.3.1 - Riferimento globale



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

#### 5.8.3.2 - Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

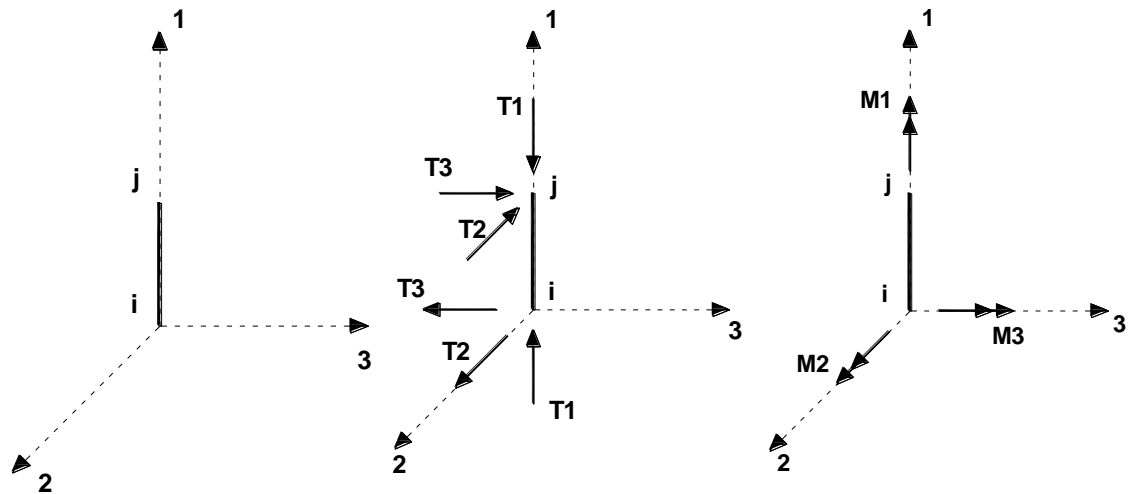
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione T1 (agente nella direzione i-j);
- Sollecitazioni taglienti T2 e T3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M2 e M3);
- Sollecitazione torcente M1.

### 5.8.3.3 - Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

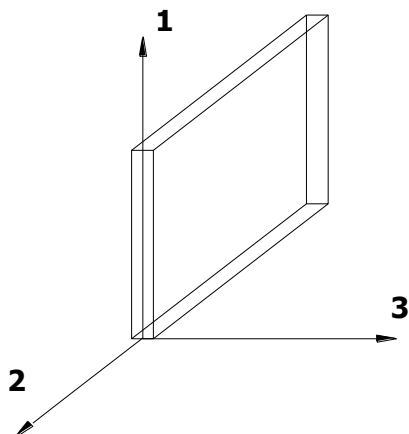
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T2 e T3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M2 e M3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

#### 5.8.3.4 - Riferimento locale per pareti



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X, Y, Z oppure rispetto al riferimento locale 1, 2, 3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

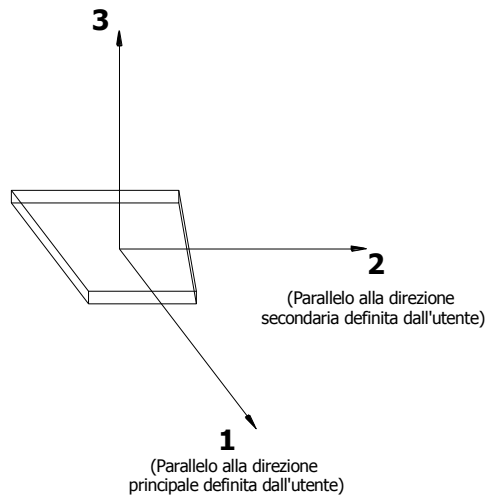
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

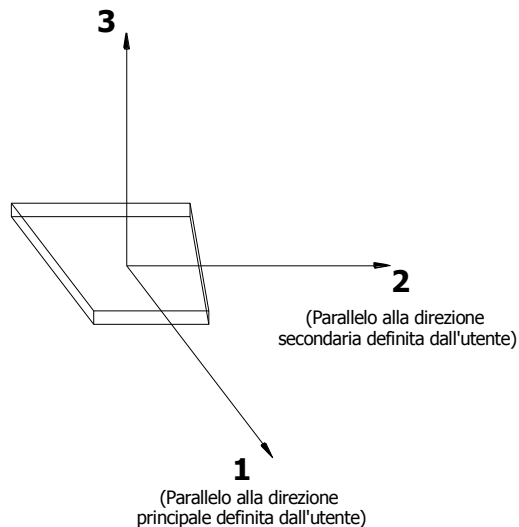
#### 5.8.3.5 - Riferimento locale per solette



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1, 2, 3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

#### 5.8.3.6 - Riferimento locale per platee



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1, 2, 3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

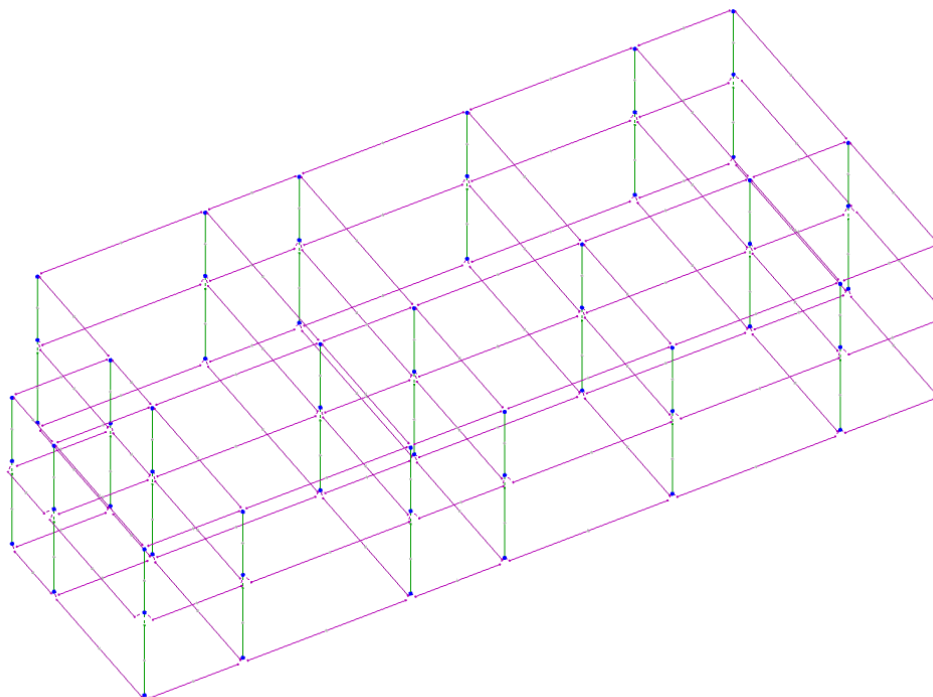
#### 5.8.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

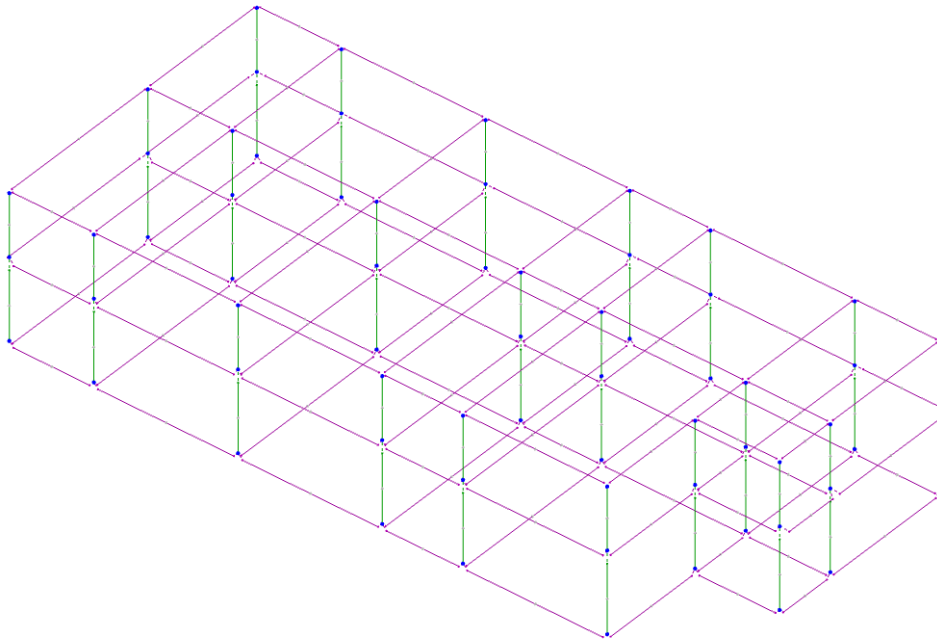
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

**Vista Anteriore**



### Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Il vincolo offerto dai plinti è del tipo incastro cedevole con rigidzze traslazionali in direzione X, Y, Z e rotazionali in X, Y e Z. Il calcolo di tali rigidzze è effettuato per plinti diretti in funzione delle costanti di sottofondo del terreno, mentre per i plinti su pali la rigidzza complessiva è funzione delle rigidzze calcolate per i singoli pali.

## 5.9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il **progetto degli elementi in c.a.** illustriamo in dettaglio il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata:

- per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta; in tale formula, per la generica combinazione, è stato calcolato l'esponente Alfa in funzione della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

$$\left( \frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

- $M_{Ex}$ ,  $M_{Ey}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;
- $M_{Rx}$ ,  $M_{Ry}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente Alfa può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per i pilastri, che sono sollecitati sempre in regime di pressoflessione deviata, e per le travi per le quali non è possibile semiprogettare a pressoflessione retta:

- per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza con un procedimento iterativo in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste terne esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Il **plinto su pali** è stato calcolato pensandolo come un insieme di travi isostatiche che collegano le teste dei pali. Il carico verticale viene ripartito in base al numero di esse ed idealmente posto al centro; le verifiche delle armature a flessione e taglio di tali travi sono effettuate di conseguenza. Vengono calcolate, quando necessarie, le armature di punzonamento ed i plinti sono completati con armature di ripartizione per particolari geometrie che lo richiedono, ed ancora con armature perimetrali di circondamento.

Il carico limite verticale dei pali è stato calcolato col metodo di Berezantzev, tenendo conto della stratigrafia, delle condizioni del terreno (drenato/non drenato), se trattasi di pali con grosso diametro ( $>80$  cm), della eventuale presenza della falda e della riduzione dovuta agli effetti di interazione per gruppi di pali. Tale carico limite viene confrontato col valore massimo dell'azione verticale, che, nel caso di plinti su pali, viene calcolato tenendo conto della geometria effettiva del plinto e degli effetti di  $M_x$  ed  $M_y$  oltreché  $F_z$ .

Il carico limite orizzontale viene invece ricavato secondo la metodologia indicata da Broms per pali vincolati in testa. Viene calcolata l'armatura principale e secondaria del palo rispettivamente a pressoflessione ed a taglio, il meccanismo di rottura del complesso palo-terreno (palo corto/medio/lungo) e l'eventuale profondità di formazione della cerniera plastica in caso di palo lungo. Anche in tal caso l'azione orizzontale è quella massima calcolata tenendo conto della geometria del problema.

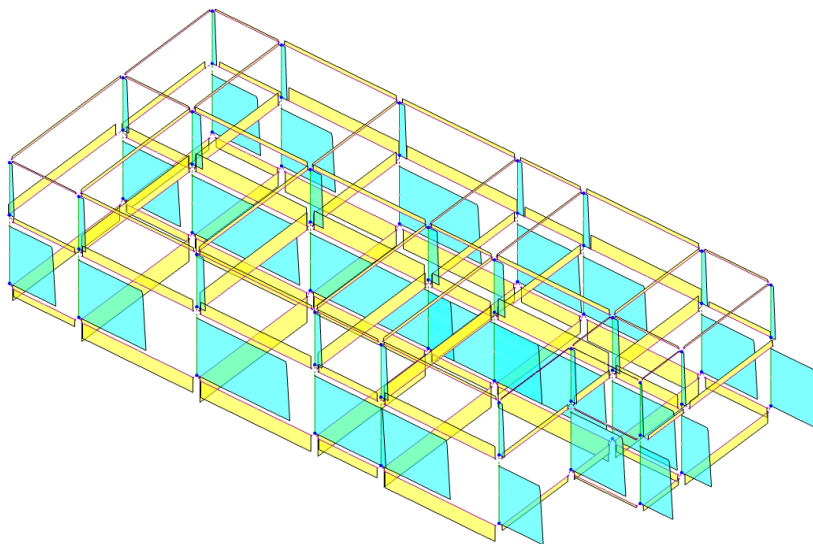
Per quanto concerne la **verifica degli elementi in acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.



## 5.10 RELAZIONE DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

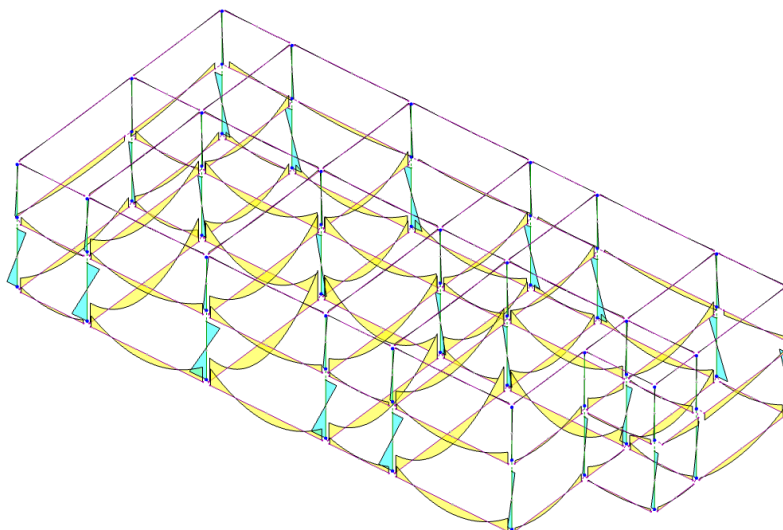
### 5.10.1 Esame delle caratteristiche di sollecitazione

#### SFORZO NORMALE INVILUPPO CARICHI STATICI



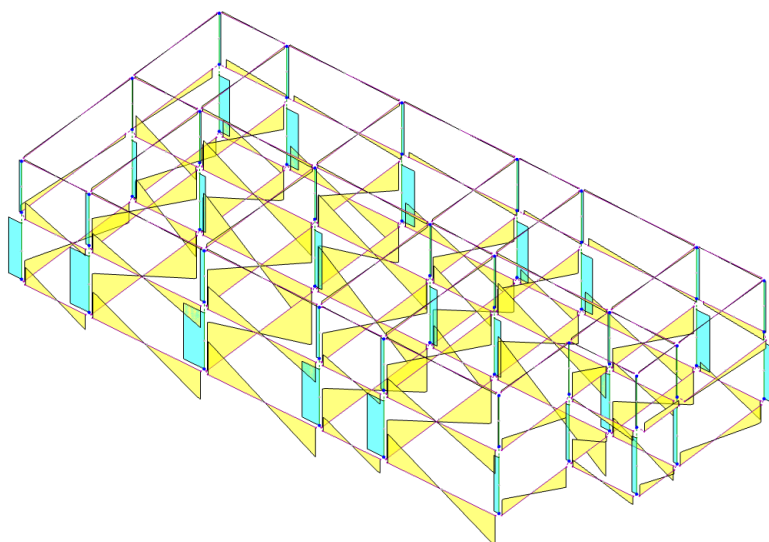
I pilastri risultano in genere uniformemente caricati.

#### MOMENTI FLETTENTI INVILUPPO CARICHI STATICI



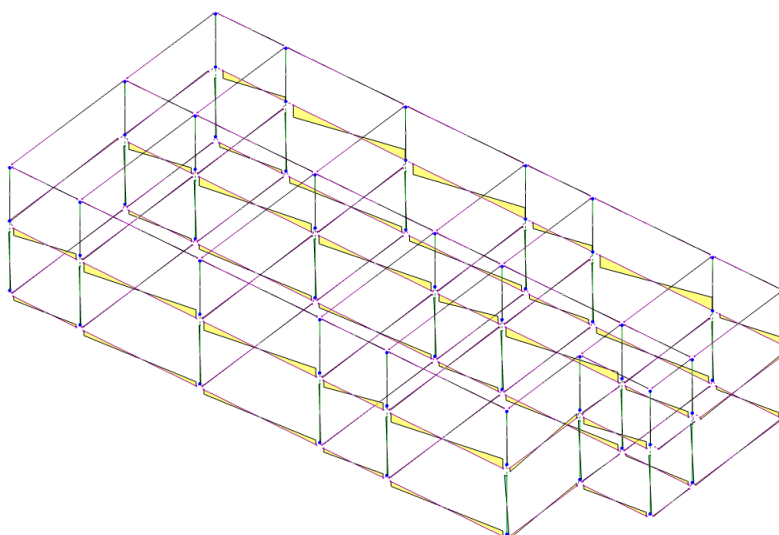
I momenti flettenti nelle travi e nei pilastri presentano i caratteristici andamenti dovuti ai carichi verticali.

### TAGLIO INVILUPPO CARICHI STATICI

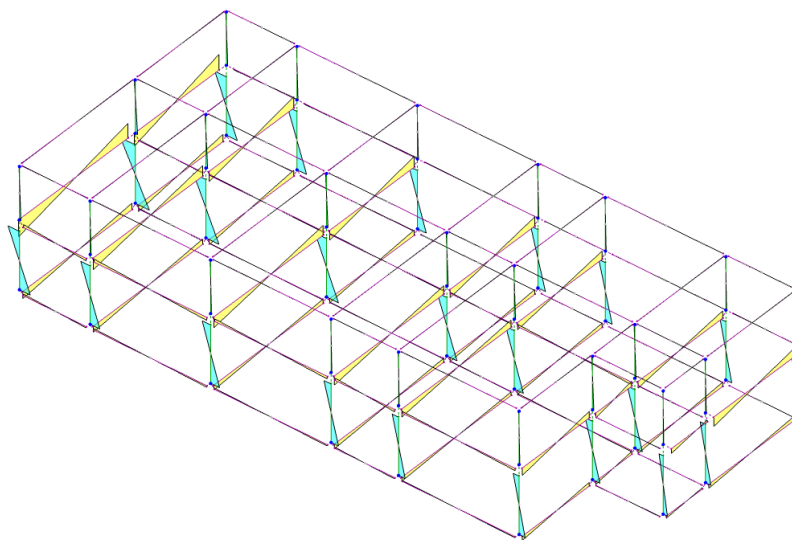


I tagli nelle travi e nei pilastri presentano i caratteristici andamenti dovuti ai carichi verticali.

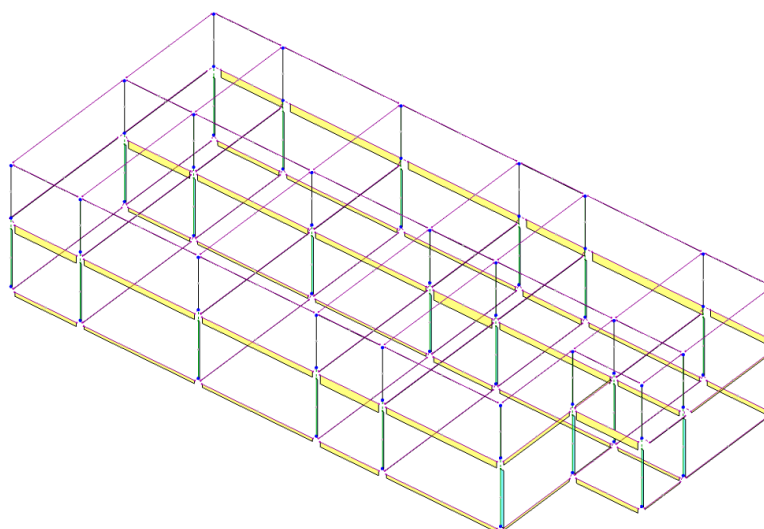
### MOMENTI FLETTENTI SISMA DIREZIONE X



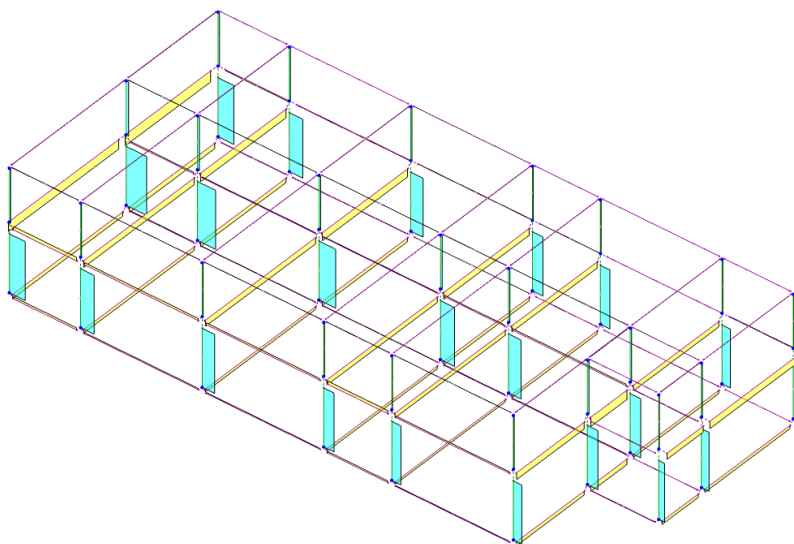
### MOMENTI FLETTENTI SISMA DIREZIONE Y



### TAGLIO SISMA DIREZIONE X



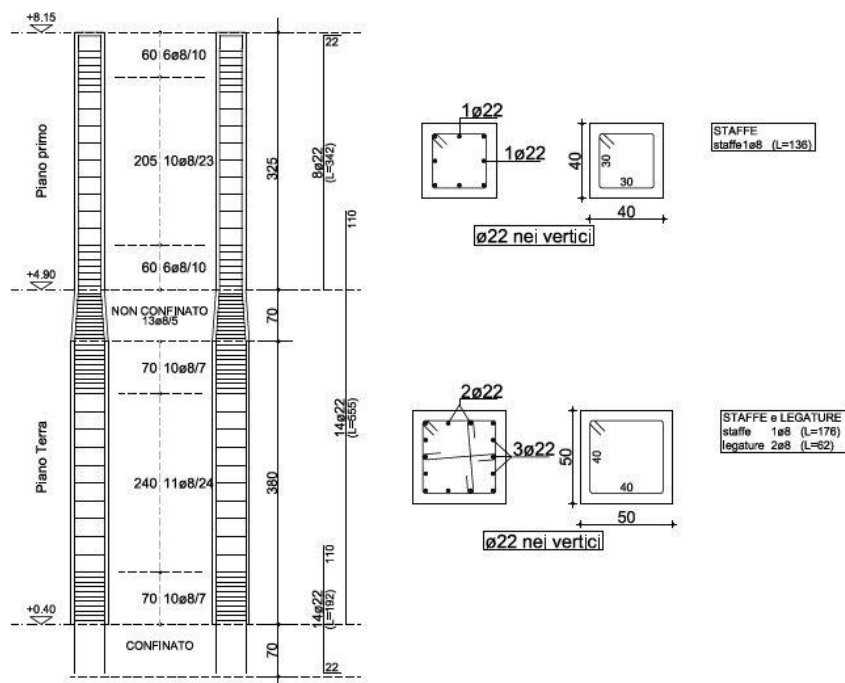
## TAGLIO SISMA DIREZIONE Y



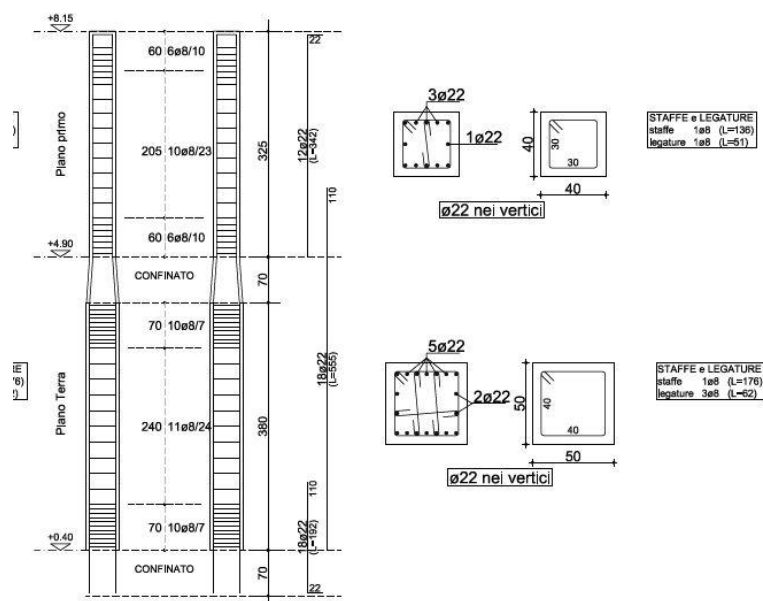
## 5.10.2 Esame delle armature dei pilastri

Le pilastrate risultano armate in maniera coerente rispetto ai carichi verticali agenti e ai diagrammi delle sollecitazioni relativi. A titolo di esempio si riportano le pilastrate nn. 1– 11

PILAISTRATA N.1-N.2-N.6

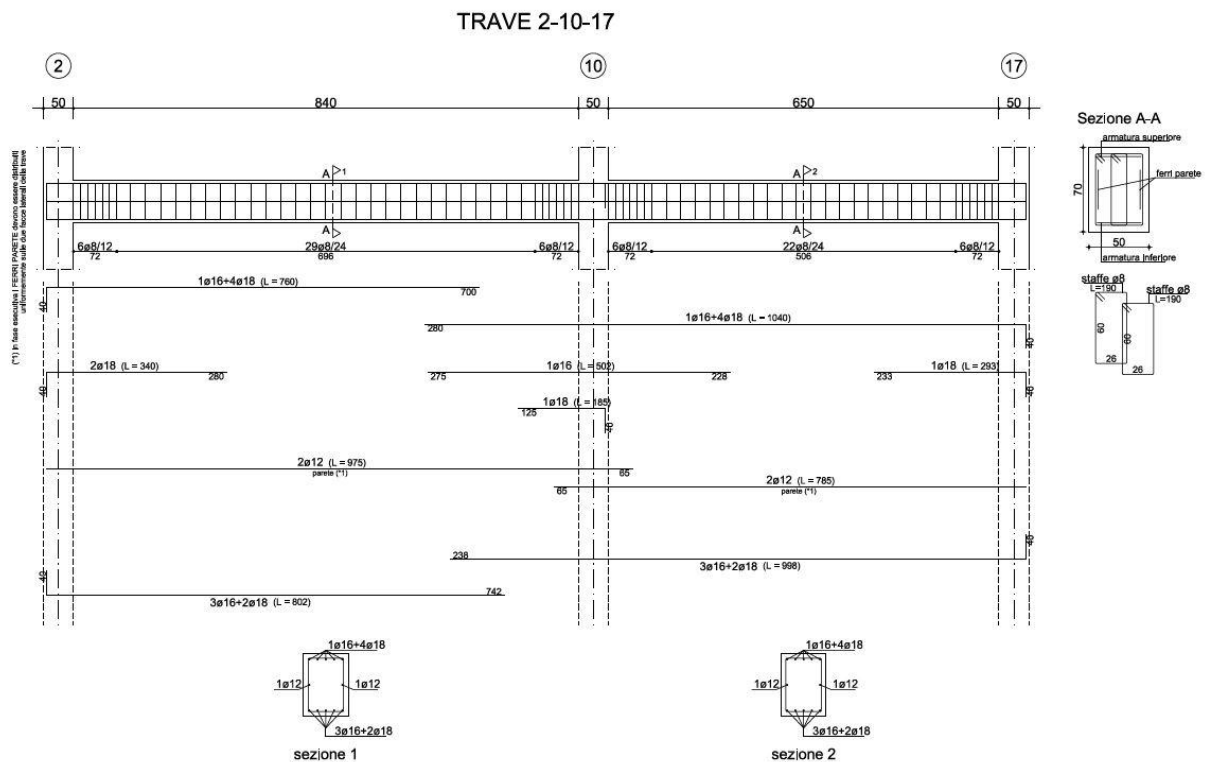
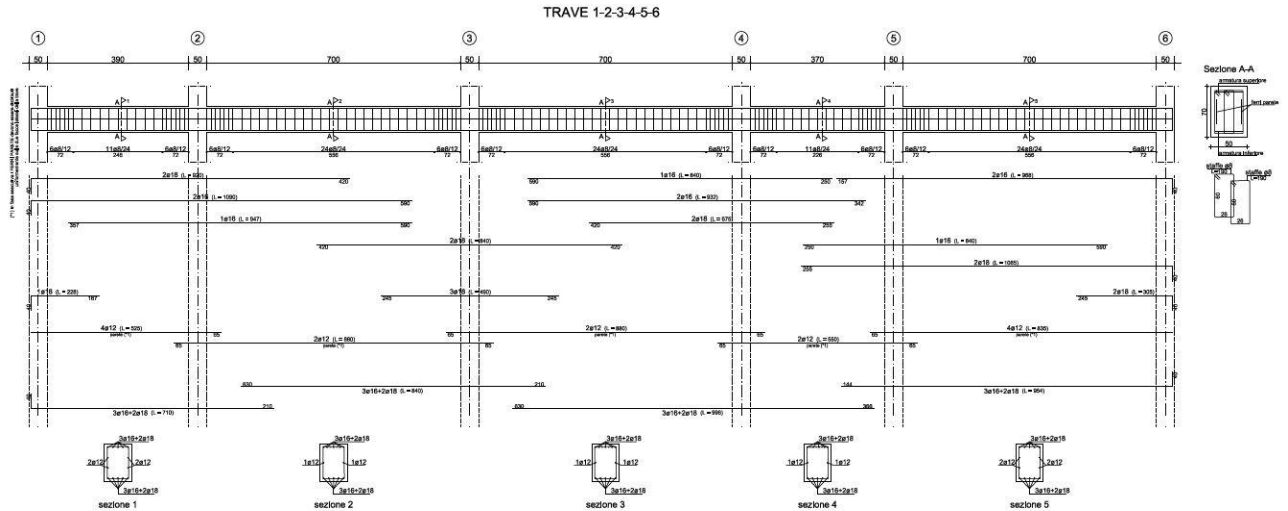


PILAISTRATA N.11



### 5.10.3 Esame delle armature delle travi

Le travate risultano armate in maniera coerente rispetto ai carichi verticali agenti e ai diagrammi delle sollecitazioni relativi. A titolo di esempio si riportano le travate n. 1-2-3-4-5-6 e n. 2-10-17.



#### **5.10.4 Giudizio motivato dell'accettabilità dei risultati**

Alla luce di quanto evidenziato nei paragrafi precedenti e dai controlli effettuati non sono emerse anomalie sui diagrammi delle sollecitazioni, né sulla disposizione delle armature per cui i risultati dell'analisi effettuata si ritengono accettabili in quanto conformi alle aspettative e agli intenti progettuali.

Il Progettista della Strutture  
**Ing. Andrea Rachetta**

## **6. NUOVE STRUTTURE IN ACCIAIO**

### **6.1 DESCRIZIONE GENERALE**

La struttura dei due corpi scala sarà realizzata in acciaio e sarà completamente svincolata in elevazione dalla nuova struttura in c.a. e dalla struttura esistente in acciaio.

La scala principale sarà realizzata con cosciali in profili piatti sagomati di spessore pari a 15 mm ancorati ai pilastri in profili UPN 260 tramite collegamenti bullonati; la struttura dei gradini sarà costituita da profili angolari L 40x40x4 mm saldati ai cosciali; le pedate di spessore 2 cm saranno in marmo mentre le alzate saranno realizzate con profili grigliati metallici. I profili che costituiscono la struttura dell'adiacente ascensore saranno montanti in UPN 260 e travi in UPN 100 e UPN 140.

La struttura del corpo scala secondario sarà analoga a quella della scala principale, con montanti realizzati con profili UPN 200; a questa struttura sarà collegata la struttura del locale tecnico, costituita da montanti in profili UPN 200 e travi in profili IPE 140. Tutte le campate, tranne quelle dove sono previsti passaggi e porte, saranno irrigidite con controventi a croce realizzati con profili tondi  $\phi 12$ .

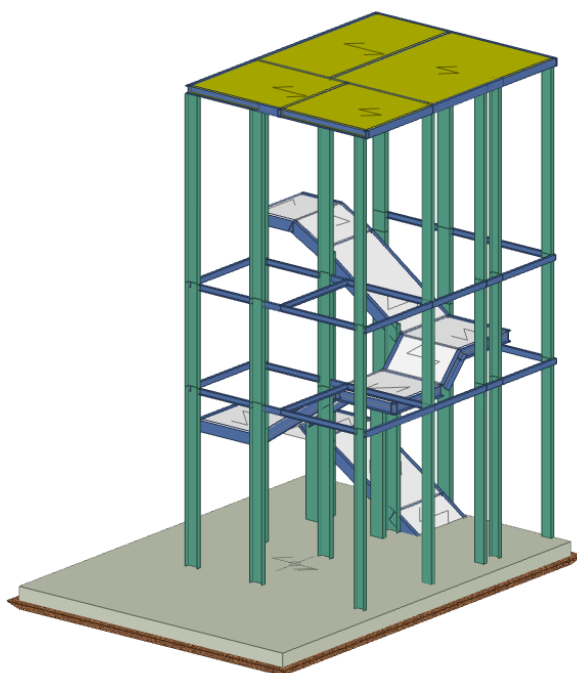
Gli orizzontamenti di entrambi i corpi saranno realizzati con lamiera grecata avente altezza pari a 6 cm e spessore pari a 0,6 mm. La porzione di solaio calpestabile del corpo secondario (solaio tipo 3 a quota P.G. +4,98) e i pianerottoli di sbarco delle due scale e dell'ascensore avranno lamiera grecata con soprastante getto in c.a., mentre per la copertura non praticabile di entrambi i corpi non si prevede il getto della soletta in c.a.

Entrambi i corpi saranno fondati su platee di altezza pari a 25 cm realizzate a contatto con la pavimentazione industriale esistente, previo consolidamento del terreno tramite la tecnica del Deep Soil Mixing, in maniera analoga a quanto descritto per la struttura principale in cemento armato.

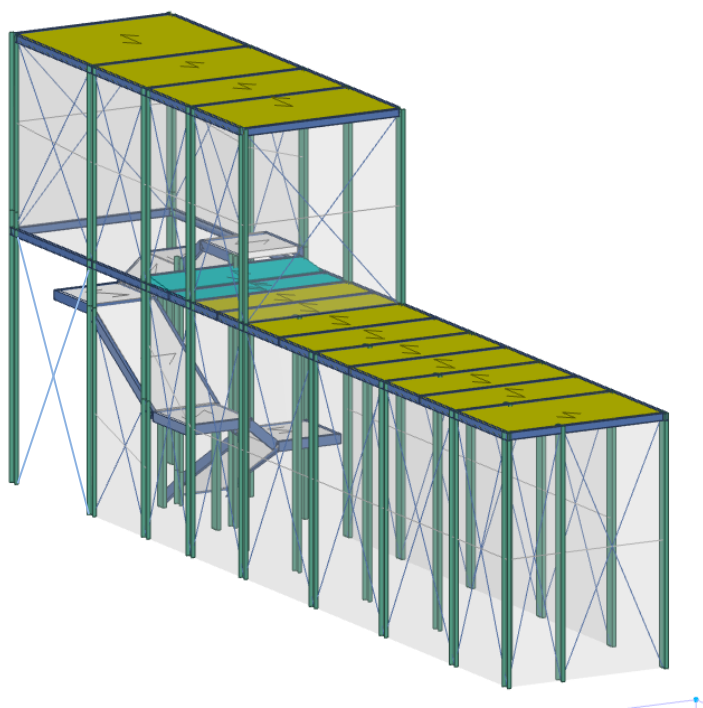
La struttura di sostegno della parete esterna a secco con facciata ventilata sarà realizzata con un telaio costituito da montanti in profili UPN 200 e traversi in UPN 80 e UPN 200. Alcune campate saranno irrigidite con controventi a croce realizzati con profili tondi  $\phi 12$ . Lo schema statico dei due telai, prospetto nord-ovest e prospetto nord-est, è quello di una trave con incastro alla base e due appoggi realizzati uno in corrispondenza della trave in c.a. del primo impalcato della nuova struttura e l'altro in corrispondenza del solaio di copertura in acciaio. Nel prospetto nord-est, dove sarà collocata la facciata continua vetrata, la struttura in acciaio sarà collegata alla struttura del corpo scala principale e del vano ascensore sia a livello di copertura con UPN 140, che a due livelli intermedi con UPN 100. Si precisa che tale struttura di sostegno è stata considerata nel modello della nuova struttura in c.a. come carico, così come descritto al paragrafo 5.4.4.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche dei corpi scala, allo scopo di consentire una migliore comprensione delle strutture oggetto della presente relazione.





**Scala principale**



**Scala secondaria**

## 6.2 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

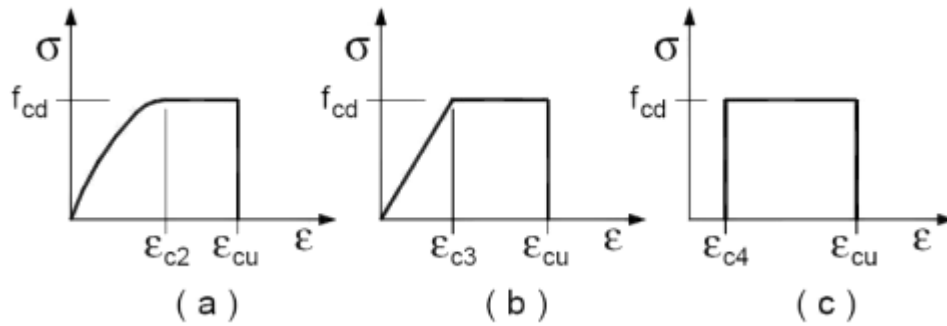
Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

### 6.2.1 Calcestruzzo C32/40 - classe di esposizione XS1 (getto di completamento solai e fondazioni)

Per la realizzazione delle strutture di fondazione e il getto di completamento dei solai in acciaio è previsto l'impiego di calcestruzzo con  $R_{ck}$  40 avente le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume del calcestruzzo:  $24000 \text{ N/m}^3$
- Peso per unità di volume del calcestruzzo armato:  $25000 \text{ N/m}^3$
- Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 400 \text{ Kg/cm}^2 = 40,00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 = 33,20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica media  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41,20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità:  $E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0,3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza:  $\gamma_c = 1,5$
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 18,81 \text{ N/mm}^2, \alpha_{cc} = 0,85$
- Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3,10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione (al frattile del 5%):  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione (al frattile del 95%):  $f_{ctk}^2 = 1,3 f_{ctm} = 4,03 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,45 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione:  $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,72 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha_{CT} = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo(a) parabolico rettangolare.



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima  $\varepsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

Si prevedono le seguenti specifiche:

TIPOLOGIA STRUTTURALE	Fondazione	Elevazione
	<i>Plinti, cordoli</i>	<i>Travi, pilastri, solette</i>
<i>Classe di resistenza</i>	C32/40	C32/40
<i>Condizioni ambientali</i>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente a contatto con acqua di mare	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente a contatto con acqua di mare
<i>Classe di esposizione</i>	XS1	XS1
<i>Rapporto a/c max</i>	0,50	0,50
<i>Classe di consistenza</i>	S4 (fluida)	S4 (fluida)
<i>Diam. Max aggregati (mm)</i>	32	32

## 6.2.2 Acciaio B450C

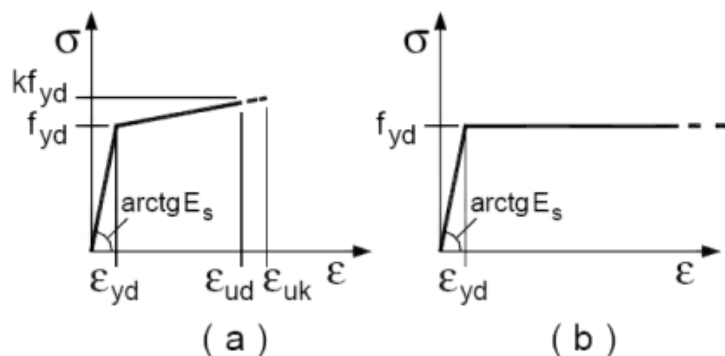
L'acciaio per armatura lenta è di tipo ad aderenza migliorata, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $78500 \text{ N/m}^3$
- Resistenza caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a snervamento:  $f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza:  $\gamma_s = 1,15$

- Resistenza di calcolo :  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 382,6 \text{ N/mm}^2$

- Modulo di elasticità:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha_{aT} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in (b).



### 6.2.3 Acciaio per strutture metalliche S275

L'acciaio da carpenteria è del tipo S275, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a snervamento:  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo:  $\gamma_s = 1,05$
- Modulo di elasticità normale:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale:  $G_s = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha_{aT} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

### 6.3 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Vedere paragrafo 5.3.

## 6.4 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

### 6.4.1 Scala principale e secondaria

#### Analisi dei carichi unitari trasmessi dalla scala

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- peso proprio pedata gradini in marmo:	0,02	2700	54
- peso proprio alzata gradini grigliati in acciaio zincato:			20
- peso proprio balaustra metallica:			8,92
Totale carichi permanenti :			<b>82,92</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>cat.C2 Tab. 3.1.II – Ambienti suscettibili di affollamento</i> ):			<b>400</b>

### 6.4.2 Solaio in acciaio tipo 3

#### Analisi dei carichi unitari trasmessi dal solaio

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- peso proprio pavimentazione:			60
- peso proprio massetto classico:	0,06	2000	120
- peso proprio controsoffitto:			15
- peso proprio solaio in lamiera grecata con getto in c.a. e profili in acciaio:			237,30
Totale carichi permanenti :			<b>432,30</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>cat.C2 Tab. 3.1.II – Ambienti suscettibili di affollamento</i> ):			<b>400</b>

### 6.4.3 Solaio in acciaio tipo 4

#### Analisi dei carichi unitari trasmessi dal solaio

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- peso proprio pavimentazione in marmo:	0,02	2700	54
- peso proprio balaustra metallica:			5,94
- peso proprio solaio in lamiera grecata con getto in c.a. e profili in acciaio:			250,57
Totale carichi permanenti :			<b>310,51</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>cat.C2 Tab. 3.1.II – Ambienti suscettibili di affollamento</i> ):			<b>400</b>

#### 6.4.4 Solaio in acciaio tipo 5

##### Analisi dei carichi unitari trasmessi dal solaio

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- peso proprio controsoffitto:			15
- peso proprio solaio in lamiera grecata e profili in acciaio:			12,71
Totale carichi permanenti :			<b>27,71</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>cat.H1Tab. 3.1.II – Sottotetti accessibili per manutenzione</i> ):			<b>50</b>

#### 6.4.5 Tamponatura

##### Analisi dei carichi unitari trasmessi dalla tamponatura

	s (m)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
- peso proprio facciata ventilata:			35
- peso proprio isolamento in lana di roccia sp. 6 cm:	0,06	70	4,20
- peso proprio isolamento in lana di roccia sp. 5 cm:	0,05	60	3
- peso proprio lastra di cartongesso:			10
- peso proprio isolamento in lana di roccia sp. 10 cm:	0,08	60	4,80
- peso proprio doppia lastra di cartongesso:			20
Totale carichi permanenti :			<b>77</b>
- sovraccarico accidentale ( <i>azione del vento</i> ):			<b>154</b>

#### 6.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

##### 6.5.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

La **vita nominale** di un'opera strutturale **V<sub>N</sub>** è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

*Per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*

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

La **classe d'uso**, in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è la:

**Classe II:** *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.[...]*

Il **periodo di riferimento  $V_R$** , in relazione al quale vengono valutate le azioni sismiche su ciascuna costruzione, si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , definito al variare della classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = \mathbf{50 \text{ anni}}, \quad \text{con } C_U=1,0 \text{ per classe d'uso II}$$

### 6.5.2 Categoria di sottosuolo e condizione topografica

Dalla allegata relazione geologica, in base ai dati geognostici in possesso, si desume che il profilo stratigrafico del suolo di fondazione dell'intervento in progetto ricade nella:

**Categoria C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_S$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

La categoria topografica è la categoria:

**T1** : *superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$*

Il *coefficiente di amplificazione topografica*  $S_T$  per la categoria topografica  $T_1$  è pari a  **$S_T = 1,0$**

### 6.5.3 Individuazione dei parametri sismici di base

L'individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC) è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$C_c$	$T_B$	$T_c$	$T_D$	$S_s$
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.0422	2.460	0.280	1.60	0.149	0.447	1.769	1.50
SLD	0.0563	2.560	0.280	1.60	0.149	0.447	1.825	1.50
SLV	0.1731	2.452	0.295	1.57	0.154	0.463	2.293	1.45
SLC	0.2274	2.488	0.310	1.55	0.160	0.479	2.510	1.36

### 6.5.4 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione	NO

totale della costruzione nella corrispondente direzione	
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	NO

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva <sup>3</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano; il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato. Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

Le strutture sono pertanto:

- **NON REGOLARI in pianta**
- **NON REGOLARI in altezza**

#### 6.5.5 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità delle strutture di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.



Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

**Le strutture in esame sono state progettate in classe di duttilità BASSA.**

### 6.5.6 Fattore di struttura

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il fattore di Struttura  $q$ .

Il fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Il fattore di struttura da utilizzare per individuare lo spettro di progetto è dato da:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- $q_0$ : valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- $K_R$ : fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione con un valore pari a 1 per edifici regolari in altezza e pari a 0,8 per edifici non regolari in altezza.

Per le strutture in esame sono stati determinati i seguenti valori

#### Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X:	3,200;
Fattore di Struttura ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y:	3,200;
Fattore di Struttura ( $q_z$ ) per sisma verticale:	1,50.

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

#### Dir. X:

- tipologia Tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: A telaio;
- tipologia strutturale: con più campate;
- $(\alpha_u/\alpha_1)_x$ : 1;
- $(q_0)_x$ : 4,000;
- fattore di riduzione  $q_0 (k_w)$ : 1,00.

#### Dir. Y:

- tipologia Tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: A telaio;
- tipologia strutturale: con più campate;
- $(\alpha_u/\alpha_1)_y$ : 1;
- $(q_0)_y$ : 4,000;
- fattore di riduzione  $q_0 (k_w)$ : 1,00.

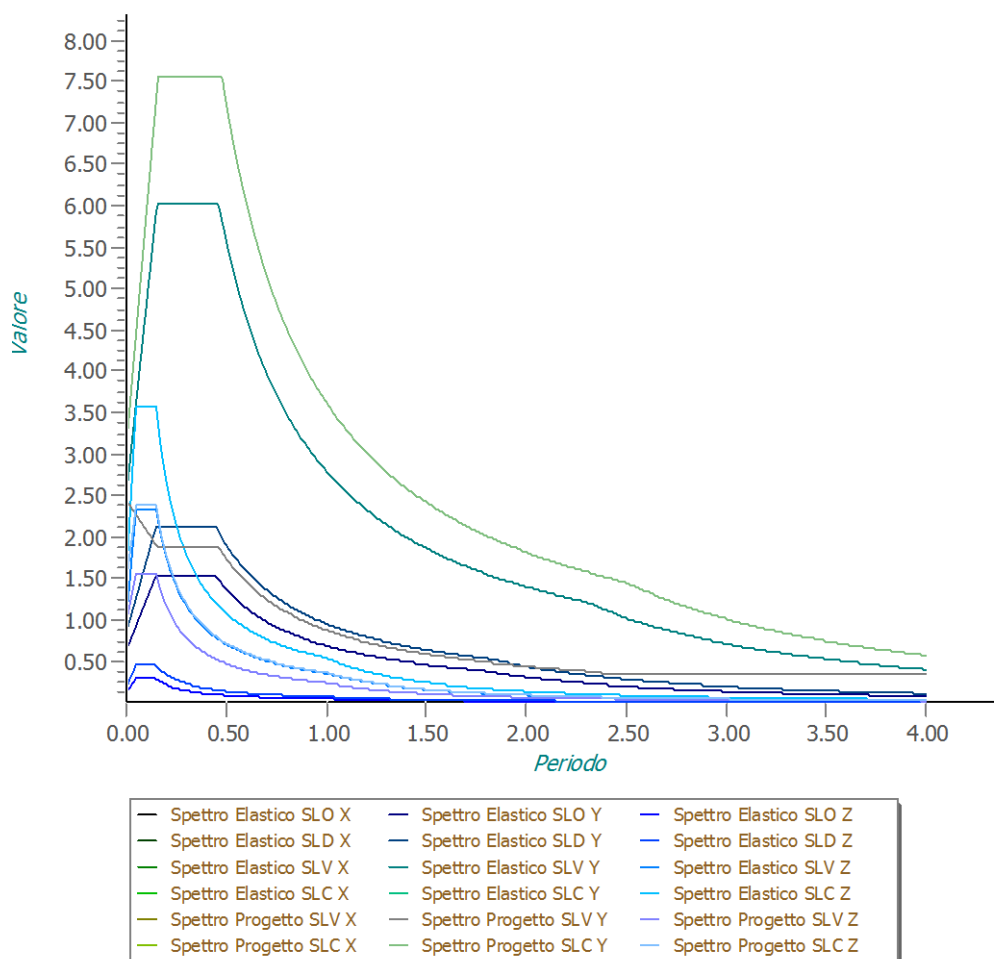
N.B: Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nei par. 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tipologia	$q_0$	
	CD"B"	CD"A"
a) Strutture intelaiate	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici		
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4,0
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2 \alpha_u/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4 \alpha_u/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

**Tabella 7.5.II - Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità**

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

#### Grafico degli Spettri di Risposta



## 6.6 METODO DI ANALISI

Vedere paragrafo 5.6.

## 6.7 AZIONI SULLE STRUTTURE

Vedere paragrafo 5.7.

## 6.8 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Vedere paragrafo 5.8.

### Modello di Calcolo

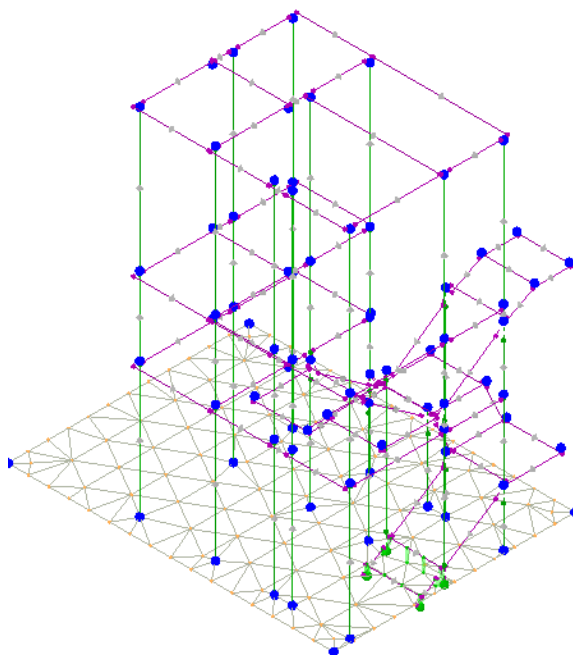
I modelli delle struttura vengono creati automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

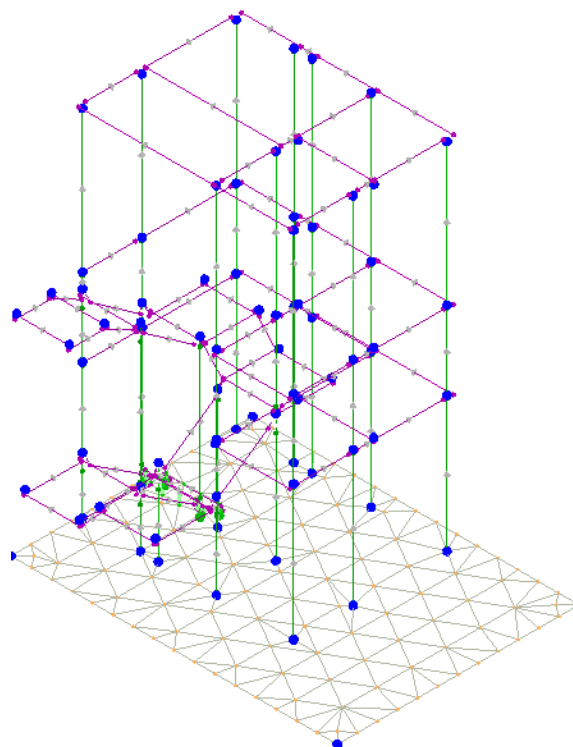
Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata per entrambe le strutture in acciaio con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

### ***SCALA PRINCIPALE***

**Vista Anteriore**

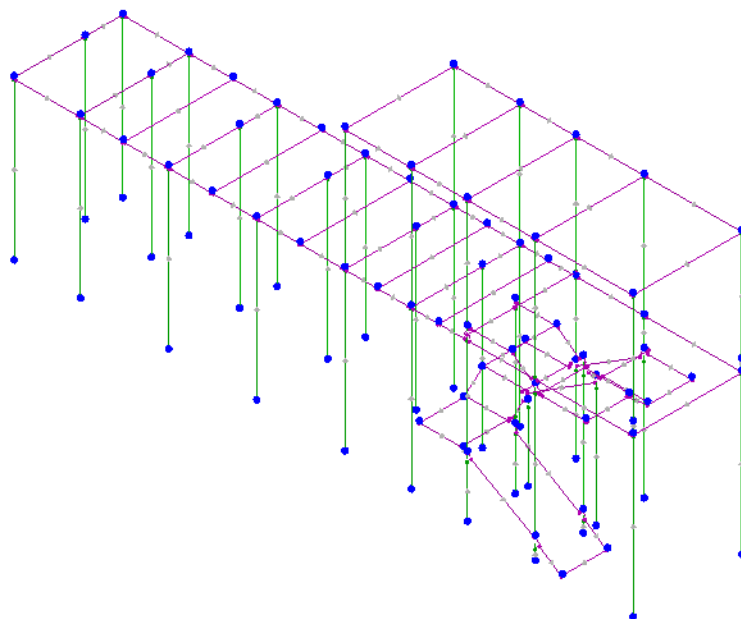


**Vista Posteriore**

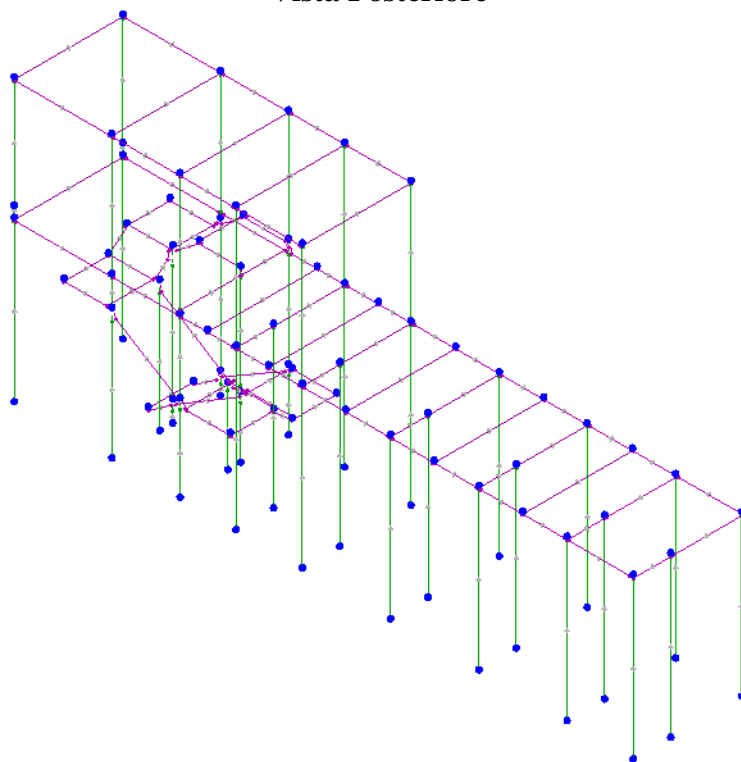


## ***SCALA SECONDARIA***

### **Vista Anteriore**



### **Vista Posteriore**



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Il vincolo offerto dai plinti è del tipo incastro cedevole con rigidzze traslazionali in direzione X, Y, Z e rotazionali in X, Y e Z. Il calcolo di tali rigidzze è effettuato per plinti diretti in funzione delle costanti di sottofondo del terreno, mentre per i plinti su pali la rigidzza complessiva è funzione delle rigidzze calcolate per i singoli pali.

## 6.9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificate a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificate a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove  $R_d$  è la resistenza calcolata come rapporto tra  $R_k$  (resistenza caratteristica del materiale) e  $\gamma$  (coefficiente di sicurezza), mentre  $S_d$  è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi par. 4.2.3.2 del D.M. 14/01/2008).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

## 6.10 RELAZIONE DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Dai controlli effettuati non sono emerse anomalie sui diagrammi delle sollecitazioni; il calcolo delle connessioni è stato effettuato manualmente (vedere tabulati di calcolo) ricavando le sollecitazioni dai modelli.

I risultati dell'analisi effettuata si ritengono accettabili in quanto conformi alle aspettative e agli intenti progettuali.

## 7. INTERAZIONI TRA STRUTTURA ESISTENTE E NUOVA STRUTTURA

Si riepilogano di seguito le valutazioni effettuate volte a scongiurare l'interazione tra la struttura esistente in acciaio e la nuova struttura in c.a.

### 7.1 INTERAZIONE TRA FONDAZIONE ESISTENTE E NUOVE FONDAZIONI

Come descritto nei precedenti paragrafi 3.4 e 5.1 la fondazione della struttura esistente è di tipo profondo, realizzata mediante plinti rettangolari di dimensioni pari a 80x200 cm aventi altezza pari a 90 cm, impostati all'estradosso a quota (P.G. -0.90), realizzati su pali di diametro pari a 40 cm. Trasversalmente i plinti sono collegati da cordoli aventi sezione pari a 40x40 cm impostati all'estradosso a quota (P.G. -1.20).

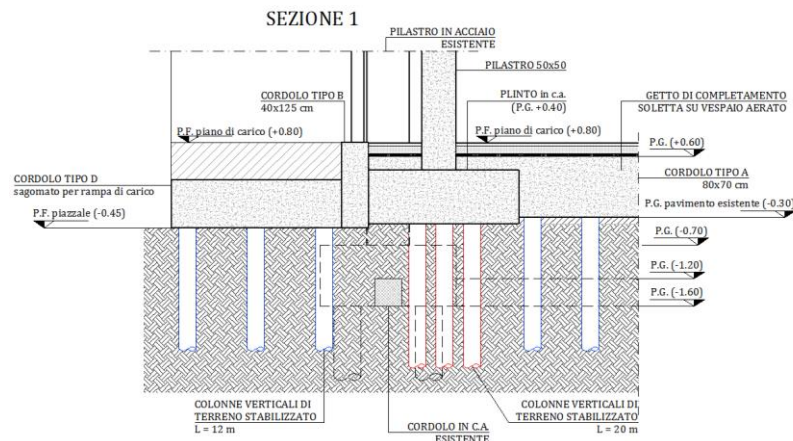
La nuova fondazione, di tipo superficiale, è invece costituita da plinti rettangolari aventi altezza pari a 70 cm impostati all'intradosso a quota (P.G. -0.30), i quali poggiano su colonne verticali di terreno stabilizzato mediante la tecnica del Deep Soil Mixing; i plinti sono collegati tra loro nella due direzioni con cordoli di sezione 80 x 70 cm, aventi stessa quota d'imposta all'intradosso.

La quota di imposta della nuova fondazione, pari all'attuale piano di calpestio del capannone industriale, risulta quindi superiore alla quota di estradosso della fondazione esistente, con una differenza di 40 cm (Ved. TAV 22PS\_ES) pertanto si escludono mutue interferenze tra le due strutture di fondazione.

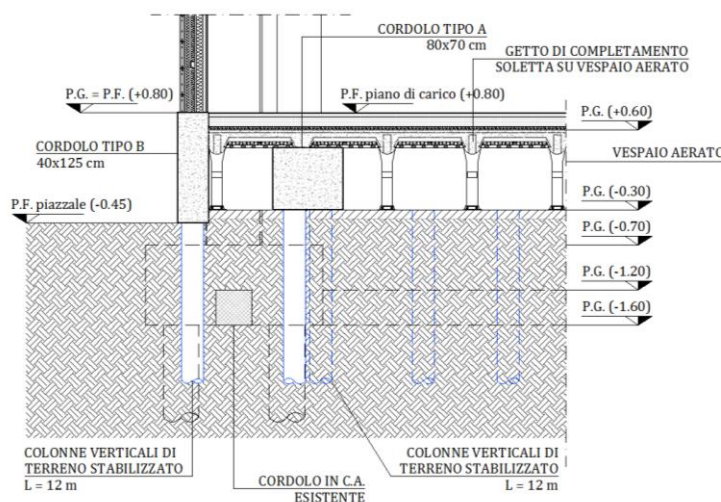
Per quanto riguarda le possibili interferenze tra le fondazioni esistenti e le colonne verticali di terreno stabilizzato realizzate mediante tecnica del Deep Soil Mixing si evidenzia che è stata prevista una disposizione in pianta delle colonne di terreno tale da scongiurare ogni possibile sovrapposizione (Ved. TAV 21PS\_ES e TAV 22PS\_ES).

Solo prossimità dell'allineamento Y-3, per esigenze costruttive, sono state previste alcune colonne di terreno stabilizzato la cui distanza dal centro della colonna al centro del cordolo della fondazione esistente è circa pari a 60 cm.

Tale distanza non pregiudica l'esecuzione della colonna in quanto la particolare tecnica di consolidamento del terreno, che consiste nella formazione di colonne verticali di terreno stabilizzato a sezione circolare del diametro di 250 mm, realizzate miscelando il terreno con boiaccia cementizia, mediante perforazione a rotazione e contemporanea disgregazione del terreno con utensile a lame collegato ad un'asta cava, e successiva miscelazione effettuata durante la risalita dell'asta iniettando a pressione in sito la boiaccia di cemento attraverso appositi ugelli laterali, consente comunque di perturbare in maniera minima il terreno circostante.



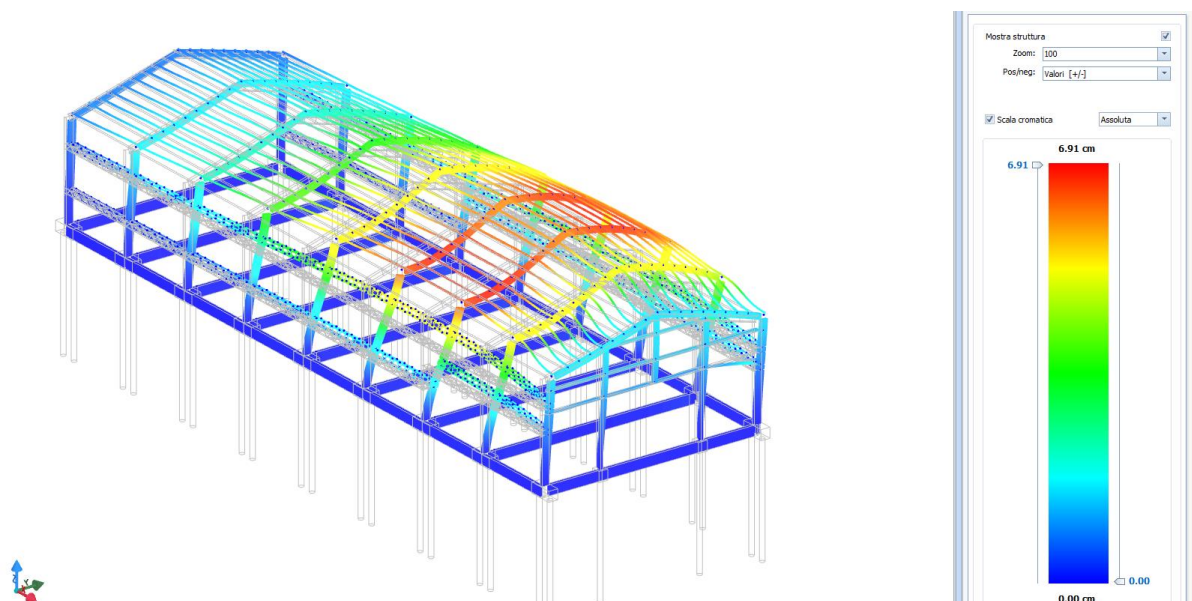
## SEZIONE 2



## 7.2 INTERAZIONE TRA STRUTTURA ESISTENTE E NUOVA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

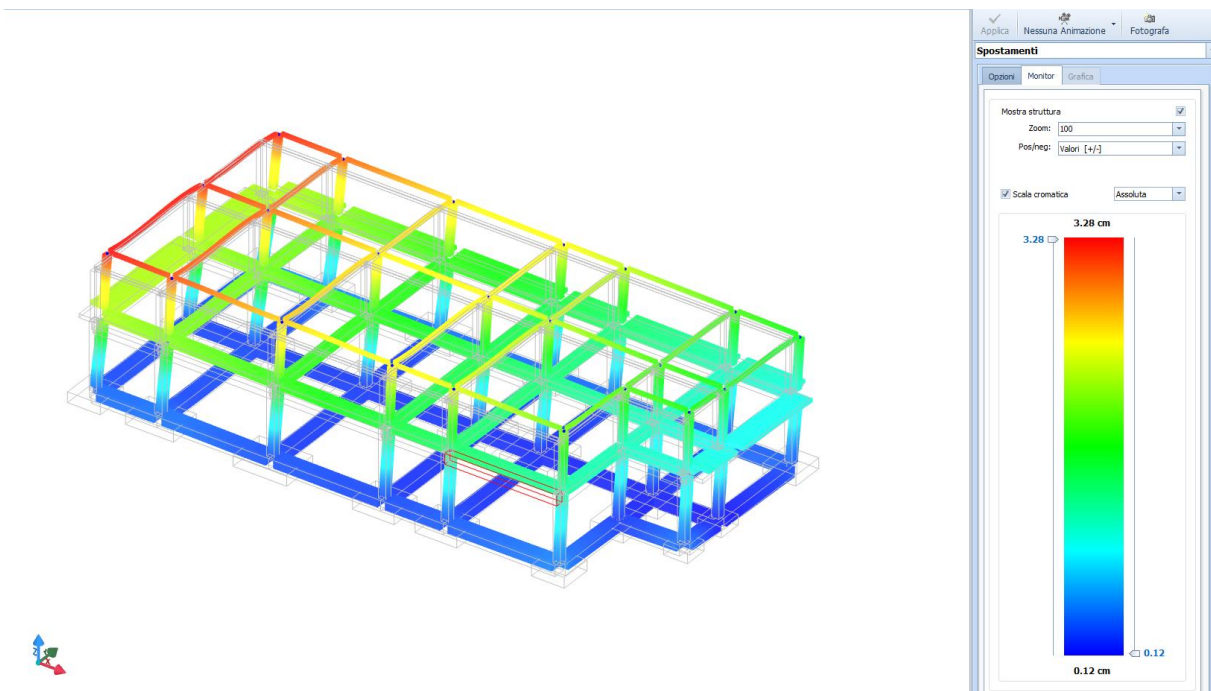
A seguito del confronto dei risultati in termini di spostamenti ottenuti dalla modellazione della struttura esistente in acciaio e della nuova struttura in c.a. si riportano gli spostamenti massimi delle due strutture relativi alla combinazione di carico in presenza di sisma, al fine di dimensionare i giunti sismici e scongiurare interazioni tra i due manufatti.

### SPOSTAMENTI PER SISMA - direzione Y



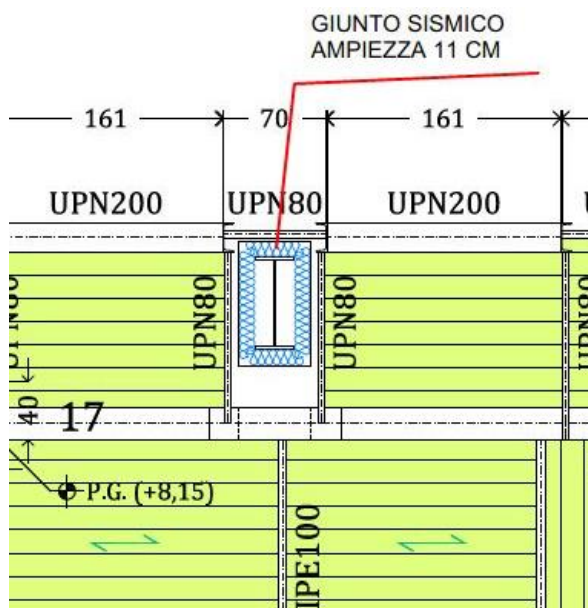
STRUTTURA ESISTENTE:  $S_y = 6,90$  cm



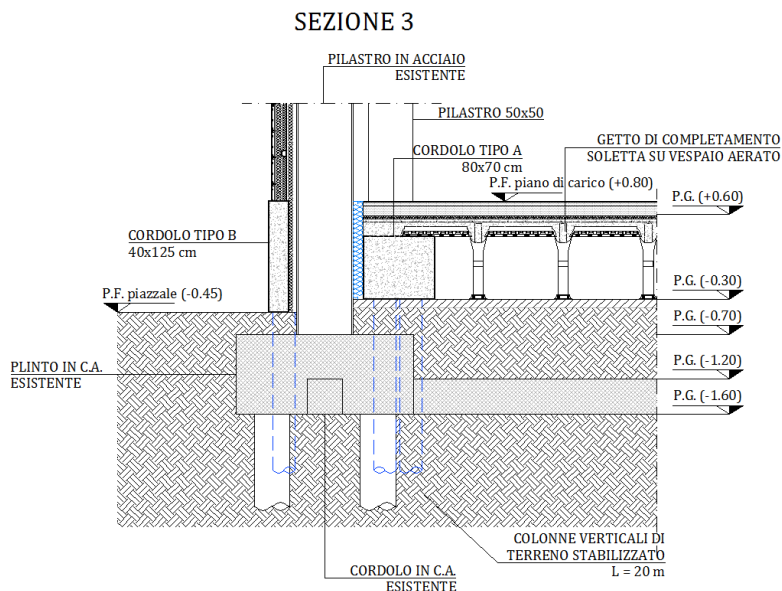


NUOVA STRUTTURA:  $S_y = 3,28 \text{ cm}$

Cautelativamente si considera un giunto sismico dello spessore di 11 cm in tutte le direzioni.







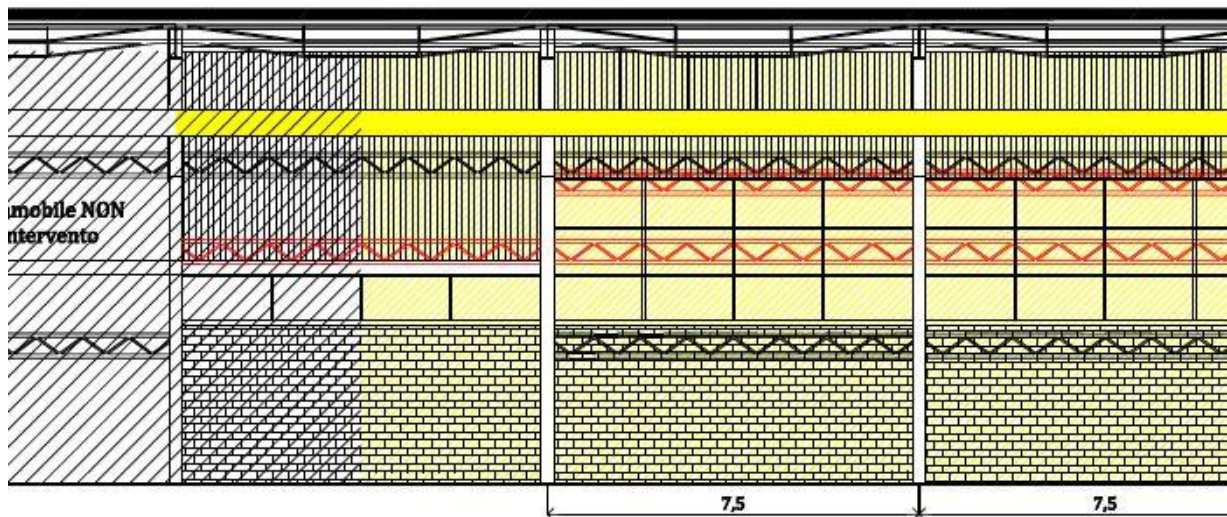
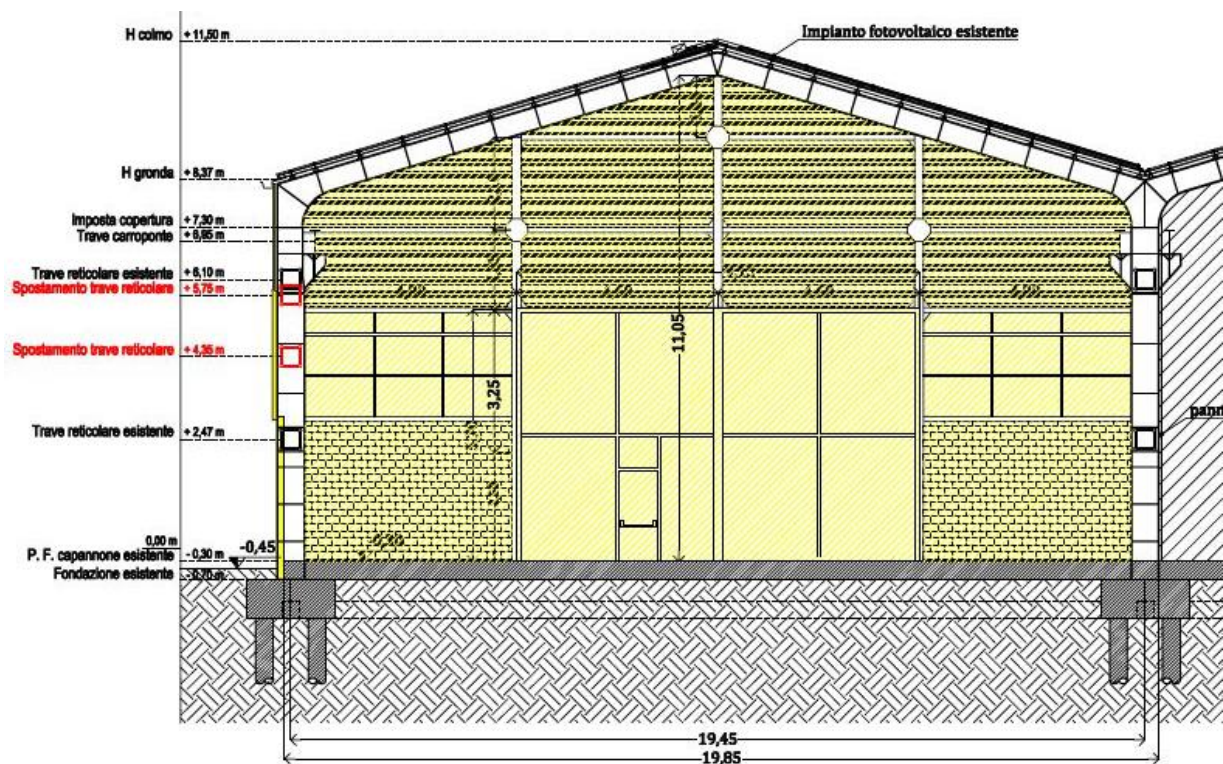
### 7.3 INTERAZIONE TRA STRUTTURA ESISTENTE E STRUTTURA FACCIAA CONTINUA

Al fine di consentire gli accessi al Presidio Sanitario, nonché la realizzazione dei punti di carico ed il posizionamento degli infissi al piano primo si prevede di realizzare su sei campate del telaio di bordo a nord-ovest un taglio delle travature reticolari presenti e di riposizionare gli elementi rispettivamente a quota pari a circa 4,35 m e pari a circa 5,75 sempre rispetto all'attuale piano finito del capannone.

In corrispondenza dell'allineamento Y-4 dei nuovi pilastri in c.a., per scongiurare intersezioni con gli arcarecci secondari della struttura di copertura del capannone esistente a livello del solaio del piano secondo, una fila di arcarecci sarà riposizionata lungo cinque delle sei campate oggetto di intervento per un tratto circa 50 cm.

Per valutare il comportamento della struttura con la nuova configurazione delle travature reticolari longitudinali e l'assenza della trave per il carroponete sono stati effettuati due modelli di calcolo rappresentativi dello stato di fatto e dello stato di progetto, estendendo l'analisi a otto capate longitudinali ritenendo non significativa la modellazione strutturale della restante porzione di struttura.

Confrontando i risultati dei due modelli di calcolo, in particolare analizzando gli spostamenti della struttura sotto l'azione orizzontale allo SLU, si evince che la struttura, prima e dopo l'intervento, presenta spostamenti pressoché invariati.



Il Progettista della Strutture  
**Ing. Andrea Rachetta**