



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU



## Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

### Servizio Manutenzione e Gestione del Patrimonio

**LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DEL CORPO PALESTRA DELLA SEDE  
DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE "PERSOLINO-STROCCHI" DI VIA MEDAGLIE  
D'ORO, 92 – FAENZA (RA) - FINANZIATO CON FONDI NEXT GENERATION EU PNRR**

**CUP: J21B22000590006 – CUI: L00356680397202300012**

**Missione 4 – Componente 1 – Investimento 3.3 “Piano di messa in sicurezza e  
riqualificazione dell’edilizia scolastica”**

**IMPORTO € 3.200.000,00**

### PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione – Edilizia Scolastica – Patrimonio: Maria Luisa Martinez				
Dirigente Responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio: Ing. Marco Conti				
	Firme:				
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	Ing. Paolo Nobile Firmato digitalmente.....				
PROGETTISTA COORDINATORE:	Ing. Marco Conti Firmato digitalmente.....				
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE	Ing. Marco Conti Firmato digitalmente.....				
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Ing. Annalisa Bollettino Geom. Antonio Mancini Arch. Giovanni Plazzi Ing. Marco Conti Firmato digitalmente..... Firmato digitalmente..... Firmato digitalmente..... Firmato digitalmente.....				
COLLABORATORI:	p.i. Andrea Bezzi geom. Franco Tocco geom. Sara Vergallo				
PROGETTISTA ANTINCENDIO:	Ing. Annalisa Bollettino Firmato digitalmente.....				
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
0	EMISSIONE	D.L.	M.C.	P.N.	29/06/2023
1					

PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI  Ing. Leopardi Daniela Corso Baccarini Domenico, 15 - 48018 - Faenza RA	PROGETTISTA ACUSTICO  Ing. Massimo Saviotti Via Firenze, 3 48018 Faenza (RA)	PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI E MECCANICI  Energia - Studio Associato di Progettazione impiantistica Viale Marconi, 30/3 – 48018 Faenza (RA)
	 <b>SERVIZI ECOLOGICI</b> Società Cooperativa	 <b>energia</b> <small>STUDIO ASSOCIATO di PROGETTAZIONE IMPIANTISTICA</small>

TITOLO ELABORATO:

### RELAZIONE TECNICO - ILLUSTRATIVA DELL'INTERVENTO STRUTTURALE

Elaborato: PE_STR_01_00	Revisione: 0	Data: 29/06/2023	Scala:	Nome file: PE_STR_01_REL.TEC_r00.pdf
----------------------------	-----------------	---------------------	--------	---

- 1 - PROGETTO ARCHITETTONICO**
- 2 - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**
- 3 - RELAZIONE SUI MATERIALI**
- 4 - ELABORATI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI**
- 5 -PIANO DI MANUTENZIONE**
- 6 -RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI**

Faenza, Giugno 2023

*Il progettista (timbro e firma)*  
**ING. DANIELA LEOPARDI**

---

# INDICE GENERALE

*Secondo Atto di Indirizzo della Regione Emilia Romagna n. 1373/2011 recante  
“Individuazione dei contenuti cogenti del progetto esecutivo riguardante le strutture,  
Ai sensi dell’art.12, comma 1, della L.R. 19 del 2008”*

<b>INDICE GENERALE .....</b>	<b>3</b>
<b>1. PROGETTO ARCHITETTONICO .....</b>	<b>5</b>
<b>2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE .....</b>	<b>6</b>
2.1 –ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE .....	6
2.1.a) – <i>Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito in oggetto di intervento e con l’indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.</i> .....	6
2.1.b) – <i>Descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d’uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico.</i> .....	10
2.1.c – Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati .....	14
CLASSI DI ESECUZIONE IN ACCORDO CON LA UNI EN 1090-2:2018, Eurocodice 3, NTC 2018, EN 1990 .....	16
2.1.d) – <i>Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell’azione sismica di base del sito, delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali.</i> .....	17
ANALISI DEI CARICHI .....	20
2.1.e) – <i>Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati.</i> .....	25
2.1.f) – <i>Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità – CD, regolarità in pianta ed in alzato, tipologia strutturale, fattore di struttura e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione degli elementi strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati.</i> .....	25
CLASSE DI DUTTILITÀ’ .....	25
VERIFICHE DI REGOLARITÀ’ .....	26
2.1.g) – <i>Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione.</i> .....	28
2.1.h) – <i>Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l’esecuzione della stessa: analisi lineare o non linerare, analisi statica o dinamica.</i> .....	<b><i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i></b>
2.1.i) – <i>Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica.</i> .....	29
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA .....	29
STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ’ (struttura progettata in classe d’uso III) .....	30
Stato Limite di Esercizio .....	30
VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO .....	31
Progetto e Verifica dei Collegamenti .....	32
Verifiche di Instabilità .....	32
Verifiche di Deformabilità .....	32
REQUISITI DELLE FONDAZIONI E COLLEGAMENTI TRA FONDAZIONI .....	32
2.1.j) – <i>Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell’analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.</i> .....	34
GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ’ DEI RISULTATI .....	42
2.1.k) – <i>Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.</i> .....	44
– MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE .....	44
2.1.l) – <i>Con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione: fasi di realizzazione dell’opera (se pertinenti), sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite, ed altri aspetti e risultati significativi della progettazione di opere particolari.</i> .....	<b><i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i></b>
2.2 – ALTRI RISULTATI SIGNIFICATIVI .....	<b><i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i></b>
2.2.4 –VERIFICHE DELLA LAMIERA + SOLETTA IN C.A.....	<b><i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i></b>
VERIFICA COLLEGAMENTO DI BASE PILASTRI METALLICI .....	<b><i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i></b>

VERIFICA TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE E COLLEGAMENTI maggiormente sollecitati ..... **Errore. Il segnalibro non è definito.**

<b>3. RELAZIONE SUI MATERIALI .....</b>	<b>47</b>
3.1 – ELENCO DEI MATERIALI E LORO MODALITÀ DI POSA IN OPERA .....	47
CALCESTRUZZO .....	47
COPRIFERRO E INTERFERRO (E.C.2 - §4.1.3) .....	51
ACCIAIO .....	52
3.2 – VALORI DI CALCOLO .....	54
<b>4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....</b>	<b>56</b>
<b>5. PIANO DI MANUTENZIONE.....</b>	<b>56</b>
<b>6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE .....</b>	<b>57</b>
6.1 – RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO .....	57
6.2 – RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO .....	57
<i>Valutazione dei cedimenti attesi nelle nuove fondazioni e di quelli indotti nelle strutture esistenti (se necessari)</i> .....	
<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>	
6.3 – RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA “PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE” DEL SITO DI COSTRUZIONE .....	65

# **1. PROGETTO ARCHITETTONICO**

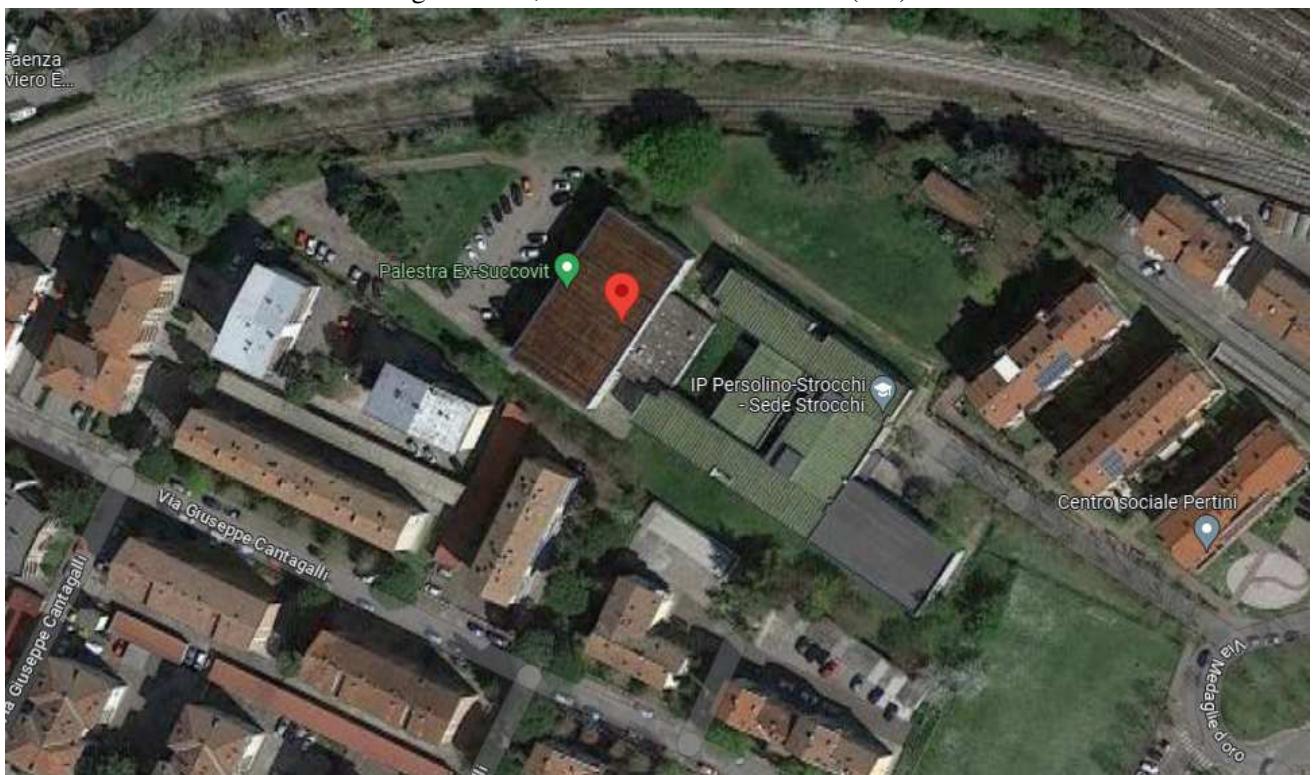
Per quanto concerne al progetto architettonico si rimanda alla visione degli elaborati grafici allegati.

## 2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

### 2.1 -ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

**2.1.a) – Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito in oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.**

Oggetto della seguente relazione è un intervento di nuova costruzione di un corpo adibito a palestra presso l'Istituto IPC Strocchi in via Medaglie d'Oro, 92 nel comune di Faenza (RA).



*Coordinate geografiche: Lat. 44.2966,– Lon. 11.8726*

L'intervento consiste nella realizzazione di una struttura in acciaio e platea in c.a..

Dalla relazione geologica si evince quanto di seguito riportato:

## 5. CONCLUSIONI

La morfologia dell'area di interesse è pianeggiante e non presenta particolari degni di nota. Uno sguardo complessivo ai risultati delle prove effettuate evidenzia:

- Da 0.0 a -0.6÷1.0 m dal piano di campagna, terreni di alterazione superficiale di natura limoso sabbiosa argillosa.
- Da -0.6÷1.0 m a circa -16.6 m dal piano di campagna, alternanza tra sabbie, sabbie limose e limi argilosì, con assetto litostatografico lenticolare, molto variabile arealmente; i terreni sabbiosolimosi presentano un addensamento da addensato a medio a sciolto; mentre i terreni limosoargilosì presentano una consistenza da solido-plastica a plastica; nello specifico si osserva una maggiore presenza di terreni sabbioso-limosi nella parte alta fino a circa -5÷6 m dal piano di campagna. Per la CPTU n.1 si osserva, almeno fino a -6.4 m dal piano di campagna, una maggiore presenza di terreni sabbioso-limosi rispetto alle altre prove.
- Da -16.6 m a -21.4÷22.2 m dal piano di campagna, limi argillose ad argille limose a consistenza da plastica a solido-plastica.
- Da circa -21.4÷22.2 m a -22.5 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, da sabbie a ghiaie sabbiose della conoide del Fiume Lamone. Arresto dell'avanzamento per rifiuto penetrometrico. Valori penetrometrici rapidamente crescenti fino ad oltre 34 MPa.

Il livello della falda freatica della zona si attestava, misurato all'interno dei fori penetrometrici, alla data delle prove (27-03-2023), si attestava attorno a -3.6÷3.7 m e dal piano di campagna.

In considerazione del livello della falda idrica dal piano di campagna e della sua potenziale risalita, dovranno essere predisposti gli opportuni accorgimenti atti ad impedire la risalita capillare lungo i muri del progettando fabbricato.

In funzione della tipologia prevista di opera in progetto e dei prevedibili carichi trasmessi, la tipologia di fondazioni superficiali a platea risultano idonee.. Si dovrà comunque valutare l'ammissibilità degli assestamenti differenziali post-sisma per la struttura in progetto

NTC – 17-01-2018

In base alla NTC 2018 il sito in esame è caratterizzato, considerando tempi di ritorno di 1424 anni, da accelerazione al bedrock sismico di  $a_{rr}=0.285g$  e da  $Vs30=256÷266$  m/s, quindi categoria di suolo C con fattore stratigrafico pari a  $Ss=1.26$ . Considerando che l'area presenta un fattore topografico pari ad uno, l'accelerazione massima alla superficie del sito in esame sarà pari

$$a_{max} = 0.359g$$

Le misure dei microtremori hanno evidenziato frequenze significative per l'ingegneria nei confronti dei fenomeni di risonanza del substrato del sito in esame pari a

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
0.83÷1.11	1.2÷0.9

Il substrato del lotto in esame, considerando tempi di ritorno di 1424 anni, presenta pericolosità da molta bassa a bassa.

In riferimento al rischio di liquefazione, il progettista dovrà comunque valutare l'ammissibilità degli assestamenti differenziali post-sisma per la struttura in progetto, che risultano potenzialmente dell'ordine di 9÷10 cm allo SLV e di 3.6÷6.1 cm allo SLD.

Qualora tali potenziali assestamenti differenziali post-sisma non risultino ammissibili per la struttura in progetto, dovranno prevedersi opere di mitigazione della vulnerabilità, ovvero della pericolosità in riferimento ai fenomeni di potenziale assestamento post-sismico.

A livello indicativo si riportano le resistenze del terreno più cautelative, per gli SLU – GEO – stato limite di resistenza del terreno:

Ipotesi fondazione a platea con dimensioni equivalenti di 25x40 m e incastro terreno-fondazione di almeno 1.0 m			
Approccio 2 – condizioni dinamiche	$N_{lim}=367 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 204 \text{ [kPa]} \times B^*L$
Approccio 2 –scorrimento	$T_{lim} = 30 \text{ kPa}$	$E_d \leq$	$R_d = 27 \text{ [kPa]} \times B^*L$
Approccio 2 – condizioni statiche	$N_{lim}=536 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 233 \text{ [kPa]} \times B^*L$

Si precisa che per la valutazione delle resistenze di progetto ( $R_d$ ) in condizioni dinamiche è stato applicato l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (Al-Kami & Budhu, 1993), considerando, come previsto dalla normativa, il valore del coefficiente a  $\gamma R=1,8$

Mentre le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle *deformazioni irreversibili* – SLE -, risultano

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> <i>Tipologia fondazioni: platea con dimensioni equivalenti di 25x40 m</i>	$N_k \leq$	$C_d = 60 \text{ [kPa]} \times B^*L$	<i>Ced. edometrici</i> CPTU 1 = 4.81 cm CPTU 2c = 4.78 cm CPTU 3 = 4.94 cm CPTU 4 = 4.50 cm
--	------------	--------------------------------------	---

Il progettista dovrà verificare le suddette resistenze del terreno in funzione delle risorse disponibili e delle peculiarità della struttura in progetto.

Per fondazioni a platea sarà sufficiente asportare il materiale della demolizione dell'esistente fabbricato e l'eventuale sottostante terreno alterato, eseguendo poi una sottofondazione con riporto di materiale inerte costipato a rifiuto fino al piano di posa della fondazione.

Risulta comunque utile all'atto esecutivo una estesa ispezione, da parte di personale tecnico competente, dello strato superiore di contatto fondazione-terreno per accettare l'idoneità del piano di posa della fondazione ai carichi previsti in progetto, ovvero la conformità del terreno di fondazione a quanto emerso in sede di rilievo geologico ed assunto a base dei calcoli.

### 5.1 Indicazioni, di carattere generale, esecutive e progettuali

Nell'esecuzione degli scavi per la realizzazione delle fondazioni dirette e degli scavi si dovranno adottare le seguenti cautele:

- controllare che il terreno messo a giorno dagli scavi di splateamento per la realizzazione dei piani di posa delle fondazioni risulti omogeneo (medesima consistenza, colorazione etc.). Si dovrà verificare l'uniformità del piano di posa al fine di escludere la presenza localizzata di eventuali disomogeneità ed attestare le fondazioni sul terreno sicuramente in posto e/o sostituire il terreno rammollito con materiale idoneo.
- Il getto della fondazione, ovvero la realizzazione della sottofondazione, dovrà essere eseguito tempestivamente appena completati gli scavi; qualora, a causa di eventuali interruzioni dovute al maltempo, dovesse essersi imbibito il terreno di appoggio, si dovrà provvedere all'asportazione della parte rammollita e sostituzione con materiale idoneo.
- Prima del getto della fondazione dovrà essere preventivamente pulito da detriti, acqua e fango la zona di contatto.
- Nel caso di dover effettuare riporti e/o rinterri localizzati (attorno alle fondazioni) o estesi (ricariche generalizzate), questi dovranno essere realizzati a regola d'arte, con strati successivi di modesto spessore (25 \* 30 cm) di terreno compattato fino ad una densità pari al 95% di quella massima di compattazione individuata dalle prove di laboratorio (AASHO modificata); in alternativa è possibile effettuare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche mediante stabilizzazione a calce/cemento. Si deve considerare che riporti estesi determinano cedimenti e distorsioni aggiuntivi rispetto a quelli calcolati per il solo fabbricato.

- Nel caso di dover realizzare scavi e/o opere di sostegno degli scavi, le pareti dovranno essere permanentemente coperti con teli impermeabili, per il mantenimento delle condizioni di umidità naturale. Inoltre, il progettista dovrà valutare la sicurezza degli scavi e delle eventuali opere di sostegno, si in fase esecutiva che di esercizio.
- La regimazione delle acque corrive superficiali dovrà essere garantita e garantita la buona tenuta delle condotte interrate per la circolazione dei fluidi (fognature, impianti idrici).
- L'impermeabilità superficiale del piano di campagna: tale impermeabilità dovrà essere ottenuta mediante cotica vegetale erbosa, marciapiedi, contropendenze adeguate a ridosso del manufatto per l'allontanamento delle acque meteoriche.
- Particolare attenzione andrà posta alla piantumazione delle alberature di alto fusto ed idroesigenti che per via dell'evapotraspirazione potrebbero determinare il disseccamento del terreno, oltretutto reso impermeabile dalla costruzione, con possibile innesco di fenomeni di ritiro dei terreni e conseguenti assestamenti differenziali del fabbricato.

*L'intervento sopra riportato può essere classificato come “**Nuova costruzione**” per la quale verrà effettuata un'analisi dinamica modale orizzontale con fattore di struttura q, per il calcolo del quale si rimanda al capitolo corrispondente.*

*Su richiesta e in accordo con la committenza si è adottata una **classe d'uso** pari a **III** con vita **nominale 50 anni**. I calcoli e le verifiche saranno condotte con il criterio semiprobabilistico agli stati limite seguendo le prescrizioni del D.M. 17 gennaio 2018. Si è proceduto ad un calcolo agli elementi finiti per la valutazione degli stati tensionali nelle parti strutturali staticamente indeterminate, discretizzando le stesse in elementi "Trave" ed utilizzando un modello tridimensionale. Le verifiche di resistenza del terreno sono state effettuate in base alle classiche teorie delle geotecnica sulla portanza dei terreni, confrontando le sollecitazioni di progetto con la resistenza di progetto.*

I livelli di sicurezza minimi raggiunti sono quelli previsti dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018).

**2.1.b) – Descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d’uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico.**

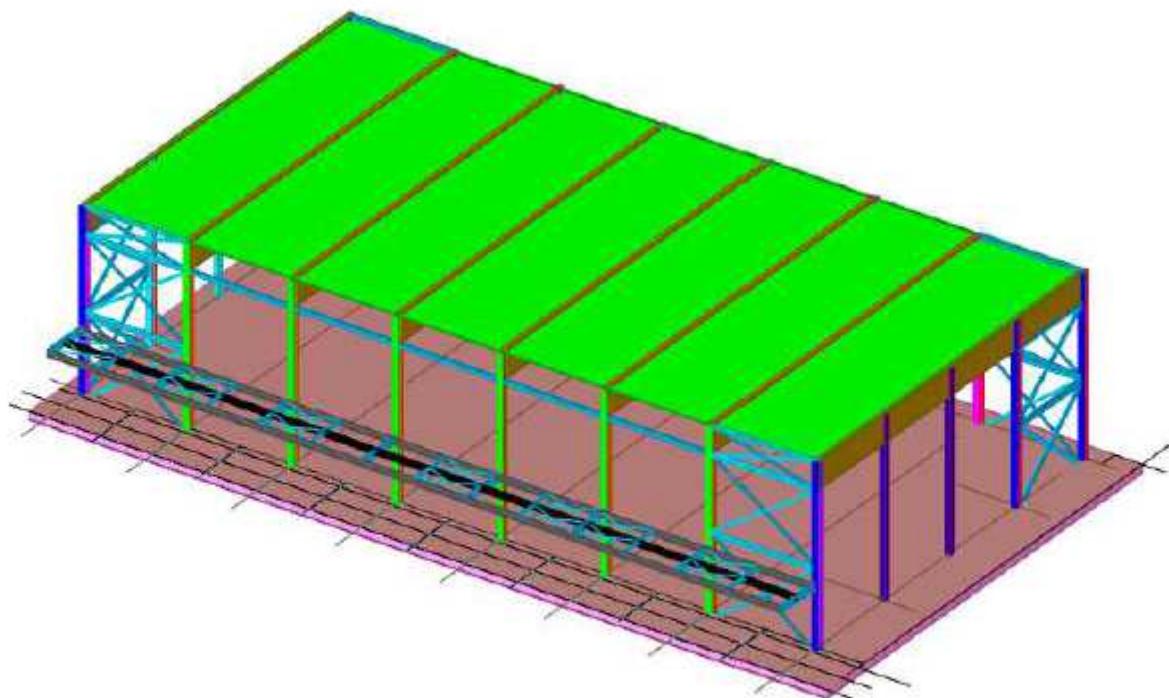
Il fabbricato è caratterizzato da struttura principale portante metallica realizzata da travi in legno lamellare doppia pendenza e pilastri in acciaio S275JR o superiore. I pilastri saranno collegati alla platea in c.c.a. di spessore 45 cm e di nuova realizzazione armata come da schemi esecutivi allegati.

Nel dettaglio la struttura sarà così composta:

- **Fondazioni superficiali** da realizzarsi mediante platea in c.a. di spessore 45 cm armata con doppia rete Ø12/20”x20” come da elaborati strutturali allegati.
- **Pilastri in Acciaio S275JR** costituiti da profili HEA 360 collegati alle fondazioni mediante piastra in acciaio S275JR come da esecutivo allegato;
- **Travi principali piano copertura** di sezione media di 24x145 cm GL36h
- **Controventi di parete** disposti come da schemi esecutivi e realizzati mediante tondo di diametro pari a 30 mm o piatto metallico con medesima area resistente.
- **Solaio di copertura** in pannelli in Xlam sp=14cm

La struttura verrà tutta tamponata

*Vista 3D del modello*



*Struttura  
Vista isometrica dell’edificio nella sua interezza*

Nodi strutturali (blu=cerniera; rosso = incastro)



La realizzazione della platea sarà preceduta da un getto di magro di fondazione con interposto impermeabilizzante bentonitico.

Si è proceduto ad un calcolo agli elementi finiti per la valutazione degli stati tensionali nelle parti strutturali staticamente indeterminate, discretizzando le stesse in elementi "Trave" ed elementi "Shell", utilizzando un modello tridimensionale. Le verifiche di resistenza del terreno sono state effettuate in base alle classiche teorie delle geotecnica sulla portanza dei terreni, confrontando le sollecitazioni di progetto con la resistenza di progetto.

**L'intervento sopra illustrato può essere classificato, ai fini strutturali, come “NUOVA COSTRUZIONE”.**

L'iter di calcolo si compone dei seguenti passi principali:

- **Definizione del Modello Strutturale**
- **Calcolo delle Sollecitazioni**
- **Calcolo delle Verifiche**
- **Calcolo delle Armature e delle Carpenterie**

***La definizione del modello strutturale*** dell'edificio disegnato è fondamentale, in quanto, in questa fase, il programma definisce gli elementi del modello che saranno passati al solutore per il calcolo.

In questa fase vengono anche definiti i vincoli esterni che il programma riesce ad individuare automaticamente (ad es., i vincoli di fondazione).

La schematizzazione dei nodi in cui innestano i beam (aste) viene effettuata in tempo reale man mano che si disegnano gli elementi e può essere visualizzata nella "vista strutturale" di una vista 3D del progetto. Per gli elementi bidimensionali, il modello viene, invece, creato nella fase di Calcolo del Modello Strutturale.

Eventuali solette, pareti, platee, setti e travi parete vengono discretizzate creando una serie di sub-nodi e di elementi sub-shell le cui dimensioni mediamente sono pari a quanto richiesto nelle relative proprietà.

Le mesh vengono create in modo da rispettare la congruenza degli elementi perimetrali eventualmente presenti al contorno, quali beams (travi, pilastri, o travi alla Winkler) ed altre solette o pareti. Anche eventuali fori vengono automaticamente schematizzati. Durante il Calcolo del Modello Strutturale vengono anche effettuati controlli su problematiche o incongruenze che la struttura può presentare (vincoli al piede non appropriati, possibili labilità ecc.). Il risultato di tali controlli, con la segnalazione dei problemi riscontrati, viene proposta nella Diagnostica del progetto.

La definizione preliminare delle strutture (geometria) avviene mediante predimensionamento ai soli carichi verticali per le travi e attraverso il calcolo delle aree di influenza per i pilastri, fissando un opportuno tasso di lavoro a compressione del calcestruzzo (Dominio M-N).

Il software di calcolo analizza in maniera automatica le combinazioni di sforzo normale, momento e taglio per tutte le combinazioni di carico e progetta le armature con la situazione peggiore che si presenta. Quindi ci saranno sforzi di taglio e di momento in entrambe le direzioni (fuori dal piano e nel piano della parete).

Nei tabulati è riportata solo la coppia di sforzo normale e di momento per la quale si è progettata l'armatura. Il momento indicato può essere quello agente nel piano della parete oppure quello agente fuori dal piano. Per motivi di spazio non è riportato per ogni combinazione e per ogni nodo tutte le sollecitazioni agenti, ma solo la coppia N-M che fornisce la massima armatura che si dovrà disporre.

Per eccitare l'85% delle masse sono stati presi in considerazione i primi 15 modi di vibrare della struttura.

### 5.1.1 Materiali c.a.

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Rck:** resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**y:** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**a:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	G	v	v	a
C20/20	300	314472	Default: (142941, 64)	0..1	0.0025	0.00001

### 5.1.2 Gruppo di materiali c.a.

20230613\_palestra

**a:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

**Lavorazione:** tipo di lavorazione.

**σm,amm:** tensione ammissibile per flessione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**St,0,a:** tensione ammissibile per trazione parallela alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**St,90,a:** tensione ammissibile per trazione ortogonale alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Sc,0,a:** tensione ammissibile per compressione parallela alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Sc,90,a:** tensione ammissibile per compressione ortogonale alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Tau,a:** t ammissibile. [daN/cm<sup>2</sup>]

**fm,k:** resistenza caratteristica per flessione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**ft,0,k:** resistenza caratteristica per trazione parallela alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**ft,90,k:** resistenza caratteristica per trazione ortogonale alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**fc,0,k:** resistenza caratteristica per compressione parallela alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**fc,90,k:** resistenza caratteristica per compressione ortogonale alle fibre. [daN/cm<sup>2</sup>]

**fv,k:** resistenza caratteristica a taglio. [daN/cm<sup>2</sup>]

**E0,05:** modulo di elasticità parallelo alla fibratura 5-percentile. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G0,05:** modulo di elasticità tangenziale alla fibratura 5-percentile. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Essenza:** essenza, specie, d legno.

**pk:** massa volumica caratteristica 5-percentile. [daN/(cm<sup>3</sup>)/cm<sup>3</sup>]

**pm:** massa volumica media. [daN/(cm<sup>3</sup>)/cm<sup>3</sup>]

**Livello di conoscenza:** indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descr.	E	G	Fols.	Gam.	a	Lavorazione	σm,amm	St,0,a	St,90,a	Sc,0,a	Sc,90,a	Tau,a	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E0,05	G0,05	Essenza	pk	pm	Livello di conoscenza
OLD Massicci...	8.0E4	5000	0.3	3.6E-4	1.0E-5	Massiccio	10	60	0	60	20	9	140	80	3	160	4.3	17	5.4E4	3350	Conifere	3.6E-7	3.6E-7	Nuovo
OLD IL 20z EN 14080	1.3E5	6500	0.25	3.9E-4	1.0E-5	Lamellare	215	190	4	185	19	21	180	190	5	240	25	35	1.0E5	5400	Conifere	3.9E-7	3.9E-7	Nuovo

### 5.1.4 Armature

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**fyk:** resistenza caratteristica. [daN/cm<sup>2</sup>]

**σamm.:** tensione ammissibile. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Tipo:** tipo di barra.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**y:** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**a:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

**Livello di conoscenza:** indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	σamm.	Tipo	E	y	v	v	a	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0..1	0.000012	0..000012	Nuovo

### 5.1.5 Acciai

#### 5.1.5.1 Proprietà acciai base

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**y:** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**a:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	E	G	v	v	a
B375	2180000	Default: (001692,31)	0..3	0..00785	0..000012
B235	2180000	Default: (001692,31)	0..3	0..00785	0..000012

*fu: resistenza di rottura fu. [daN/cm<sup>2</sup>]  
 fd: resistenza di progetto fd. [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Prospetto omega sag.fr.(s<=3mm): prospetto coeff. omega per spessori < 3 mm.  
 Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm): prospetto coeff. omega per spessori >= 3 mm.  
 Prospetti crit. Euleri: prospetti critici euleriane.*

Descrizione	Tipo	f <sub>y</sub>	fu	fd	Prospetto omega sag.fr.(s<=3mm)	Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm)	Prospetti crit. Euleri
S215	FE430	2150	4300	2150	d	*	i
S235	FE360	2350	3600	2350	b	c	e

#### 5.1.5.4 Proprietà acciai EC3/DM08/DM18

*Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.*

*Tipo: descrizione per norma.*

*f<sub>y</sub>(s<=40 mm): resistenza di snervamento f<sub>y</sub> per spessori <=40 mm. [daN/cm<sup>2</sup>]*

*f<sub>y</sub>(s>40 mm): resistenza di snervamento f<sub>y</sub> per spessori >40 mm. [daN/cm<sup>2</sup>]*

*f<sub>u</sub>(s<=40 mm): resistenza di rottura per trazione f<sub>u</sub> per spessori <=40 mm. [daN/cm<sup>2</sup>]*

*f<sub>u</sub>(s>40 mm): resistenza di rottura per trazione f<sub>u</sub> per spessori >40 mm. [daN/cm<sup>2</sup>]*

Descrizione	Tipo	f <sub>y</sub> (s<=40 mm)	f <sub>y</sub> (s>40 mm)	f <sub>u</sub> (s<=40 mm)	f <sub>u</sub> (s>40 mm)
S215	S215	2150	2550	4300	4100
S235	S235	2350	2350	3600	3600

### 2.1.c – Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

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, evidenziato nel proseguo della presente relazione:

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

**D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

**Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

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 nelle seguenti norme:

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

“Norme tecniche per le Costruzioni”.

**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”.

**Eurocodice 2** – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo” - ENV 1992-1-1.

**Eurocodice 3** – “Progettazione delle strutture in acciaio” - ENV 1993-1-1.

***CLASSI DI ESECUZIONE IN ACCORDO CON LA UNI EN 1090-2:2018,  
Eurocodice 3, NTC 2018, EN 1990***

Valutazione di “Execution Class” (EXC) in termini di requisiti specificati classificati per l'esecuzione di un'opera nel suo complesso, di un singolo componente o di un dettaglio di un componente.

Le classi di esecuzione (EXC) definite sono 4 con un incremento di requisiti che va da EXC1 a EXC4 e al fine di scegliere la classe appropriata occorre valutare due fattori:

- affidabilità                    **“Consequence Class”**                    **CC**
- rischi potenziali                **“Service Categories”**                SC legate al rischio dell'installazione

Di seguito si determina la classe di esecuzione:

**valutazione classi di conseguenze CC (allegato B EN 1990)**

Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	<b>Elevate</b> conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali.	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio una sala da concerti)
CC2	Conseguenze <b>medie</b> per perdita di vite umane, conseguenze <b>considerabili</b> in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze <b>basse</b> per perdita di vite umane, e conseguenze <b>modeste o trascurabili</b> in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio i magazzini), serre

**Fattore considerato: CC2**

**Determinazione “Execution Class” (EXC)**

Tabella 1 – Determinazione delle classi di esecuzione secondo UNI EN 1993-1-1:2005/A1:2014 (tab. C.1 Appendice C)

Classi di Affidabilità (RC) o Classi di Conseguenze (CC)	Tipo di carico	
	Quasi-statico e/o classe di duttilità sismica DCL (1)	Soggette a fatica(2) e/o classe di duttilità sismica DCM o DCH (1)
RC3 o CC3	EXC3(3)	EXC3(3)
RC2 o CC2	EXC2	<b>EXC3</b>
RC1 o CC1	EXC1	EXC2

(1) Classi di duttilità definite in EN 1998-1; DCL=bassa, DCM=media, DCH=alta. (2) Vedi EN 1993-1-9.  
(3) Per strutture nelle quali il superamento degli stati limite di servizio ed ultimi porti a conseguenze giudicate particolarmente onerose, può essere specificata la classe EXC4.

**Classe di esecuzione EXC3**

**2.1.d) – Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell’azione sismica di base del sito, delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali.**

Trattasi di fabbricato adibito a palestra si prevede una vita nominale di 75 anni.

- L’edificio sarà considerato di III classe (scelta della committenza).
- La vita nominale sarà 75 anni.
- Il periodo di riferimento per l’azione sismica sarà di 50 anni.
- La categoria topografica del suolo è T1.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d’Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell’azione sismica.
- 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); l’individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell’edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

*Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell’accelerazione* è definito nel cap. 3.2.3.2.1 delle NTC 2018 dalle espressioni:

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

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

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

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

Dove:  $T$  = periodo di vibrazione;

$S_e(T)$  = accelerazione spettrale orizzontale;

$S$  = coefficiente di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. Si valuta come:  $S = S_s \cdot S_T$

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica che nel nostro caso è da valutarsi **per terreno di categoria C** con la relazione:

$$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$$

$S_T$  = **coefficiente di amplificazione topografica**, l’area di studio e pertinenze limitrofe insistono su di una zona con scarsa pendenza, perciò il coefficiente assume valore unitario **1,00**.

$\eta$  = è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$$

$T_C$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:  $C_C$  = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, che nel nostro caso è da valutarsi, per terreno di categoria C, in base alla relazione:

$$C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$$

$T_B$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$T_D$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per l'edificio in esame le caratteristiche sismiche del sito vengono riassunte nella maschera riportata di seguito (latitudine e longitudine in misura decimale):

### 3. AZIONE SISMICA

#### 3.1. PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO IN ESAME

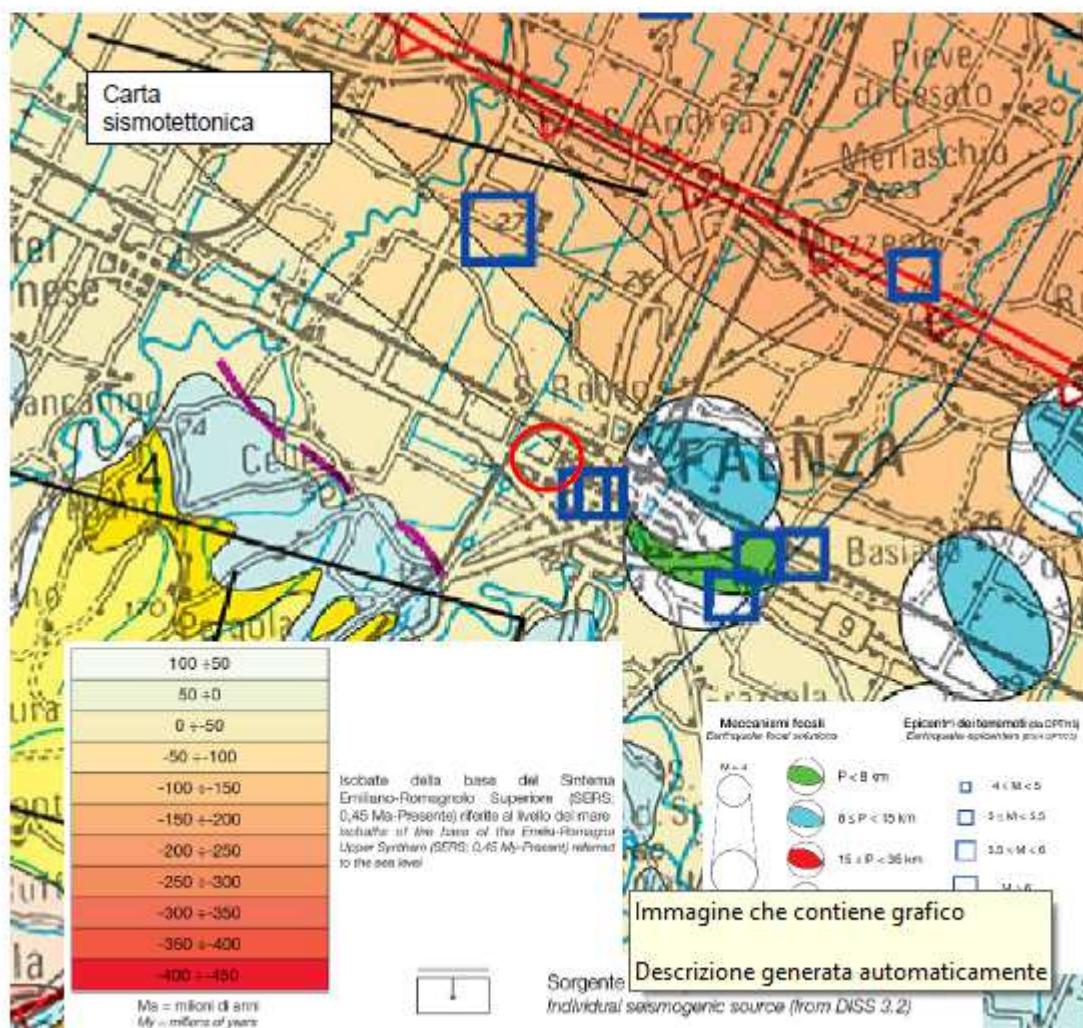
##### Carta sismotettonica

Dalla carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna, si osserva che in corrispondenza del sito di progetto la base del Sintema Emiliano-Romagnolo superiore, un riflettore sismostratigrafico, si trova alla profondità di circa 50 m sotto al livello del mare, quindi a circa 80-90 m sotto al piano di campagna. Ulteriormente, a Nord del sito in esame, in corrispondente dell'autostrada, si osserva una struttura sepolta corrispondente ad un sovrascorrimento.

Gli epicentri dei sismi più prossimi al sito in esame evidenziano magnitudo  $5.5 < M < 6.0$ .

Il sito in esame, in base alla zonizzazione sismogenetica ZS9, il sito ricade all'interno della macrozona sismogenetica 912 che presenta una magnitudo massima  $Mw=6.14$ .

Dalla carta sismogenetica, si osserva che il sito in esame si trova subito a nord nella zona sismogenetica ITCS001 – Castel San Pietro Terme - Meldola, la quale presenta una magnitudo momento massima  $Mw=6.5$ .



### **3.2. EFFETTI DI UN SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL'OPERA**

NTC - 17-01-2018

In base alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M del 17-01-2018 l'area, considerando Tipo di costruzione pari a 100 anni, classe d'uso 1.5, quindi tempi di ritorno di 1424 anni, presenta un'accelerazione al bedrock sismico di  $ag=0.285g$ .

Dalle misure di sismica passiva risulta che il sito di indagine è caratterizzato da  $Vs30 = 156 \pm 266$  m/s, quindi, il sito ricade in categoria C, con relativo coefficiente di amplificazione stratigrafico pari a  $S_s=1.26$ . Inoltre, essendo la morfologia del terreno pianeggiante, il coefficiente di amplificazione topografica risulta  $S_T=1.0$ .

Pertanto, l'accelerazione massima al suolo sarà pari a

$$ag_{max} = ag \cdot S_s \cdot S_T = 0.359g$$

*Ai fini del progetto o della verifica delle strutture, la normativa ci consente di considerare le capacità dissipative delle strutture attraverso una riduzione delle forze elastiche. In tal caso, lo spettro di progetto da utilizzare per le componenti orizzontali e verticali è lo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, con le ordinate ridotte del fattore di struttura q. Per ricavare la curva che definisce lo spettro di progetto basta sostituire i con il rapporto 1/q. Le curve utilizzate come spettri sono riportate nel capitolo seguente una volta definito il fattore q.*

### **ANALISI DEI CARICHI**

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

#### **CARICO ACCIDENTALE NEVE (Qk)**

Il carico provocato dalla neve sulla copertura sarà valutato con l'espressione indicata in 3.4.1. del D.M. 17/01/2018:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

*in cui*

#### **Zona I - Mediterranea**

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia,

Pesaro e Urbino, Piacenza, **Ravenna**, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese

L'altezza s.l.m. dell'area in oggetto è di circa 48 m.

$q_{sk}$  per Zona I e altitudine <200 m vale  $150 \text{ kg/m}^2$

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

$C_E = C_t = 1,00$

$\mu_1$  è il coefficiente di forma(par. 3.4.5.1 tabella 3.4.II) che, in questo caso vale 0,8

**Il carico neve risulta  $q_s = 120 \text{ kg/mq}$**

## CARICO ACCIDENTALE PER VENTO

### AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

#### DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

2) Emilia Romagna



#### Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa darsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

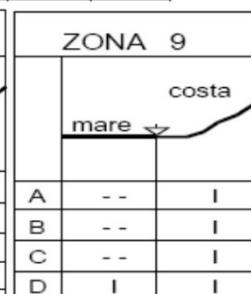
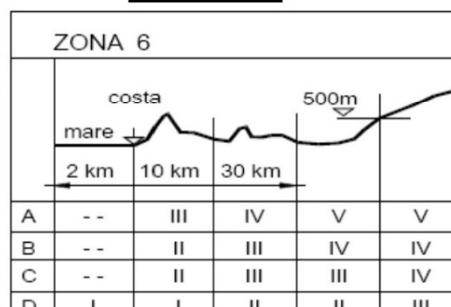
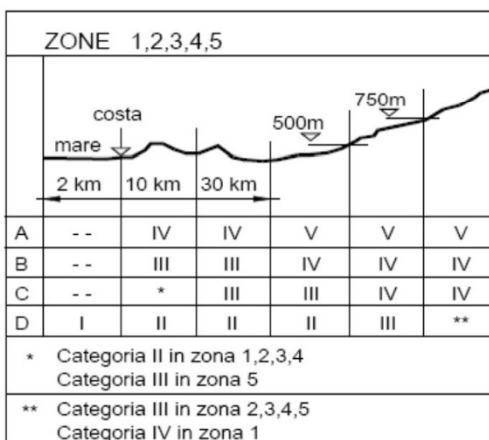
**a<sub>s</sub> (altitudine sul livello del mare della costruzione):**

25	[m]
30	[km]
50	[anni]
III	

**Distanza dalla costa**

**T<sub>R</sub> (Tempo di ritorno):**

**Categoria di esposizione**



La copertura è curva:

**no**



\*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

### CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$	$C_a$
2	25	750	0.45	1.000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

ca = 1 per  $a_s \leq a_0$   
 $ca = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500$  m

**$v_b$  (velocità base di riferimento ) 25.00 m/s**

$$v_r = v_b * c_r$$

Cr coefficiente di ritorno **1.00**  
 **$v_r$  (velocità di riferimento ) 25.02 m/s**

### PRESSEIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

$$q_r \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento **qr 391.20 [N/m²]**

### CALCOLO DEI COEFFICIENTI

#### Coefficiente dinamico [§3.3.8]

$$c_d \quad \boxed{1.00}$$

Il coefficiente topografico vale:  **$c_t$  1.00**

#### Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

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

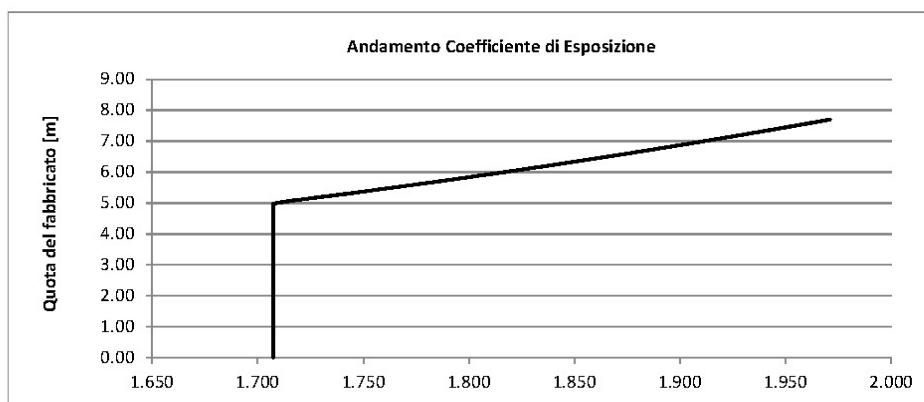
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
0.20	0.10	5.00

**Coefficiente di esposizione minimo**  $c_{e,min}$  **1.71**  $z < 5.00$

**Coefficiente di esposizione alla gronda**  $c_{e,gronda}$  **1.82**  $z = 6.00$

**Coefficiente di esposizione al colmo**  $c_{e,colmo}$  **1.97**  $z = 7.70$

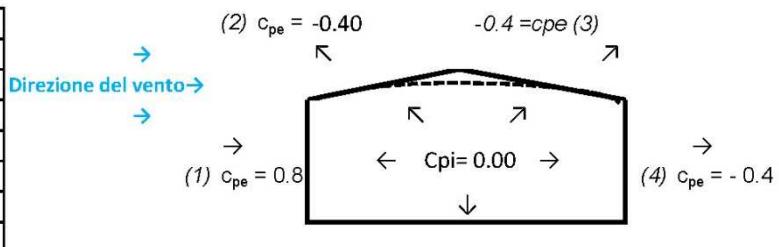


## Costruzioni completamente stagne

Configurazione più svantaggiosa

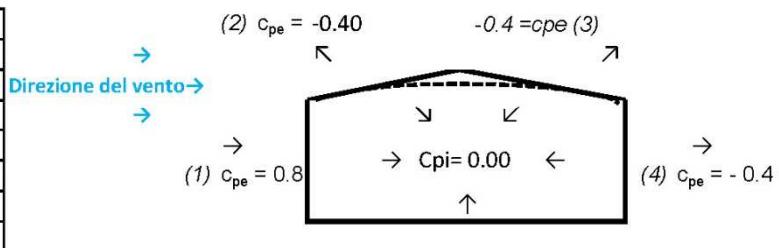
(1) parete sopravento	$c_p$
	0.80
(2) copertura sopravento	$c_p$
	-0.40
(3) copertura sottovento	$c_p$
	-0.40
(4) parete sottovento	$c_p$
	-0.40

Configurazione A



Configurazione A

(1) parete sopravento	$c_p$
	0.80
(2) copertura sopravento	$c_p$
	-0.40
(3) copertura sottovento	$c_p$
	-0.40
(4) parete sottovento	$c_p$
	-0.40



Configurazione B

## PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

$c_d$  (coefficiente dinamico)       $c_t$  (coefficiente topografico)       $c_e$  (coefficiente di esposizione)

$c_p$  (coefficiente di forma)

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_d$	$c_t$	$c_e$	$c_p$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1) par. sopravent.	0.391	1.00	1.00	1.817	0.80	<b>0.57</b>
(2) cop. sopravent.	0.391	1.00	1.00	1.971	-0.40	<b>-0.31</b>
(3) cop. Sottovent.	0.391	1.00	1.00	1.971	-0.40	<b>-0.31</b>
(4) par. sottovent.	0.391	1.00	1.00	1.817	-0.40	<b>-0.28</b>

(2) copertura sopravento

$$-0.31 \text{ kN/mq}$$

(3) copertura sottovento

$$-0.31 \text{ kN/mq}$$

Direzione del vento →

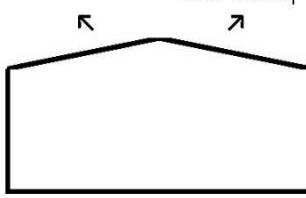


(1) parete sopravento

$$0.57 \text{ kN/mq}$$

$$-0.28 \text{ kN/mq}$$

(4) parete sottovento



### **SOLAIO COPERTURA**

Peso proprio xlam	24 kg/mq
Pacchetto copertura	56 kg/mq
<b>Carico neve</b>	<b>120 kg/mq</b>

### **2.1.e) – Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati.**

Per quanto riguarda i materiali e i prodotti per uso strutturale, i requisiti di resistenza meccanica e la durabilità considerati si rimanda al capitolo 3 della seguente relazione.

### **2.1.f) – Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità – CD, regolarità in pianta ed in alzato, tipologia strutturale, fattore di struttura e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione degli elementi strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati.**

#### **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. 17 gennaio 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- Comportamento strutturale non-dissipativo;
- 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 nell’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.

La struttura è stata progettata in campo elastico quindi come NON DISSIPATIVA ( $q = 1,5$ ).

## **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.

### **PIANI - VERIFICHE REGOLARITÀ (Elevazione)**

<b>REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA</b>		<b>La struttura è regolare in pianta.</b>
a)	la configurazione in pianta è compatta ossia la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;	SI
b)	il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;	SI
c)	ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione;	SI
		<b>La struttura è regolare in altezza.</b>
<b>REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA</b>		<b>La struttura è regolare in altezza.</b>
d)	tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;	SI
e)	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 di 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
f)	nelle strutture intelaiate, il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti diversi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	
g)	eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengono in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, 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).

La struttura è pertanto:

**è regolare in pianta**

**è regolare in altezza**

### **Sistema costruttivo**

Dovendo svolgere una ANALISI LINEARE STATICÀ per il calcolo del fattore di comportamento si procede come previsto nelle N.T.C. 2018 ovvero:

$$q = q_0 \cdot K_r$$

dove:

***q<sub>0</sub>*** è il base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati nella tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente  $\lambda$  di cui al §7.9.2.1 e del rapporto  $a_u/a_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di  $q_0$  deve essere esplicitamente giustificata.

**K<sub>r</sub>** è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Secondo quanto previsto dalle NTC 2018 per le strutture con comportamento non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $Q_{nd}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{nd} = (2/3) \cdot q_{CD''B''} \leq 1,5$$

$q_{CD^B}$  è il fattore di struttura per CD “B”;

$$q_{CD^B} = 4,0 \text{ (tab 7.3.II)} \rightarrow 2/3 * 4 * 0.8 = 2,13 \rightarrow Q_{nd} \text{ adottato} = 1,5$$

La struttura viene classificata come “**struttura non dissipativa – campo elastico**” e, perciò, i valori di  $q_0$  e  $K_r$  risultano essere non significativi, fattore di struttura  $q=1,50$ .

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X:	1,50
Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y:	1,50
Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Z:	1,50

## **2.1.g) – Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione.**

### **6.2.3 Condizioni elementari di carico**

*Descrizione:* nome assegnato alla condizione elementare.

*Nome breve:* nome breve assegnato alla condizione elementare.

*Durata:* descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

$\psi_0$ : coefficiente moltiplicatore  $\psi_0$ . Il valore è adimensionale.

$\psi_1$ : coefficiente moltiplicatore  $\psi_1$ . Il valore è adimensionale.

$\psi_2$ : coefficiente moltiplicatore  $\psi_2$ . Il valore è adimensionale.

*Con segno:* descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	Durata	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Con segno
Pesi strutturali permanenti portati	PesI	Permanente				
Nere	Reve	Mediterraneo	0.5	0.2	0	
Vento T	Vento_T	Mediterraneo	0.6	0.2	0	
Vento R	Vento_R	Mediterraneo	0.6	0.2	0	
AT	AT	Mediterraneo	0.6	0.5	0	No
Sisma E 33W	SLV_E					
Sisma T 33W	SLV_T					
Sisma R 33W	SLV_R					

28

Sismiced 12.21 - Licenza assegnata a - LEOPARDI ING. DANIELA C.SO BACCARINI, 15 FAENZA (RA)

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 aggiornamento delle “Norme tecniche per le Costruzioni”. In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d’Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell’azione sismica.
- 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); l’individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell’edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

- **L’edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a 50 e per Classe d’Uso pari a 3.**

- **Si è assunta la Categoria di Suolo di Fondazione di Tipo 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 Vs30=256÷266 m/s,**

- In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria C, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.50
Stato limite di danno	1.50
Stato limite salvaguardia della vita	1.35
Stato limite prevenzione collasso	1.26

- **Si è assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica  $S_T$  pari a 1,00.**

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 taglienti 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.

### **2.1.i) – Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica.**

#### **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:

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

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;

$Q$  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;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;

$\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

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:

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

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

### **STATI LIMITE DI OPERATIVITA' (struttura progettata in classe d'uso III)**

#### **Stato Limite di Esercizio**

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semi-progettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 17 gennaio 2018. 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 $\leq 30 \text{ kN}$ )	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30 \text{ kN}$ )	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 $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$ )	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000 \text{ m s.l.m.}$ )	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 ( $Q_{ik}$  nella formula (1)), 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).

## VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO

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.

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

$$Rd \geq Sd$$

dove  $Rd$  è la resistenza calcolata come rapporto tra  $Rk$ (resistenza caratteristica del materiale) e  $\gamma$ , coefficiente di sicurezza, mentre  $Sd$  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.

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

Le verifiche effettuate sono quelle previste nelle NTC 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Mono-assiale

- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per Presso-Flessione retta e biassiale

Nei tabulati, per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = Rd/Sd.$$

### **Progetto e Verifica dei Collegamenti**

Per ogni collegamento tipo sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche.

### **Verifiche di Instabilità**

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

### **Verifiche di Deformabilità**

Sono state condotte le verifiche definite nel D.M. 17 Gennaio 2018.

I relativi risultati sono riportati nei tabulati.

**PER QUANTO RIGUARDA LE VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (PILASTRI, TRAVI, PANNELLI) E DEI COLLEGAMENTI SI RIMANDA AI TABULATI E AGLI ALLEGATI DI CALCOLO.**

### **REQUISITI DELLE FONDAZIONI E COLLEGAMENTI TRA FONDAZIONI**

Si rimanda al capitolo 6 per maggiori dettagli.

### **MODELLAZIONE DELLE AZIONI**

Le azioni agenti sulla struttura sono quelle indicate nel capitolo analisi dei carichi.

In particolare nella sezione “analisi dei carichi” del programma vengono create entità a carichi permanenti e accidentali vengono associati. Applicando i carichi al modello FEM, il software scomponete automaticamente i carichi superficiali permanenti e accidentali (derivanti da solai, solette, balconi, ecc) in carichi lineari o puntuali applicati alle travi di competenza.

Il vento viene applicato direzione per direzione in modo che il programma possa combinarlo in maniera automatica.

### **MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI**

I nodi nell’analisi FEM hanno una notevole importanza in quanto rappresentano i punti in cui vengono definite le funzioni interpolanti degli spostamenti (funzioni di forma). Dopo la risoluzione del sistema di equazione lineare che governa l’equilibrio della struttura è possibile conoscere gli spostamenti di tutti i nodi della struttura, che rappresentano le uniche incognite del problema.

I nodi vengono creati in automatico dal programma che provvede ad inserirli nelle discontinuità strutturali, nell'intersezione degli elementi strutturali ed internamenti ad oggetti bidimensionali (platee, solette, pareti) dopo la creazione della mesh.

Le componenti di spostamento e rotazione dei nodi nello spazio rappresentano i gradi di libertà del nodo. Ogni nodo ha dunque sei gradi di libertà (tre traslazioni e tre rotazioni rispetto al sistema di riferimento globale).

Gli eventuali vincoli applicati ai nodi sopprimono i gradi di libertà i quali vengono ignorati come incognite ed utilizzati ai fini del calcolo delle reazioni vincolari. Le reazioni vincolari vengono esplicate in direzione dei gradi di libertà bloccati.

Lo spostamento di un nodo può anche essere limitato mediante l'applicazione di molle che rappresentano delle rigidezze aggiuntive applicate ai nodi.

Sui nodi possono applicarsi anche delle forze o dei momenti concentrati.

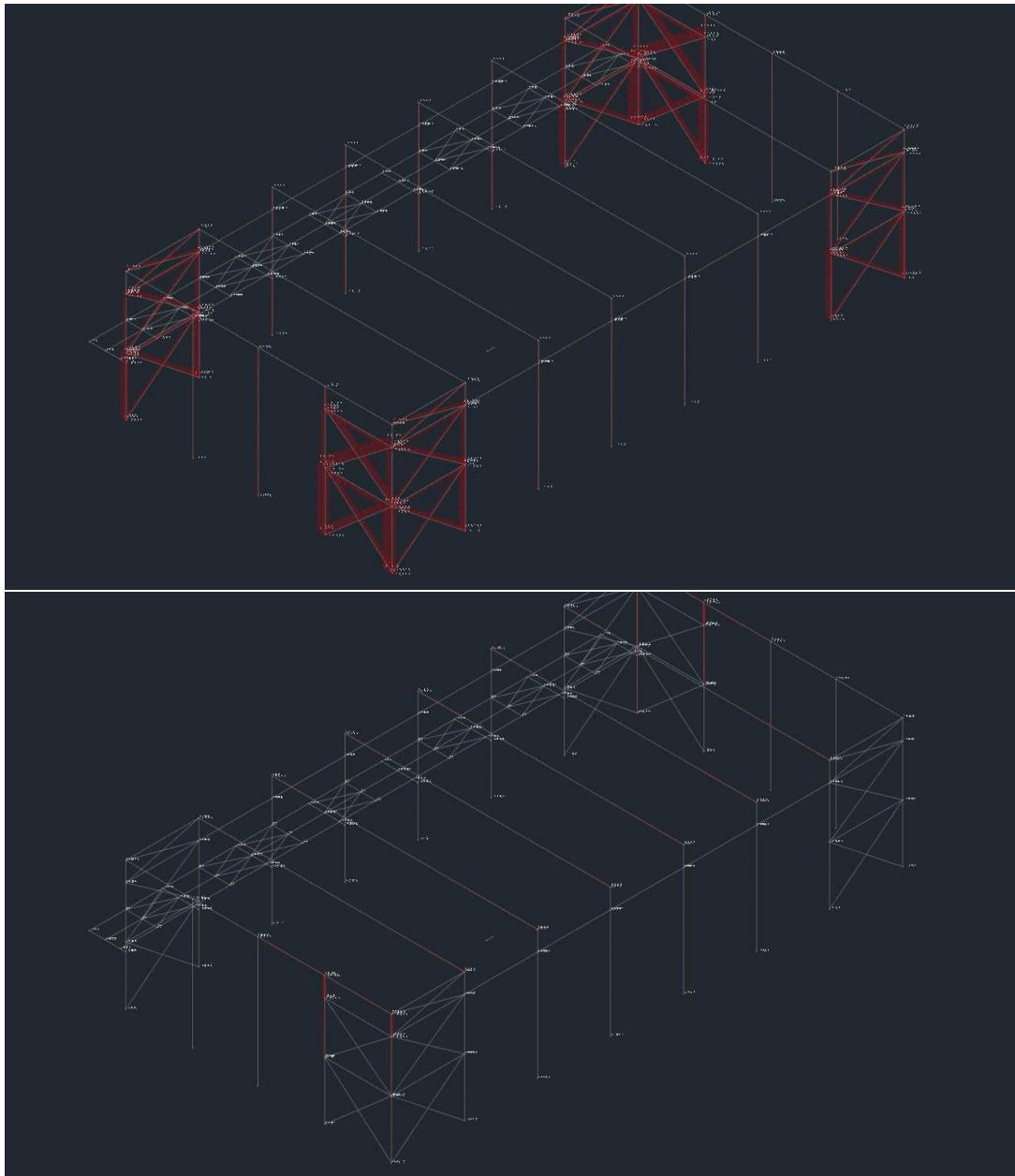
In particolare nel caso in oggetto:

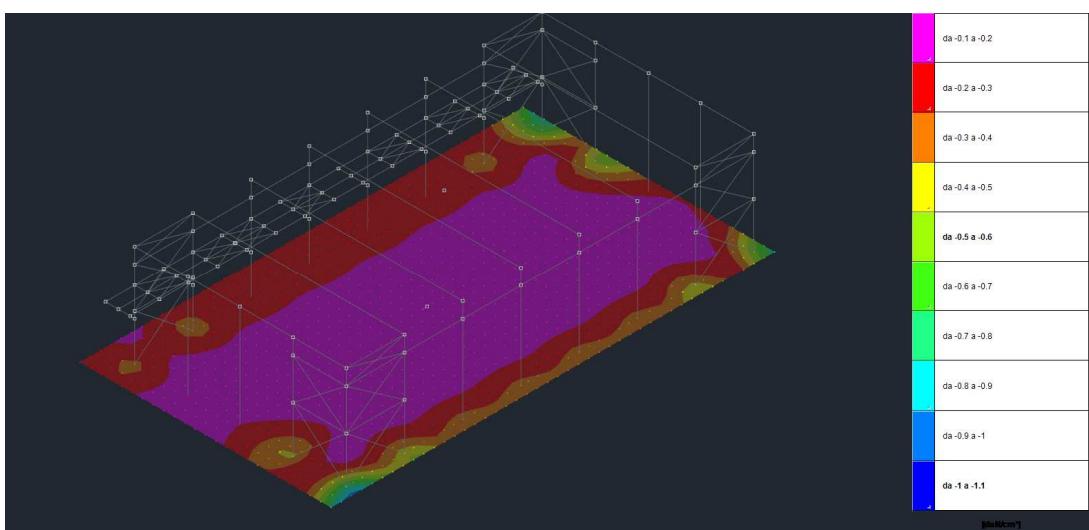
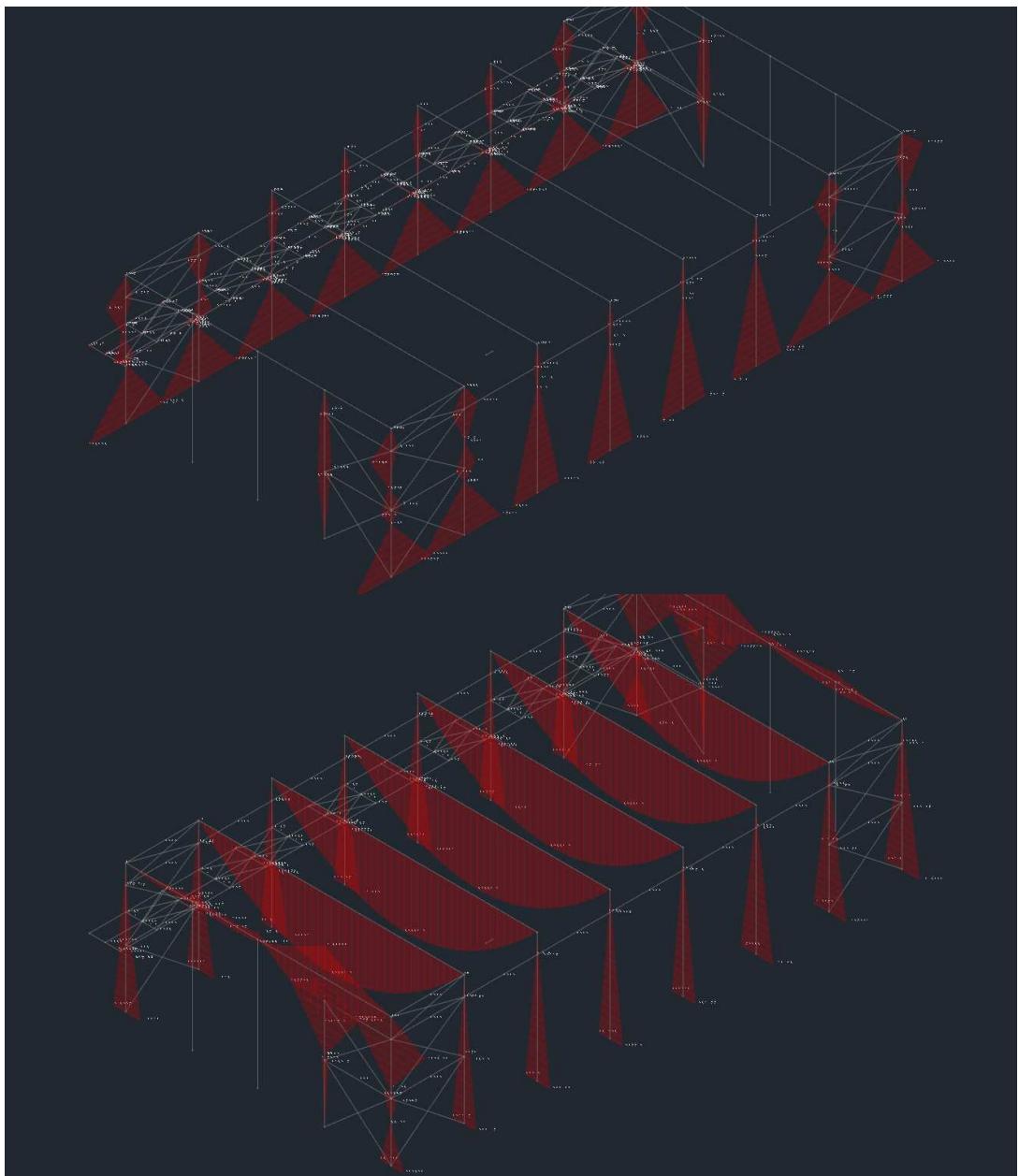
- **I pilastri metallici sono stati modellati con vincolo alla base “cerniera”;**
- **Tutte le travi principali fissate ai pilastri sono state considerate con vincolo a “cerniera”;**
- **I solai di copertura sono stati considerati “infinitamente rigidi”.**

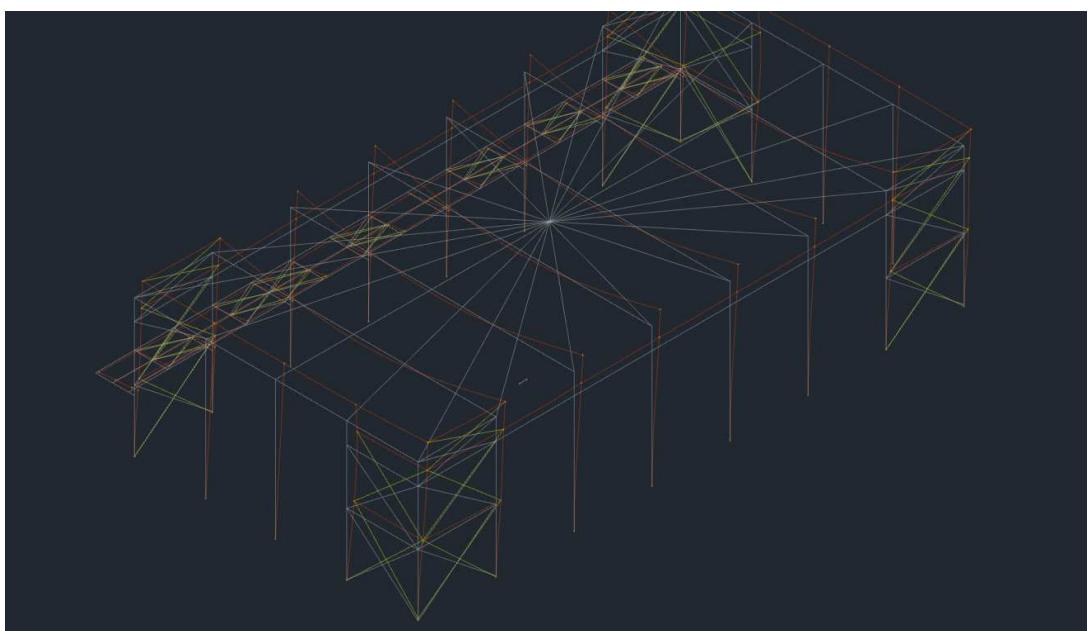
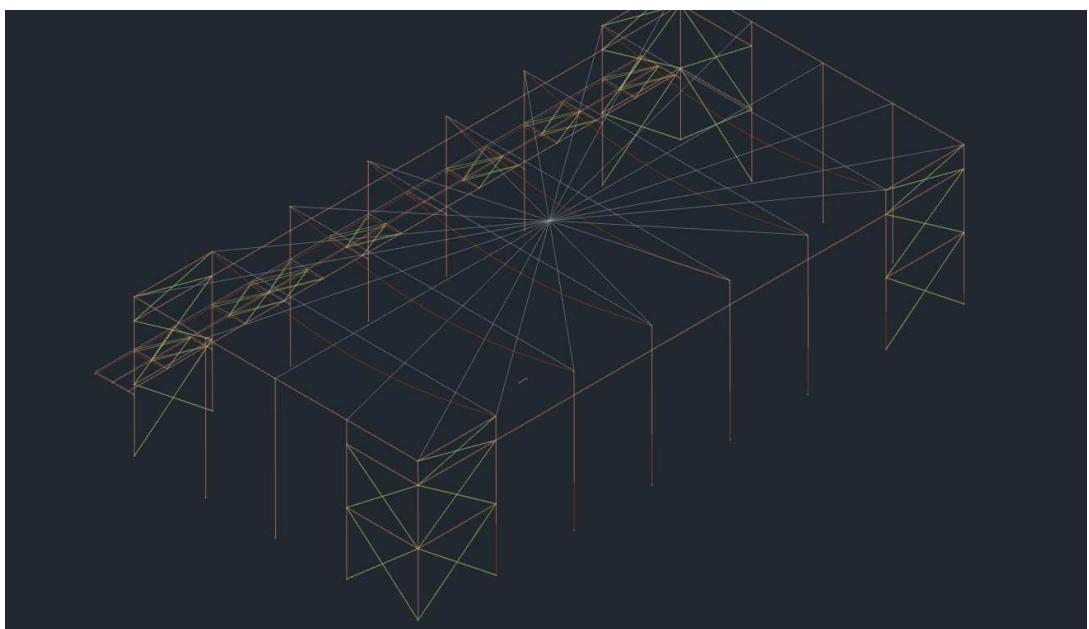
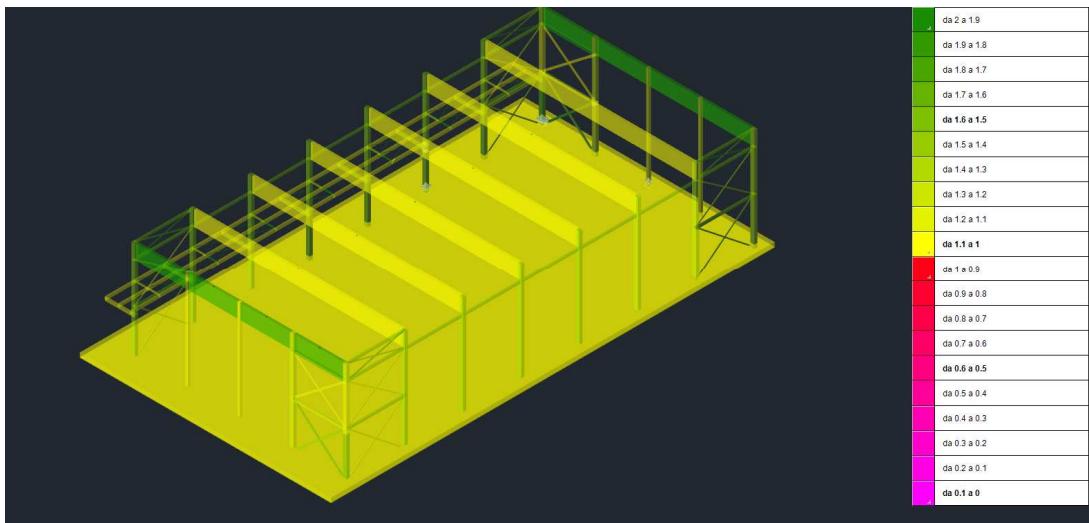
**2.1.j) – Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.**

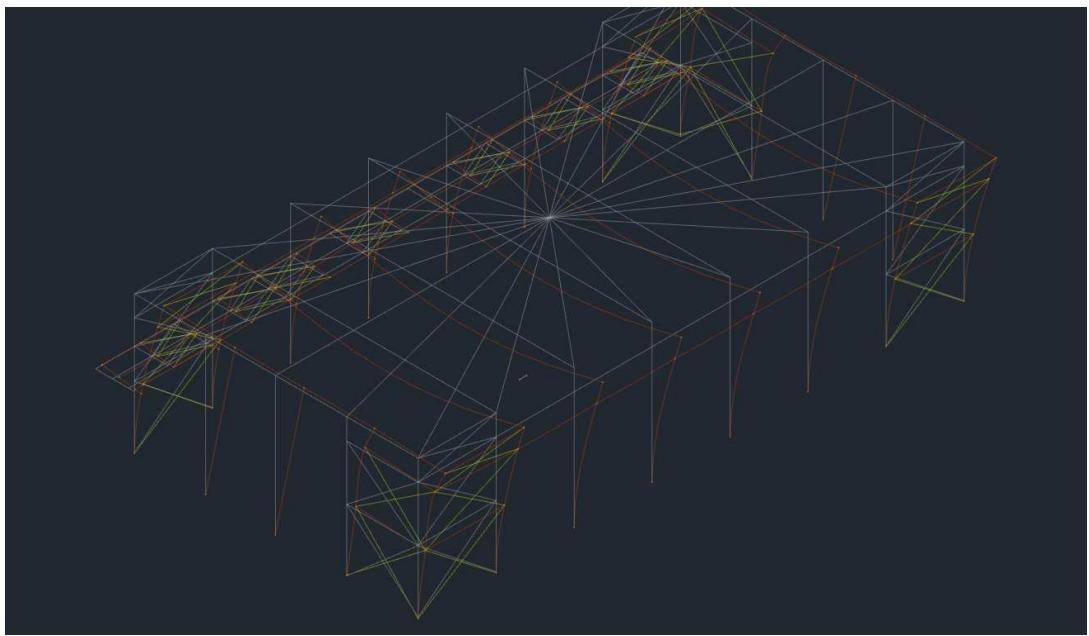
Si riportano le deformate nelle condizioni di carico statica e sismica (nelle due direzioni) e i relativi diagrammi delle sollecitazioni. Per le sollecitazioni utilizzate per progetto e la verifica degli elementi strutturali si veda il tabulato di calcolo allegato.

***DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI-DEFORMATA (carichi statici)***

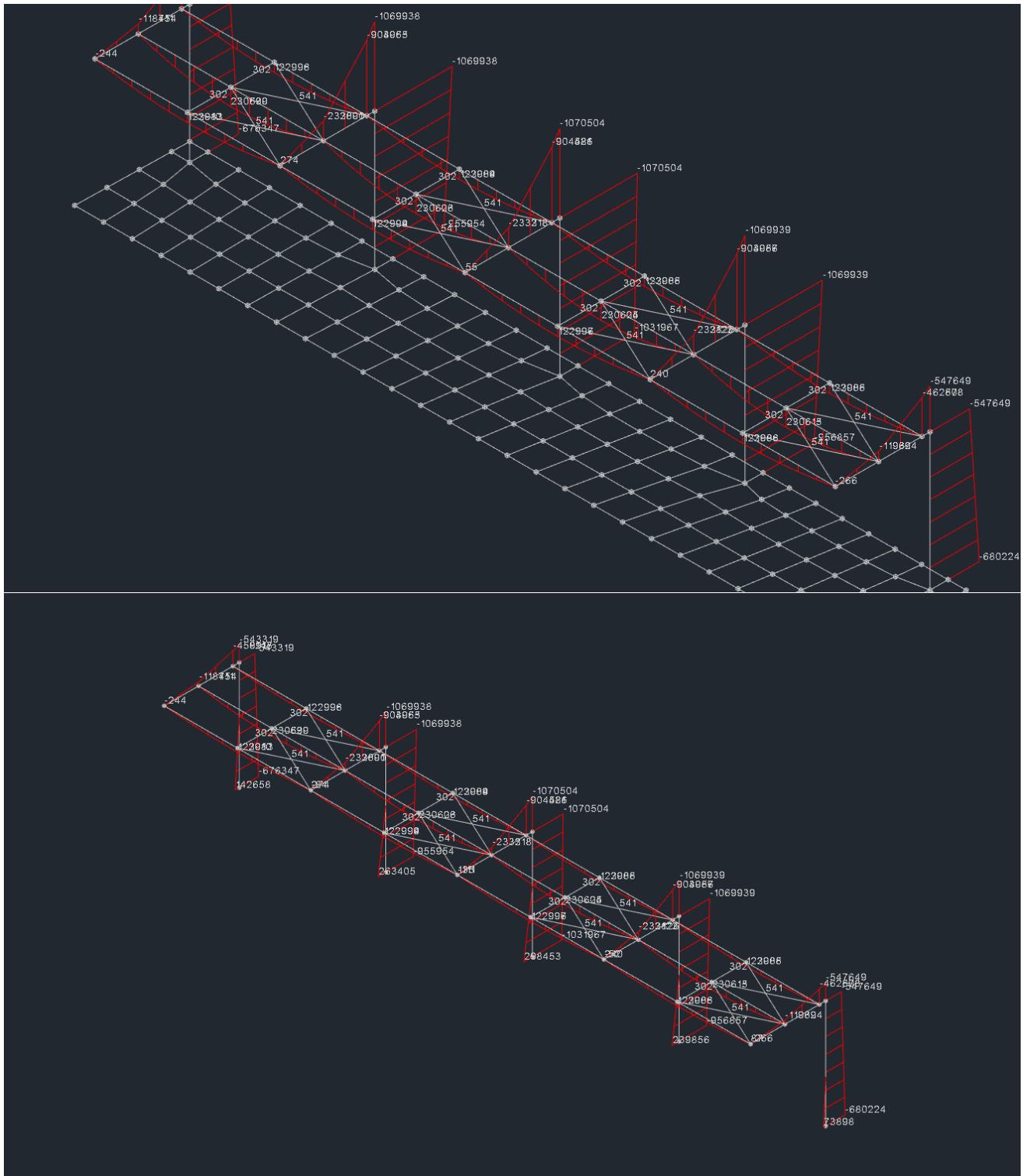


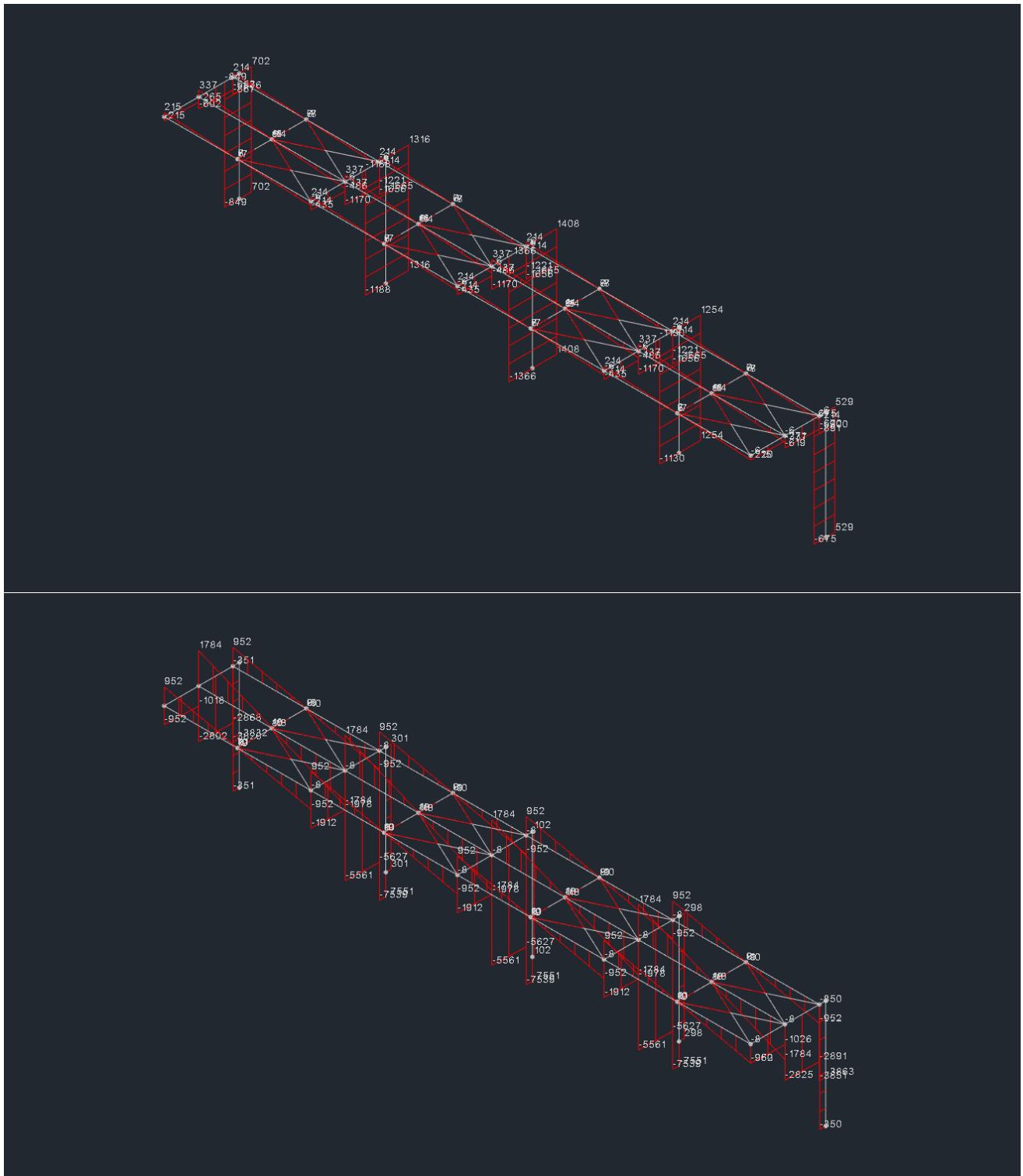


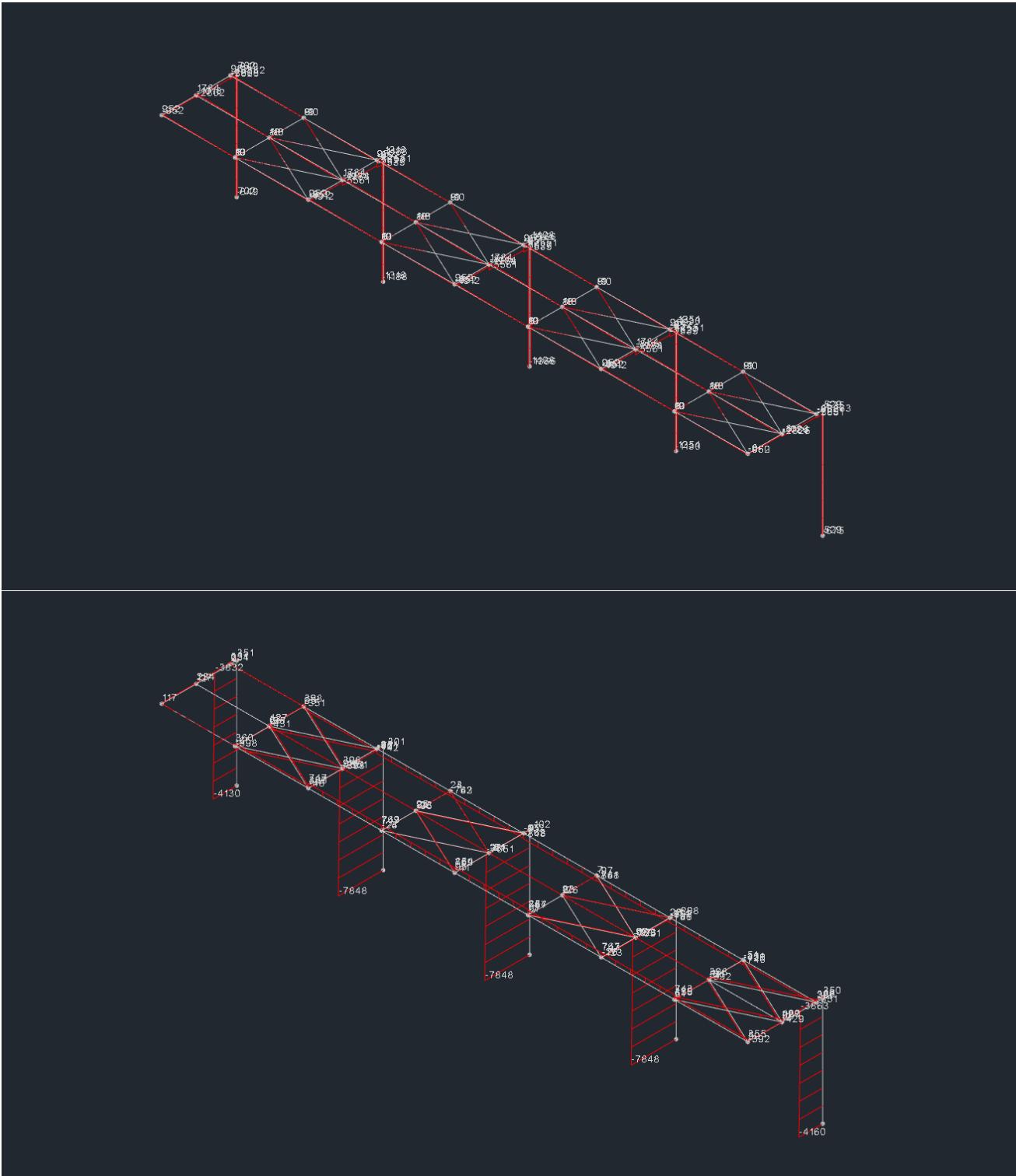


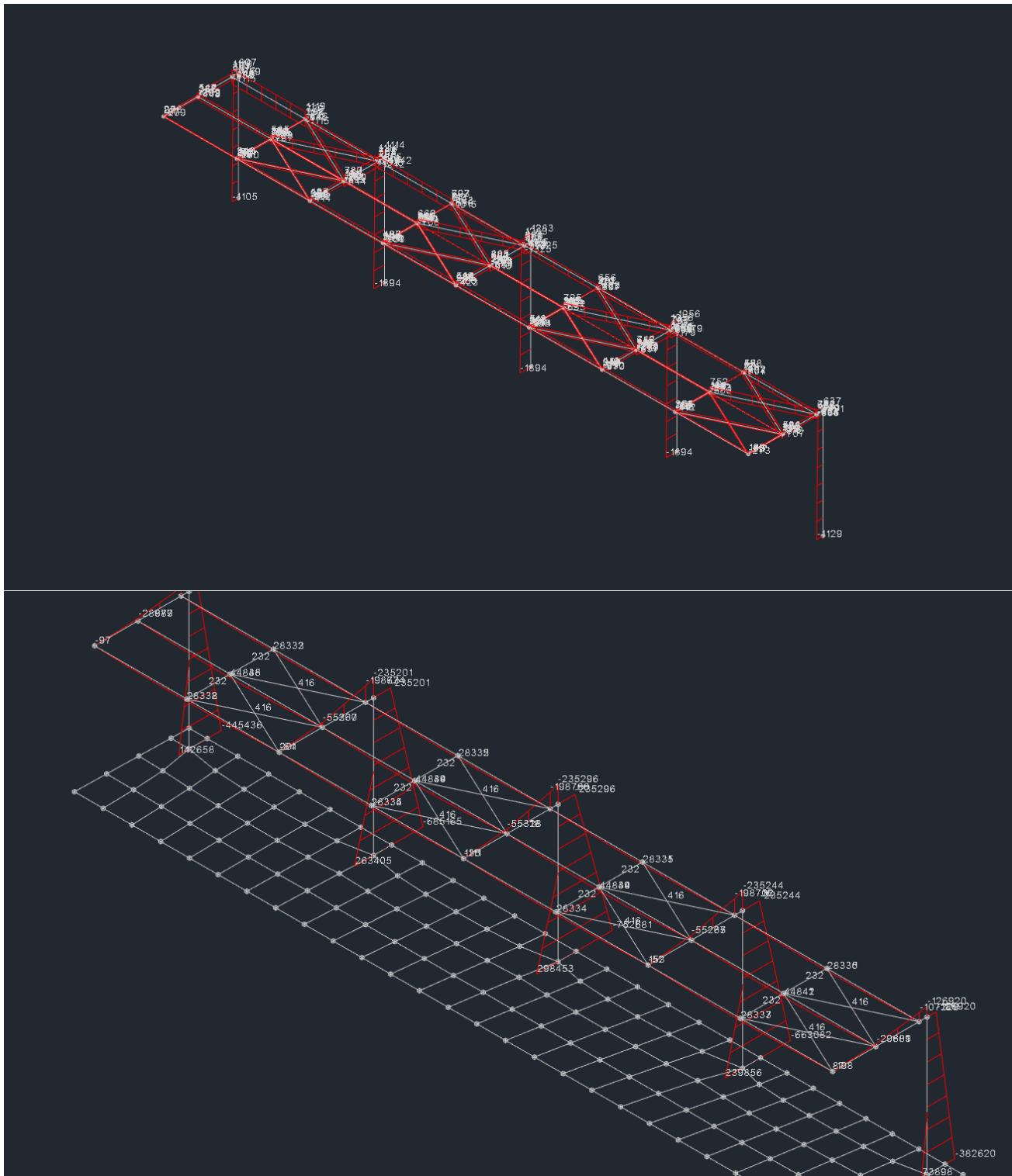


PENSILINA









## **GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI**

Con riferimento alla dinamica modale condotta sulle strutture dell'edificio, si forniscono nel seguito indicazioni per comprendere se i risultati ottenuti al temine dell'analisi siano qualitativamente coerenti con l'edificio analizzato. La comprensione di questo argomento è importante anche ai fini progettuali infatti l'osservazione delle forme modali e dell'entità delle masse partecipanti (es. dominanza di modi torsionali) può anche evidenziare debolezze strutturali su quali intervenire progettualmente (ad esempio riproporzionando talune rigidezze/inerzie oppure creando un giunto, per attenuare le eccentricità torsionali e far prevalere modi traslazionali per i quali la risposta sismica della struttura è più efficiente e prevedibile). Si ricorda preliminarmente che le forze sismiche possono considerarsi concentrate, nel caso di edifici, nei baricentri di massa dei rispettivi impalcati e tramite la loro azione fanno nascere tagli orizzontali resistenti (il cui baricentro risultante è il centro delle rigidezze), negli elementi verticali (pilastri/muri) in funzione della rigidezza traslatoria degli stessi elementi. Il punto di partenza per l'esame dei risultati dell'analisi modale è l'esame degli spostamenti, in questo caso delle deformate modali. Un telaio spaziale con impalcati indeformabili nel loro piano ha tre gradi di libertà dinamici per ogni piano. Se la struttura ha due assi di simmetria le deformate modali sono disaccoppiate, cioè costituite solo da traslazioni lungo x, traslazioni lungo y oppure rotazioni. L'ordine con cui queste si alternano dipende dalla rigidezza degli elementi strutturali. Se questi sono posizionati uniformemente (nelle due direzioni come distribuzione in pianta) i modi avranno a tre a tre periodi molto prossimi tra loro; i primi tre presenteranno spostamenti o rotazioni tutti nello stesso verso (corrispondendo quindi al primo modo di uno schema piano), i secondi tre avranno una inversione dei segni (per un secondo modo) e così via. Differenze nelle rigidezze corrispondono a differenze nei periodi ed i modi in tal caso possono "accavallarsi" (ad esempio il primo modo in una direzione potrà venire dopo il secondo modo nell'altra direzione).

Strutture non simmetriche presentano invece modi accoppiati con la presenza contemporanea di spostamenti nelle due direzioni e rotazioni.

**Il 1° controllo** consiste nel verificare che l'accoppiamento o il disaccoppiamento dei modi e l'ordine con cui essi si alternano corrisponda effettivamente alla distribuzione delle rigidezze riscontrate nell'analisi sommaria dell'edificio. Dal punto di vista di giudizio qualitativo del comportamento strutturale sarebbe preferibile avere:

- modi pressoché disaccoppiati;
- modi torsionali con periodo inferiore ai modi traslazionali;
- Il caso contrario sarebbe indice di scarsa rigidezza torsionale della struttura;

**Il 2° controllo** consiste nell'esaminare il contributo che i singoli modi danno al moto complessivo della struttura. Questo dipende dalla direzione del sisma e può essere facilmente individuato dalla massa partecipante (o massa modale). La norma impone di considerare un numero di modi tale da includere almeno l'85% della massa partecipante (o da non trascurare modi con massa partecipante maggiore del 5%). Naturalmente i modi che presentano forte traslazione secondo x danno un contributo rilevante per sisma in x e analogamente per la direzione y. Molto spesso vi è un singolo modo che fornisce un contributo nettamente prevalente rispetto agli altri. Si può anzi affermare che la presenza di più contributi di analoga entità non è positiva, perché è indice quasi sicuro di irregolarità e accoppiamento tra le deformate.

**Il 3° controllo** riguarda le deformate per effetto dell'eccentricità accidentale. L'effetto delle coppie indotte dall'eccentricità accidentale è una rotazione (positiva o negativa) e quindi un progressivo incremento (in valore assoluto) degli spostamenti dei telai in funzione della distanza dal centro di rigidezza (asse intorno al quale ruota l'edificio).

Ciò che interessa principalmente è la variazione percentuale dello spostamento massimo.

Incrementi prossimi al 15-20% sono usuali e indicano un'adeguata rigidezza torsionale della struttura.

Valori maggiori evidenziano invece una minor rigidezza torsionale, che andrebbe evitata sia per ridurre l'aggravio di sollecitazioni nei telai perimetrali che per evitare forti accoppiamenti tra le due componenti del sisma e forte aggravio dei pilastri dovuto alla pressoflessione deviata.

**Tutti i controlli risultano soddisfatti garantendo un buon comportamento strutturale globale.**

## **2.1.k) – Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.**

Denominazione del software: SismiCad 12.22

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 11.10

Structural Engineering software

Ditta produttrice:

**Concrete.** s.r.l. - Via della Pieve 19 - Padova

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Sismicad

Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla

Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.



### 3. RELAZIONE SUI MATERIALI

#### 3.1 – ELENCO DEI MATERIALI E LORO MODALITÀ DI POSA IN OPERA

##### CALCESTRUZZO

###### - **ACQUA DI IMPASTO**

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

###### - **ADDITIVO (CE) superfluidificante** conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 o superfluidificante ritardante conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI.EN 934-2 (da concordare con la DL strutture a seconda delle condizioni meteorologiche prima del getto)

###### - **AGGREGATI** provvisti di **marcatura CE** conformi alle norme **UNI--EN 12620 e 8520-2**. In particolare:

- Aggregati con massavolumicamedia del granulo non inferiore a 2.6 Kg/l
- Classe di contenuto di solfati AS0AS0.2 e AS0AS0.8 rispettivamente per gli aggregati grossi e per le sabbie;
- Contenuto totale di zolfo inferiore allo 0.1%;
- Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI--EN 932EN 932--3 e UNI 8520/2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

###### - **CALCESTRUZZO STRUTTURE DI FONDAZIONE**

Secondo il Prospetto 1 della norma UNI 11104, in relazione alle condizioni ambientali si prescrive:

- Classe **XC1** per le strutture in elevato;

- Classe **XC2** per le strutture di fondazione a contatto con terreni non aggressivi e cordoli di copertura;

XC1	ASCIUTTO O PERMANENTEMENTE BAGNATO	INTERNI DI EDIFICI CON UMIDITÀ RELATIVA BASSA. CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO CON LE SUPERFICI ALL'INTERNO DI STRUTTURE CON ECCEZIONE DELLE PARTI ESPOSTE A CONDENSA, O IMMERSE IN ACQUA.
XC2	BAGNATO, RARAMENTE ASCIUTTO	PARTI DI STRUTTURE DI CONTENIMENTO LIQUIDI, FONDAZIONI. CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO PREVALENTEMENTE IMMERSO IN ACQUA O TERRENO NON AGGRESSIVO.
XC3	UMIDITÀ MODERATA	CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO IN ESTERNI CON SUPERFICI ESTERNE RIPARATE DALLA PIOGGIA, O IN INTERNI CON UMIDITÀ DA MODERATA AD ALTA.
XC4	CICLICAMENTE ASCIUTTO E BAGNATO	CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO IN ESTERNI CON SUPERFICI SOGGETTE A ALTERNANZE DI ASCIUTTO ED UMIDO. CALCESTRUZZI A VISTA IN AMBIENTI URBANI. SUPERFICI A CONTATTO CON L'ACQUA NON COMPRESA NELLA CLASSE XC2.

prospetto F.1 Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

Nessun rischio di corrosione o attacco	Classi di esposizione																	
	Corrosione da carbonatazione					Corrosione da cloruri					Attacco gelo/disgelo					Ambienti chimici aggressivi		
	Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)														
Rapporto massimo a/c	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	*	*	*	
Altri requisiti	Aggregati in accordo alla EN 12620 con suffi- ciente resistenza al gelo/disgelo												Cemento resistente ai solati <sup>b)</sup>					
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/ disgelo per la relativa classe di esposizione.																	
b)	Qualora la presenza di SO <sub>2</sub> comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solati. Se il cemento è classificato a modera o ad alta resistenza ai solati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																	

Classe	R <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctk,0,05</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>bd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
C12/15	15	12	6,8	20	1,6	1,1	0,7	1,7
C16/20	20	16	9,1	24	1,9	1,3	0,9	2,0
C20/25	25	20	11,3	28	2,2	1,5	1,0	2,3
<span style="color:red">C25/30</span>	<span style="color:red">30</span>	<span style="color:red">25</span>	<span style="color:red">14,2</span>	<span style="color:red">33</span>	<span style="color:red">2,6</span>	<span style="color:red">1,8</span>	<span style="color:red">1,2</span>	<span style="color:red">2,7</span>
C28/35	35	28	15,9	36	2,8	1,9	1,3	2,9
C32/40	40	32	18,1	40	3,0	2,1	1,4	3,2
C35/45	45	35	19,8	43	3,2	2,2	1,5	3,4
C40/50	50	40	22,7	48	3,5	2,5	1,6	3,7
C45/55	55	45	25,5	53	3,8	2,7	1,8	4,0
C50/60	60	50	28,3	58	4,1	2,9	1,9	4,3

### CLASSE DI CONSISTENZA (lavorabilità al getto)

In base ai dati di abbassamento al cono riportati nella tabella:

CLASSE	ABBASSAMENTO AL CONO
S1	10 ÷ 40 mm
S2	50 ÷ 90 mm
S3	100 ÷ 150 mm
<span style="border: 2px solid red; padding: 2px;">S4</span>	<span style="border: 2px solid red; padding: 2px;">160 ÷ 210 mm</span>
S5	≥ 220* mm

si prescrive:

Classe S4 per: muri contro terra, plinti di fondazione, vani ascensore e pilastri;

Classe S5 per: travai/cordoli e solai;

### - CALCESTRUZZO XC2

Si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018. In particolare, relativamente allaresistenza caratteristica convenzionale a compressione il calcestruzzo verrà individuato mediante la simbologia C (X/Y) dove X è la resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cilindrici (fck) con rapporto altezza/diametro pari a 2 ed Y è la resistenza caratteristica a compressione valutata su provini cubici di lato 150 mm (Rck).

- Calcestruzzo a prestazione garantita ( UNI EN 206-1)
- Classe di esposizione ambientale **XC2**
- Rapporto a/c max = **0,60**
- Classe di resistenza a compressione minima **C25/30**
- Controllo di accettazione **tipo A** (tipo B per volumi complessivi di cls superiori a 1500 m<sup>3</sup>)
- Dosaggio minimo cemento **300 kg/m<sup>3</sup>**
- Diametro massimo dell'aggregato **32 mm** (con interferi inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20mm)
- Lavorabilità al getto **S4 oppure S5**
- Volume di acqua di Bleeding (UNI 7122) < 0,1 %
- Coprifero minimo **30 mm**
- Scassero oppure durata minima della oppure **maturazione** umida da effettuarsi mediante ricoprimento della superficie non da casserata con geotessile bagnato ogni 24 ore (o con altro metodo di protezione equivalente): **7 giorni**

#### - **CALCESTRUZZO XC1**

Si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018. In particolare, relativamente allaresistenza caratteristica convenzionale a compressione il calcestruzzo verrà individuato mediante lasimbologia C (X/Y) dove X è la resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cilindrici (fck) con rapporto altezza/diametro pari a 2 ed Y è la resistenza caratteristica a compressione valutata suprovini cubici di lato 150 mm (Rck).

- Calcestruzzo a prestazione garantita ( UNI EN 206-1)
- Classe di esposizione ambientale **XC1**
- Rapporto a/c max = **0,65**
- Classe di resistenza a compressione minima **C25/30**
- Controllo di accettazione **tipo A** (tipo B per volumi complessivi di cls superiori a 1500 m<sup>3</sup>)
- Dosaggio minimo cemento **260 kg/m<sup>3</sup>**
- Diametro massimo dell'aggregato **32 mm** (con interferi inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20mm)
- Lavorabilità al getto **S4 oppure S5**
- Volume di acqua di Bleeding (UNI 7122) < 0,1 %
- Coprifero minimo **25 mm**
- Scassero oppure durata minima della oppure **maturazione** umida da effettuarsi mediante ricoprimento della superficie non da casserata con geotessile bagnato ogni 24 ore (o con altro metodo di protezione equivalente): **7 giorni**

#### - **ACCIAIO B450C**

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato nelle Norme Tecniche per leCostruzioni (D.M. 17/01/2018).

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate dell'"Attestato di Qualificazione" rilasciato dal

Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

Per i prodotti provenienti dai Centri di trasformazione è necessaria la documentazione che assicuri chele lavorazioni effettuate non hanno alterato le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodottipreviste dal D.M. 17/01/2018.

#### **POSA IN OPERA DEL CALCESTRUZZO**

- Al momento della messa in opera del conglomerato è obbligatoria la presenza di almeno un membro dell'ufficio della direzione dei lavori incaricato a norma di legge e di un responsabile tecnico dell'Impresaappaltatrice. Nel caso di opere particolari, soggette a sorveglianza da parte di Enti ministeriali laconfezione dei provini verrà effettuata anche alla presenza dell'Ingegnere incaricato della sorveglianza incantiere.
- Prima di procedere alla messa in opera del calcestruzzo, sarà necessario adottare tutti quegliaccorgimenti atti ad evitare qualsiasi sottrazione di acqua dall'impasto. In particolare, in caso dicasseforme in legno, andrà eseguita un'accurata bagnatura delle superfici.

- È proibito eseguire il getto del conglomerato quando la temperatura esterna scende al disotto dei +5° C se non si prendono particolari sistemi di protezione del manufatto concordati e autorizzati dalla D.L. anche qualora la temperatura ambientale superi i 33° C.
- Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme si effettua applicando tutti gli accorgimenti atti ad evitare la segregazione. L'altezza di caduta libera del calcestruzzo fresco, indipendentemente dal sistema di movimentazione egetto, non deve eccedere i 50 centimetri; si utilizzerà un tubo di getto che si accosti al punto di posa o, egli ancora, che si inserisca nello strato fresco già posato e consenta al calcestruzzo di rifluire all'interno di quello già steso.
- Per la compattazione del getto verranno adoperati vibratori a parete o ad immersione. Nel caso si adoperi il sistema di vibrazione ad immersione, l'ago vibrante deve essere introdotto verticalmente e spostato, da punto a punto nel calcestruzzo, ogni 50 cm circa; la durata della vibrazione verrà protratta nel tempo in funzione della classe di consistenza del calcestruzzo (tabella 4.1).

**Tab.4.1 – Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato**

Classe di consistenza	Tempo minimo di immersione dell'ago nel calcestruzzo (s)
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCG	<i>Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)</i>

- Nel caso siano previste riprese di getto sarà obbligo dell'appaltatore procedere ad una preliminare rimozione, mediante scarifica con martello, dello strato corticale di calcestruzzo già parzialmente indurito. Tale superficie, che dovrà possedere elevata rugosità (asperità di circa 5 mm) verrà opportunamente pulita e bagnata per circa due ore prima del getto del nuovo strato di calcestruzzo. Qualora alla struttura sia richiesta la tenuta idraulica, lungo la superficie scarificata verranno disposti dei giunti "water-stop" in materiale bentonitico idroespansivo. I profili "water-stop" saranno opportunamente fissati e disposti in maniera tale da non interagire con le armature. I distanziatori utilizzati per garantire i copriferri ed eventualmente le reciproche distanze tra le barre di armatura, dovranno essere in plastica o a base di malta cementizia di forma e geometria tali da minimizzare la superficie di contatto con il cassero.

### CASSEFORME

Prima del getto le casseforme dovranno essere pulite per l'eliminazione di qualsiasi traccia di materiale che possa compromettere l'estetica del manufatto quali polvere, terriccio etc. Dove e quando necessario farà uso di prodotti disarmanti disposti in strati omogenei continui, su tutte le casseforme di una stessa opera dovrà essere usato lo stesso prodotto.

Nel caso di utilizzo di casseforme impermeabili, per ridurre il numero delle bolle d'aria sulla superficie del getto si dovrà fare uso di disarmante con agente tensioattivo in quantità controllata e la vibrazione dovrà essere contemporanea al getto.

### DISARMO

Si potrà procedere alla rimozione delle casseforme dai getti quando saranno state raggiunte le prescritte resistenze. In assenza di specifici accertamenti, l'appaltatore dovrà attenersi a quanto stabilito all'interno delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

Le eventuali irregolarità o sbavature, qualora ritenute tollerabili, dovranno essere asportate mediante scarifica meccanica o manuale ed i punti difettosi dovranno essere ripresi accuratamente con malta cementizia a ritiro compensato immediatamente dopo il disarmo, previa bagnatura a rifiuto delle superfici interessate.

Eventuali elementi metallici, quali chiodi o reggette che dovessero sporgere dai getti, dovranno esseretagliati almeno 0.5 cm sotto la superficie finita e gli incavi risultanti verranno accuratamente sigillati con malta fine di cemento.

### **STAGIONATURA**

Il calcestruzzo, al termine della messa in opera e successiva compattazione, deve essere stagionato e protetto dalla rapida evaporazione dell'acqua di impasto e dall'essiccameneto degli strati superficiali (fenomeno particolarmente insidioso in caso di elevate temperature ambientali e forte ventilazione). Per consentire una corretta stagionatura è necessario mantenere costantemente umida la struttura realizzata; l'appaltatore è responsabile della corretta esecuzione della stagionatura che potrà essere condotta mediante:

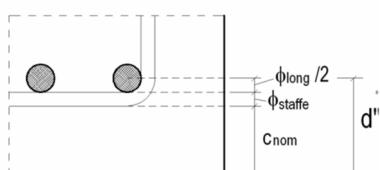
- la permanenza entro casseri del conglomerato;
- l'applicazione, sulle superfici libere, di specifici film di protezione mediante la distribuzione nebulizzata di additivi stagionanti (agenti di curing);
- l'irrorazione continua del getto con acqua nebulizzata;
- la copertura delle superfici del getto con fogli di polietilene, sacchi di iuta o tessuto non tessuto mantenuto umido in modo che si eviti la perdita dell'acqua di idratazione;
- la creazione attorno al getto, con fogli di polietilene od altro, di un ambiente mantenuto saturo di umidità;
- la creazione, nel caso di solette e getti a sviluppo orizzontale, di un cordolo perimetrale (in sabbia od altromateriale rimovibile) che permetta di mantenere la superficie ricoperta da un costante velo d'acqua. I prodotti filmogeni di protezione non possono essere applicati lungo i giunti di costruzione, sulle ripresedi getto o sulle superfici che devono essere trattate con altri materiali. Al fine di assicurare alla struttura un corretto sistema di stagionatura in funzione delle condizioni ambientali, della geometria dell'elemento e dei tempi di scassatura previsti, l'appaltatore, previa informazione alla direzione dei lavori, eseguirà verifiche di cantiere che assicurino l'efficacia delle misure di protezione adottate.

Sarà obbligatorio procedere alla **maturazione dei getti per almeno 7 giorni consecutivi**. Qualora dovessero insorgere esigenze particolari per sospendere la maturazione esse dovranno essere espressamente autorizzate dalla direzione dei lavori. Nel caso di superfici orizzontali non casserate (pavimentazioni, platee di fondazione...) dovrà essere effettuata l'operazione di bagnatura continua con acqua non appena il conglomerato avrà avviato la fase di presa. Le superfici verranno mantenute costantemente umide per almeno 7 giorni. Per i getti confinati entro casseforme l'operazione di bagnatura verrà avviata al momento della rimozione dei casseri, se questa avverrà prima di 7 giorni.

Per calcestruzzi con classe di resistenza a compressione maggiore o uguale di C40/50 la maturazione deve essere curata in modo particolare

### **COPRIFERRO E INTERFERRO (E.C.2 - §4.1.3)**

Nella definizione dei copriferri nominali, coerentemente con quanto riportato sull'Eurocodice 2, si è adottata la seguente convenzione grafica:



Copriferro minimo per soddisfare i requisiti di aderenza, durabilità ed eventuale resistenza al fuoco (secondo E.C.2 – Parte 1-1 - §4.1.3):

$$C_{nom} [\text{mm}] = C_{min} + \Delta C = \max(C_{min,b}, C_{min,dur}, C_{min,fuoco}) + \Delta C;$$

$C_{min,b} = \emptyset \vee n_b$  = copriferro minimo per garantire l'aderenza, pari al diametro per il numero di barre nel caso di eventuale gruppo di barre;

$C_{min,fuoco}$  = garantisce la resistenza all'incendio (gli spessori sono riportati in EN 1992-1-2 nel D.M.

16.02.07;

$c_{min,dur}$  = copriferro minimo per garantire la durabilità dell'opera, in funzione delle classi di esposizione.

CLASSE D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE	SPESORE MINIMO DI COPRIFERRO			
	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
X0	10	10	20	20
XC1	15	25	25	35
XC2, XC3	25	35	35	45
XC4	30	40	40	50
XS1, XD1	35	45	45	55
XS2, XD2	40	50	50	60
XS3, XD3	45	55	55	65

Spessori minimi del copriferro secondo i prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC 2:2005

## ACCIAIO

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+.

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- modulo elastico  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale  $G = E / [2(1 + v)] \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson  $v = 0,3$
- coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  per  $^{\circ}\text{C}^{-1}$
- (per temperature fino a  $100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ )
- densità  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche disnervamento  $f_yk$  e di rottura  $f_tk$  riportati nelle tabelle seguenti.

**Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta**

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

**Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava**

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{ik} [\text{N/mm}^2]$	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{ik} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

#### SALDABILITÀ:

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 287-1:2004 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella norma UNI EN 287-1:2004, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN 1418:1999. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2005.

Le durezze eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2001.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accettare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817:2004 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN 12062:2004.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 473:2001 almeno di secondo livello.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7, il costruttore deve corrispondere ai seguenti requisiti.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006 parti 2 e 4; il livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento delle operazioni di saldatura deve corrispondere ai requisiti della normativa di comprovata validità. I requisiti sono riassunti nel Tab. 11.3.XI di seguito riportata.

La certificazione dell'azienda e del personale dovrà essere operata da un Ente terzo, scelto, in assenza di prescrizioni, dal costruttore secondo criteri di indipendenza e di competenza.

**Tabella 11.3.XI**

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
Riferimento	A	B	C	D
<b>Materiale Base: Spessore minimo delle membrature</b>	S235, s ≤ 30mm S275, s ≤ 30mm	S355, s ≤ 30mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, s ≤ 30mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
<b>Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006</b>	Elementare EN ISO 3834-4	Medio EN ISO 3834-3	Medio EN ISO 3834-3	Completo EN ISO 3834-2
<b>Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996</b>	Di base	Specifico	Completo	Completo

### 3.2 – VALORI DI CALCOLO

- **CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO ( $\gamma = 1,5$  agli SLU)**

- Classe C 28 / 35

- ✓  $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $f'_{cd} = f_{ck} / \gamma_m = 29,05 / 1,5 = 19,37 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $f_{cd} = 0,85 * f'_{cd} = 0,85 * 19,37 = 16,46 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 29,05 + 8 = 37,05 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0,30 \cdot (29,05)^{2/3} = 2,83 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma_m = 0,7 \cdot 2,83 / 1,5 = 1,32 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0,3} = 22000 * (37,05/10)^{0,3} = 32588 \text{ N/mm}^2$

- **ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ( $\gamma = 1,15$  agli SLU)**

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C** controllato in stabilimento; quindi, nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite, si richiede il rispetto dei seguenti parametri:

- ✓ modulo elastico  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ resistenza trazione  $f_{tk}(\text{min}) = 540 \text{ N/mm}^2$
- ✓ snervamento  $f_{yk}(\text{min}) = 430 \text{ N/mm}^2$
- ✓ allungamento minimo a rottura  $\geq 7,5\%$
- ✓ rapporto minimo  $f_t/f_y \geq 1.15$
- ✓ rapporto massimo  $f_t/f_y = 1.35$
- ✓ rapporto massimo  $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1.25$
- ✓  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$

**ACCIAIO PER PROFILATI** ( $\gamma_m = 1,05$  agli SLU)

Si utilizza acciaio S 275 con carico di snervamento caratteristico pari a 2750 Kg/cm<sup>2</sup> e resistenza di calcolo pari a 2619 kg/cm<sup>2</sup>.

**ACCIAIO PER PIASTRE** ( $\gamma_m = 1,05$  agli SLU)

Si utilizza acciaio S 275 con carico di snervamento caratteristico pari a 2750 Kg/cm<sup>2</sup> e resistenza di calcolo pari a 2619 kg/cm<sup>2</sup>.

**COLLEGAMENTI BULLONATI** ( $\gamma_m = 1,25$  agli SLU)

Si utilizzano bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 con resistenza a taglio  $F_{d,V} = 3960 \text{ kg/cm}^2$  e resistenza a trazione  $F_{d,N} = 5600 \text{ kg/cm}^2$ ; i dadi sono di classe 6S.

**COLLEGAMENTI SALDATI**

Si adottano saldature di classe EXC3.

## **4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI**

Per quanto concerne gli elaborati grafici esecutivi si rimanda alla visione degli elaborati grafici denominati 4.1, 4.2, 4.3 ...

## **5. PIANO DI MANUTENZIONE**

*Si veda fascicolo allegato denominato “5 – Piano di Manutenzione della parte Strutturale”*

## **6. RELAZIONE SUI RISULTATI Sperimentali - INDAGINI SPECIALISTICHE**

### **6.1 – RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

*Si veda la relazione geologica allegata eseguita dal Dott. Geol. Albert Van Zupthen.*

### **6.2 – RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO**

*Vista la relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Albert Van Zupthen si traggono le seguenti considerazioni in merito alle costruzioni da realizzarsi, in osservanza al D.M. 11/03/88, alla legge n° 64 del 02/02/1974 e successivi decreti, all’O.P.C.M. 3431 del 03/05/2005 ed al Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018 Aggiornamento “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.*

#### **2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

##### **2.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA**

L'area di progetto si trova nel plesso scolastico di via Medaglie d'Oro nel comune di Faenza, si presenta morfologicamente pianeggiante, si trova a circa 34.9 m s.l.m., come risulta dalla CTR, e non si riscontrano particolari degni di nota.

I terreni di interesse sono tipici dell'alta pianura, cioè caratterizzati da depositi fini, medi, grossolani e ghiaiosi, formatisi per successive fasi di esondazione del reticolo idrografico.

L'elemento idrografico principale è costituito dal Fiume Lamone che scorre, arginato e pensile, alla distanza di circa 1900 m a ESE del sito di progetto.

La geologia dell'area è caratterizzata da coperture quaternarie appartenenti al Subsistema di Ravenna (AES8): Sabbia - Piana alluvionale - Deposito di canale, argine e rotta fluviale.



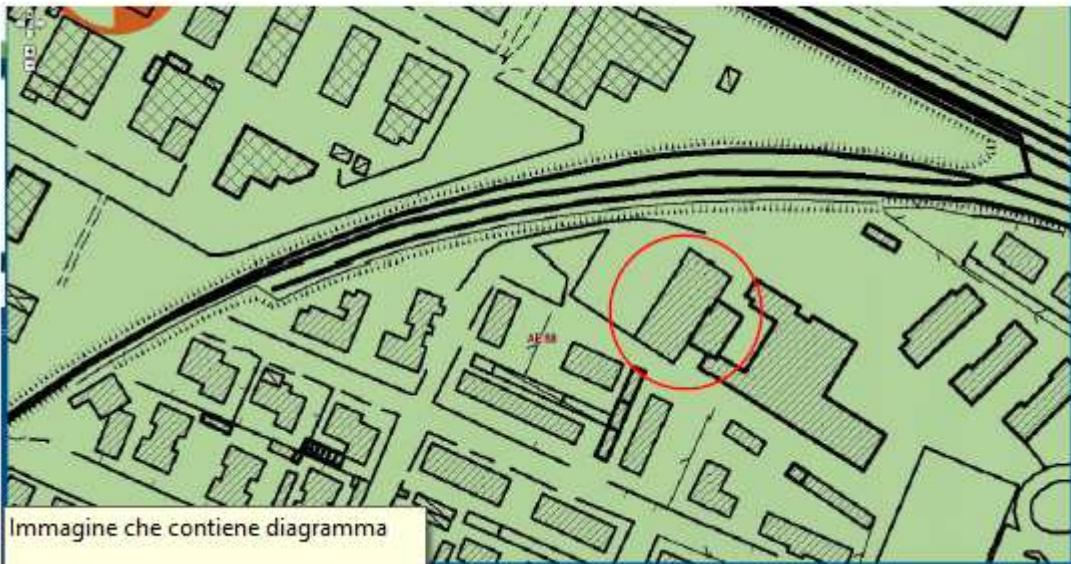
**Ambienti depositi. e litologie (10K)**

Limo - Piana alluvionale

**Coperture quaternarie (10K)**

AES8 - Subsistema di Ravenna

#### **3.2. EFFETTI DI UN SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL'OPERA NTC – 17-01-2018**



AES8 - Subsistema di Ravenna

AES8a - Unità di Modena

#### AES8 - Subsistema di Ravenna

##### Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Ravenna

Unità costituita da ghiaie sabbiose, sabbie e limi ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da limi, limi sabbiosi e limi argillosi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana delizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta spesso un suolo parzialmente decarbonatato non molto sviluppato di colore giallo-bruno

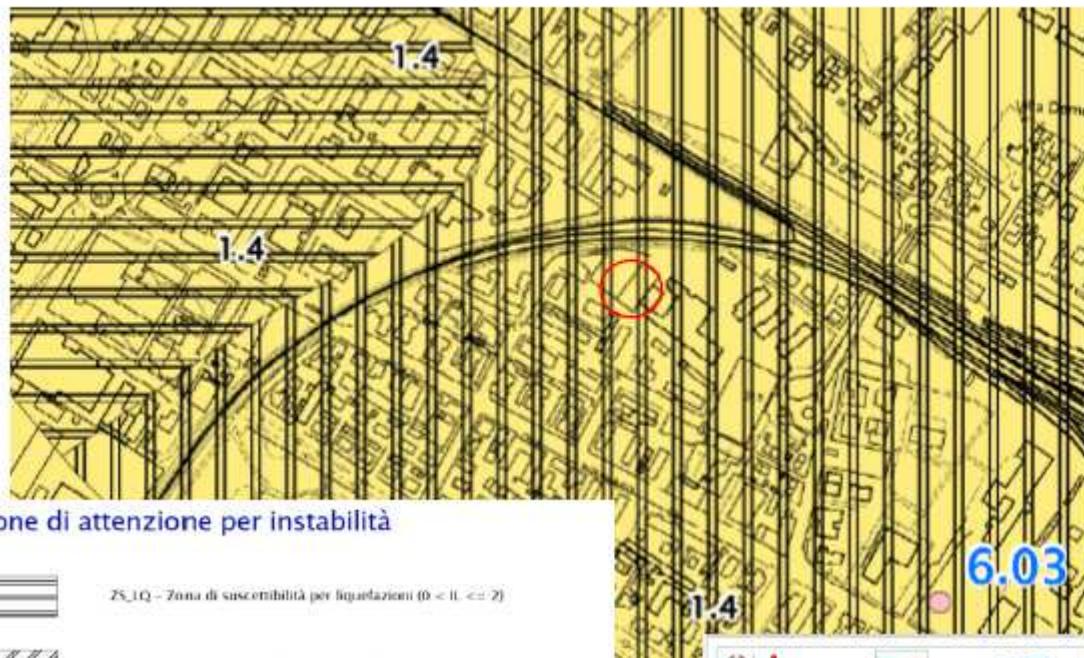
#### AES8a - unità di Modena

##### Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Ravenna - unità di Modena

Unità costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana delizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro

## 2.2. Microzonazione Sismica

In base alla microzonazione di terzo livello del comune di Faenza, si osserva che il sito ricade in una zona classificata in riferimento alla suscettibilità alla liquefazione con  $IL \geq 5$ .



**Zone di attenzione per instabilità**



ZS\_1Q – Zona di suscettibilità per liquetazioni ( $0 < IL <= 2$ )



ZS\_1Q – Zona di suscettibilità per liquetazioni ( $2 < IL <= 5$ )



ZS\_LQ – Zona di suscettibilità per liquefazioni ( $IL \geq 5$ )



ZR\_FR – Zona di rispetto per instabilità di versante



3080 Area suscettibile di cedimenti differenziali per tombamento di ex-cava

**Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali**



$Fa(PSA) = 1.3 - 1.2$



$Fa(PSA) = 1.3 - 1.4$



$Fa(PSA) = 1.5 - 1.6$



$Fa(PSA) = 1.7 - 1.8$



$Fa(PSA) = 1.9 - 2.0$



$Fa(PSA) = 2.1 - 2.2$



$Fa(PSA) = 2.3 - 2.4$



$Fa(PSA) < 2.5$



scala 1:10.000

**Regione Emilia-Romagna**  
**Comune di Faenza**



Tavola 6d)

Riferito	Indicazione sulla mappa	Oss.
Regione Emilia-Romagna Comune di Faenza	Indicazione della sezione di studio Carattere PDR: piano di protezione dell'ambiente Città: 2000/10/26/B/000 Città: 2000/10/26/B/000 Città: 2000/10/26/B/000	Indicazione della sezione di studio Carattere PDR: piano di protezione dell'ambiente Città: 2000/10/26/B/000 Città: 2000/10/26/B/000

Regione Emilia-Romagna  
Comune di Faenza

Indicazione sulla mappa

Oss.

### 2.3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per verificare le caratteristiche geomecaniche del terreno interessato al progetto, in considerazione del rilievo effettuato e dell'accessibilità dell'area, sono state realizzate n. 4 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocorno (CPTU). Inoltre, per periodo proprio di vibrazione del suolo è stata eseguita una misura MASW, associata ad una misura HVSR.

Infine, per la Vs30 si è fatto riferimento ad un profilo MASW eseguito dal Laboratorio Tecnologico Emiliano S.r.l. di Parma.

#### 2.3.1 Prova penetrometrica

Per le prove penetrometriche si è utilizzato un penetrometro con spinta di 30 tonnellate, montato su sottocarro (peso complessivo 5500 kg), dotato di punta elettrica costruita secondo la tipologia "Gouda" che ha permesso l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento.

La punta presenta dimensioni standard europee:

- Punta conica per la misura della resistenza alla punta con area pari a cmq 10 ed angolo di 60°;
- Manicotto per la misura dell'attrito laterale di cmq 150;
- Sensore inclinometrico per controllare la deviazione delle aste dalla verticale;
- Sensore di temperatura per correggere deriva dovuta al cambiamento di temperatura.

Dall'esame dei dati di lettura sono state costruite le curve che si riferiscono alla resistenza alla punta ( $Q_c$ ), alla resistenza all'attrito laterale ( $F_s$ ) le cui rappresentazioni grafiche vengono riportate nei diagrammi allegati.

Dall'indice di comportamento  $I_c$ , che è funzione di  $Q_c$  e  $F_s/Q_c$ , si è giunti alla classificazione dei terreni seguendo la metodologia suggerita dal Robertson in 1990 e utilizzando le metodologie suggerite dal tipo di indagine adottata (test penetrometrici) è stato possibile ricostruire le caratteristiche meccanico-fisiche di ciascuna porzione di terreno presa in considerazione, traducendo in termini meccanici i risultati penetrometrici seguendo criteri suggeriti dalla letteratura.

Per il parametro di consistenza dei terreni fini e di addensamento per quelli granulari si è seguita la classificazione di Elmi & Casadio, traducendo in termini di consistenza i risultati penetrometrici secondo il criterio esposto nelle sottostanti tabelle.

Dr (%)	Addensamento (Elmi e Casadio, 1995)	$\phi$	$Q_c$ (daN/cmq)	Consistenza (Elmi e Casadio, 1995)
-100	Metastabile		0	Fluida
5	Molto Sciolta	25-30	2	Fluido-plastica (Molto Soffice)
15	Sciolta	30-32	5	Molle-plastica (Soffice)
35	Mediamente Addensata	32-35	10	Plastica
65	Addensata	35-38	20	Solido-plastica (Duro)
85	Molto addensata	>38	30	Semi solida (Molto duro)
100			50	Solida (Durissimo)
			200	Solida (Durissimo)

<b>Unità A</b>	<i>Da 0.0 m a circa -0.6÷1.0 m dal piano di campagna.</i> terreni di alterazione superficiale di natura limoso sabbiosa argillosa
<b>Unità B</b>	<i>Da 0.6÷1.0 m a circa 16.6 m dal piano di campagna.</i> Alternanza tra sabbie, sabbie limose e limi argilosì, con assetto litostratigrafico lentiforme. I terreni sabbioso-limosi presentano un addensamento da addensato a medio a sciolto. Mentre i terreni limoso-argilosì presentano una consistenza da solido-plastica a plastica. Nello specifico si osserva una maggiore presenza di terreni sabbioso-limosi nella parte alta fina a circa -5÷6 m dal piano di campagna. Per la CPTU n.1 si osserva, almeno fino a -6.4 m dal piano di campagna, una maggiore presenza di terreni sabbioso-limosi rispetto alle altre prove.  Per i livelli sabbioso-limosi, i valori penetrometrici presentano valori medi compresi tra 3÷4 MPa e 5÷6 MPa, con medie massime attorno a 9÷10 MPa. Per i livelli limoso-argilosì, i valori penetrometrici presentano valori medi prevalentemente compresi tra 1.5÷1.7 MPa, con valori medi massimi attorno a 2.4÷2.7 MPa.
<b>Unità C</b>	<i>Da circa -16.6 m a circa -21.4÷22.2 m dal piano di campagna</i> Limi argillose ad argille limose a consistenza da plastica a solido-plastica. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 1.7÷1.9 MPa e 2.0÷2.2 MPa,
<b>Unità D</b>	<i>Da circa -21.4÷22.2 m a -22.5 m dal piano di campagna, massima profondità indagata.</i> da sabbie a ghiaie sabbiose della conoide del Fiume Lamone. Arresto dell'avanzamento per rifiuto penetrometrico. Valori penetrometrici rapidamente crescenti fino ad oltre 34 MPa.

Il livello della falda freatica della zona si attestava, misurato all'interno dei fori penetrometrici, alla data delle prove (27-03-2023), si attestava attorno a -3.6÷3.7 m e dal piano di campagna.

In generale, dal confronto tra la prova eseguita e altre di repertorio realizzate nella zona, si osserva che le caratteristiche areali litostratigrafiche del substrato dell'area di interesse risultano nel complesso omogenee, presentando un importante assetto lentiforme per i terreni di natura sabbioso-limosa, con variabilità litostratigrafica orizzontale.

## 5. CONCLUSIONI

La morfologia dell'area di interesse è pianeggiante e non presenta particolari degni di nota. Uno sguardo complessivo ai risultati delle prove effettuate evidenzia:

- Da 0.0 a -0.6÷1.0 m dal piano di campagna, terreni di alterazione superficiale di natura limoso sabbiosa argillosa.
- Da -0.6÷1.0 m a circa -16.6 m dal piano di campagna, alternanza tra sabbie, sabbie limose e limi argilosì, con assetto litostatografico lentiforme, molto variabile arealmente; i terreni sabbioso-limosi presentano un addensamento da addensato a medio a sciolto; mentre i terreni limoso-argilosì presentano una consistenza da solido-plastica a plastica; nello specifico si osserva una maggiore presenza di terreni sabbioso-limosi nella parte alta fino a circa -5÷6 m dal piano di campagna. Per la CPTU n.1 si osserva, almeno fino a -6.4 m dal piano di campagna, una maggiore presenza di terreni sabbioso-limosi rispetto alle altre prove.
- Da -16.6 m a -21.4÷22.2 m dal piano di campagna, limi argillose ad argille limose a consistenza da plastica a solido-plastica.
- Da circa -21.4÷22.2 m a -22.5 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, da sabbie a ghiaie sabbiose della conoide del Fiume Lamone. Arresto dell'avanzamento per rifiuto penetrometrico. Valori penetrometrici rapidamente crescenti fino ad oltre 34 MPa.

Il livello della falda freatica della zona si attestava, misurato all'interno dei fori penetrometrici, alla data delle prove (27-03-2023), si attestava attorno a -3.6÷3.7 m e dal piano di campagna.

In considerazione del livello della falda idrica dal piano di campagna e della sua potenziale risalita, dovranno essere predisposti gli opportuni accorgimenti atti ad impedire la risalita capillare lungo i muri del progettando fabbricato.

In funzione della tipologia prevista di opera in progetto e dei prevedibili carichi trasmessi, la tipologia di fondazioni superficiali a platea risultano idonee.. Si dovrà comunque valutare l'ammissibilità degli assestamenti differenziali post-sisma per la struttura in progetto

NTC – 17-01-2018

In base alla NTC 2018 il sito in esame è caratterizzato, considerando tempi di ritorno di 1424 anni, da accelerazione al bedrock sismico di  $a_{rr}=0.285g$  e da  $Vs30=256÷266$  m/s, quindi categoria di suolo C con fattore stratigrafico pari a  $Ss=1.26$ . Considerando che l'area presenta un fattore topografico pari ad uno, l'accelerazione massima alla superficie del sito in esame sarà pari

$$a_{max} = 0.359g.$$

Le misure dei microtremori hanno evidenziato frequenze significative per l'ingegneria nei confronti dei fenomeni di risonanza del substrato del sito in esame pari a

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
0.83÷1.11	1.2÷0.9

Il substrato del lotto in esame, considerando tempi di ritorno di 1424 anni, presenta pericolosità da molta bassa a bassa.

In riferimento al rischio di liquefazione, il progettista dovrà comunque valutare l'ammissibilità degli assestamenti differenziali post-sisma per la struttura in progetto, che risultano potenzialmente dell'ordine di 9÷10 cm allo SLV e di 3.6÷6.1 cm allo SLD.

Qualora tali potenziali assestamenti differenziali post-sisma non risultino ammissibili per la struttura in progetto, dovranno prevedersi opere di mitigazione della vulnerabilità, ovvero della pericolosità in riferimento ai fenomeni di potenziale assestamento post-sismico.

A livello indicativo si riportano le resistenze del terreno più cautelative, per gli SLU – GEO – stato limite di resistenza del terreno:

Ipotesi fondazione a platea con dimensioni equivalenti di 25x40 m e incastro terreno-fondazione di almeno 1.0 m			
Approccio 2 – condizioni dinamiche	$N_{im}=367 \text{ kPa}$	$Nd \leq$	$Rd = 204 \text{ [kPa]} \times B^*L$
Approccio 2 – scorrimento	$T_{im} = 30 \text{ kPa}$	$Ed \leq$	$Rd = 27 \text{ [kPa]} \times B^*L$
Approccio 2 – condizioni statiche	$N_{im}=536 \text{ kPa}$	$Nd \leq$	$Rd = 233 \text{ [kPa]} \times B^*L$

Si precisa che per la valutazione delle resistenze di progetto ( $Rd$ ) in condizioni dinamiche è stato applicato l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (Al-Kami & Budhu, 1993), considerando, come previsto dalla normativa, il valore del coefficiente a  $\gamma R=1,8$

Mentre le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei sedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle *deformazioni irreversibili* – SLE -, risultano

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i>	$N_k \leq$	$Cd = 60 \text{ [kPa]} \times B^*L$	<i>Ced. edometrici</i> CPTU 1 = 4.81 cm CPTU 2c = 4.78 cm CPTU 3 = 4.94 cm CPTU 4 = 4.50 cm
<i>Tipologia fondazioni: platea con dimensioni equivalenti di 25x40 m</i>			

Il progettista dovrà verificare le suddette resistenze del terreno in funzione delle risorse disponibili e delle peculiarità della struttura in progetto.

Per fondazioni a platea sarà sufficiente asportare il materiale della demolizione dell'esistente fabbricato e l'eventuale sottostante terreno alterato, eseguendo poi una sottofondazione con riporto di materiale inerte costipato a rifiuto fino al piano di posa della fondazione.

Risulta comunque utile all'atto esecutivo una estesa ispezione, da parte di personale tecnico competente, dello strato superiore di contatto fondazione-terreno per accettare l'idoneità del piano di posa della fondazione ai carichi previsti in progetto, ovvero la conformità del terreno di fondazione a quanto emerso in sede di rilievo geologico ed assunto a base dei calcoli.

### 5.1 Indicazioni, di carattere generale, esecutive e progettuali

Nell'esecuzione degli scavi per la realizzazione delle fondazioni dirette e degli scavi si dovranno adottare le seguenti cautele:

- controllare che il terreno messo a giorno dagli scavi di splateamento per la realizzazione dei piani di posa delle fondazioni risulti omogeneo (medesima consistenza, colorazione etc.). Si dovrà verificare l'uniformità del piano di posa al fine di escludere la presenza localizzata di eventuali disomogeneità ed attestare le fondazioni sul terreno sicuramente in posto e/o sostituire il terreno rammollito con materiale idoneo.
- Il getto della fondazione, ovvero la realizzazione della sottofondazione, dovrà essere eseguito tempestivamente appena completati gli scavi; qualora, a causa di eventuali interruzioni dovute al maltempo, dovesse essersi imbibito il terreno di appoggio, si dovrà provvedere all'asportazione della parte rammollita e sostituzione con materiale idoneo.
- Prima del getto della fondazione dovrà essere preventivamente pulito da detriti, acqua e fango la zona di contatto.
- Nel caso di dover effettuare riporti e/o rientri localizzati (attorno alle fondazioni) o estesi (ricariche generalizzate), questi dovranno essere realizzati a regola d'arte, con strati successivi di modesto spessore (25 \* 30 cm) di terreno compattato fino ad una densità pari al 95% di quella massima di compattazione individuata dalle prove di laboratorio (AASHO modificata); in alternativa è possibile effettuare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche mediante stabilizzazione a calce/cemento. Si deve considerare che riporti estesi determinano sedimenti e distorsioni aggiuntivi rispetto a quelli calcolati per il solo fabbricato.

- Nel caso di dover realizzare scavi e/o opere di sostegno degli scavi, le pareti dovranno essere permanentemente coperti con teli impermeabili, per il mantenimento delle condizioni di umidità naturale. Inoltre, il progettista dovrà valutare la sicurezza degli scavi e delle eventuali opere di sostegno, si in fase esecutiva che di esercizio.
- La regimazione delle acque corrive superficiali dovrà essere garantita e garantita la buona tenuta delle condotte interrate per la circolazione dei fluidi (fognature, impianti idrici).
- L'impermeabilità superficiale del piano di campagna: tale impermeabilità dovrà essere ottenuta mediante cotica vegetale erbosa, marciapiedi, contropendenze adeguate a ridosso del manufatto per l'allontanamento delle acque meteoriche.
- Particolare attenzione andrà posta alla piantumazione delle alberature di alto fusto ed idroesigenti che per via dell'evapotraspirazione potrebbero determinare il disseccamento del terreno, oltretutto reso impermeabile dalla costruzione, con possibile innesco di fenomeni di ritiro dei terreni e conseguenti assestamenti differenziali del fabbricato.

---

Marzo, 2023

## 6.3 – RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA “PERICOLOSITA’ SISMICA DI BASE” DEL SITO DI COSTRUZIONE

### 3. AZIONE SISMICA

#### 3.1. PERICOLOSITA’ SISMICA DEL SITO IN ESAME

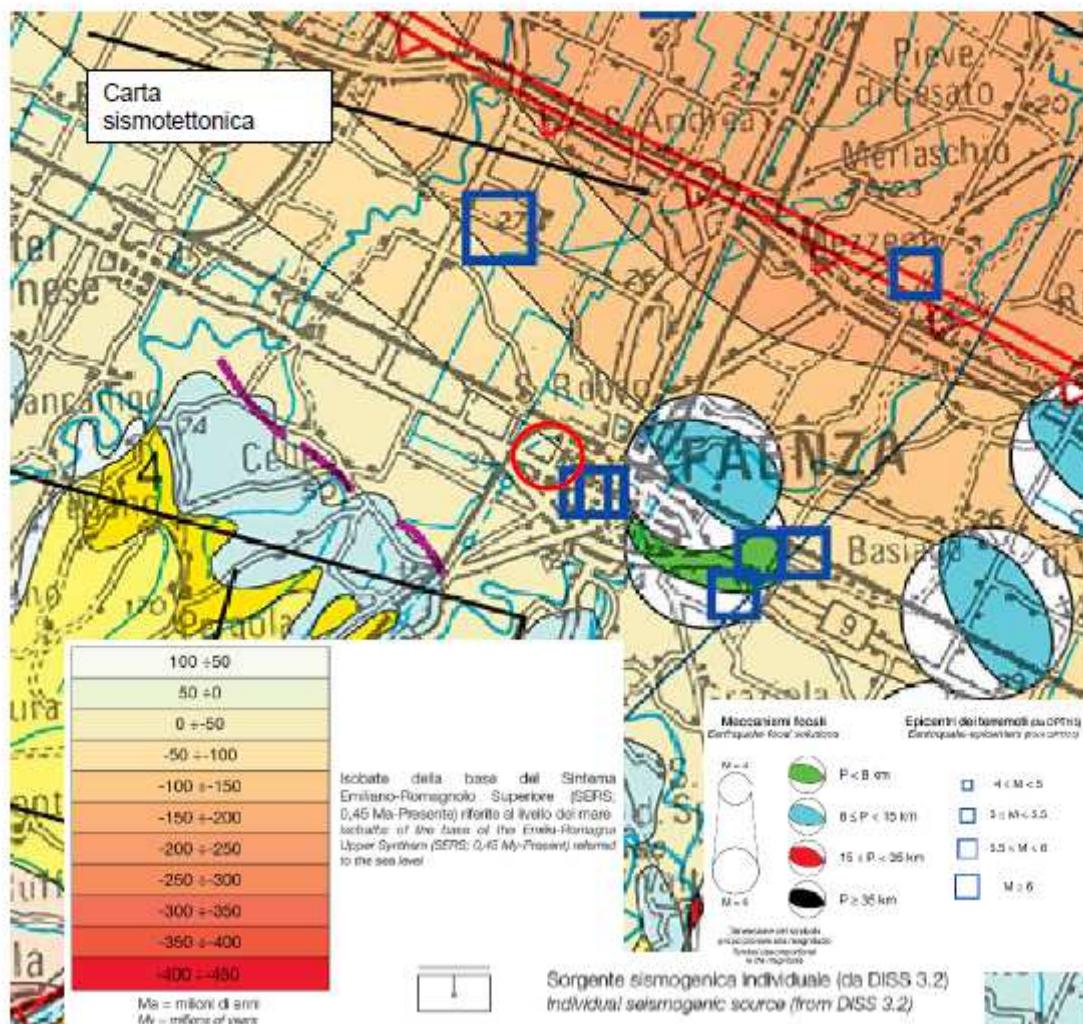
##### Carta sismotettonica

Dalla carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna, si osserva che in corrispondenza del sito di progetto la base del Sintema Emiliano-Romagnolo superiore, un riflettore sismostratigrafico, si trova alla profondità di circa 50 m sotto al livello del mare, quindi a circa 80-90 m sotto al piano di campagna. Ulteriormente, a Nord del sito in esame, in corrispondente dell'autostrada, si osserva una struttura sepolta corrispondente ad un sovrascorrimento.

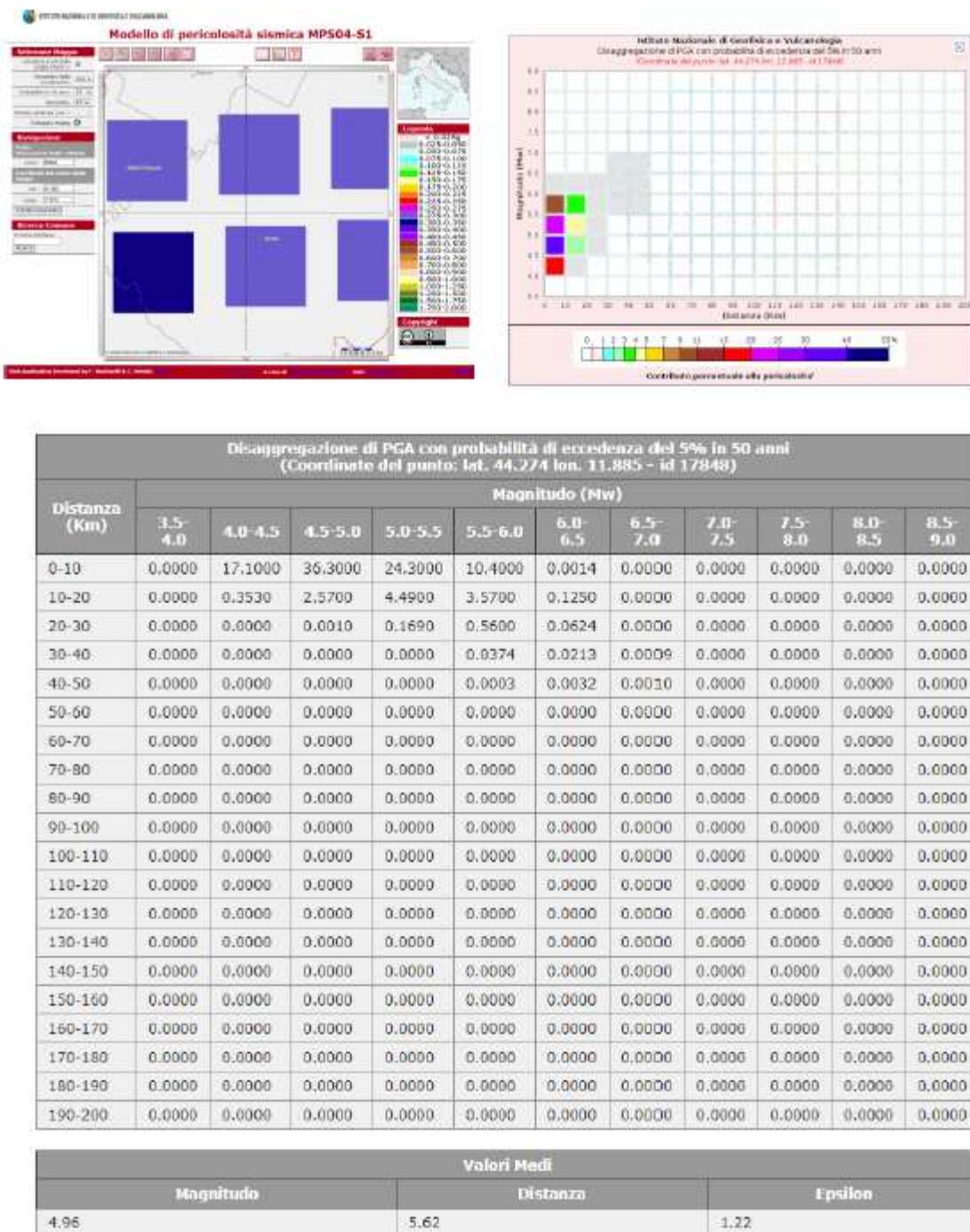
Gli epicentri dei sismi più prossimi al sito in esame evidenziano magnitudo  $5.5 < M < 6.0$ .

Il sito in esame, in base alla zonizzazione sismogenetica ZS9, il sito ricade all'interno della macrozona sismogenetica 912 che presenta una magnitudo massima  $Mw=6.14$ .

Dalla carta sismogenetica, si osserva che il sito in esame si trova subito a nord nella zona sismogenetica ITCS001– Castel San Pietro Terme - Meldola, la quale presenta una magnitudo momento massima  $Mw=6.5$ .



## Pericolosità sismica MPS04-S1



## Zone sismogenetiche

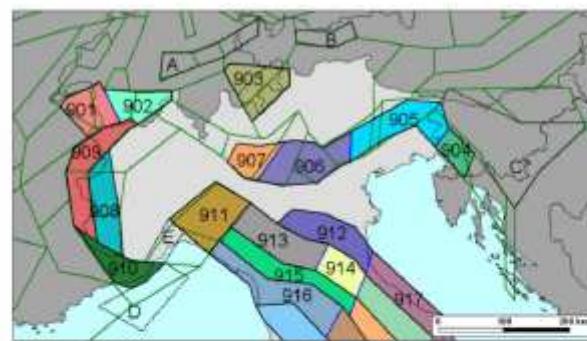
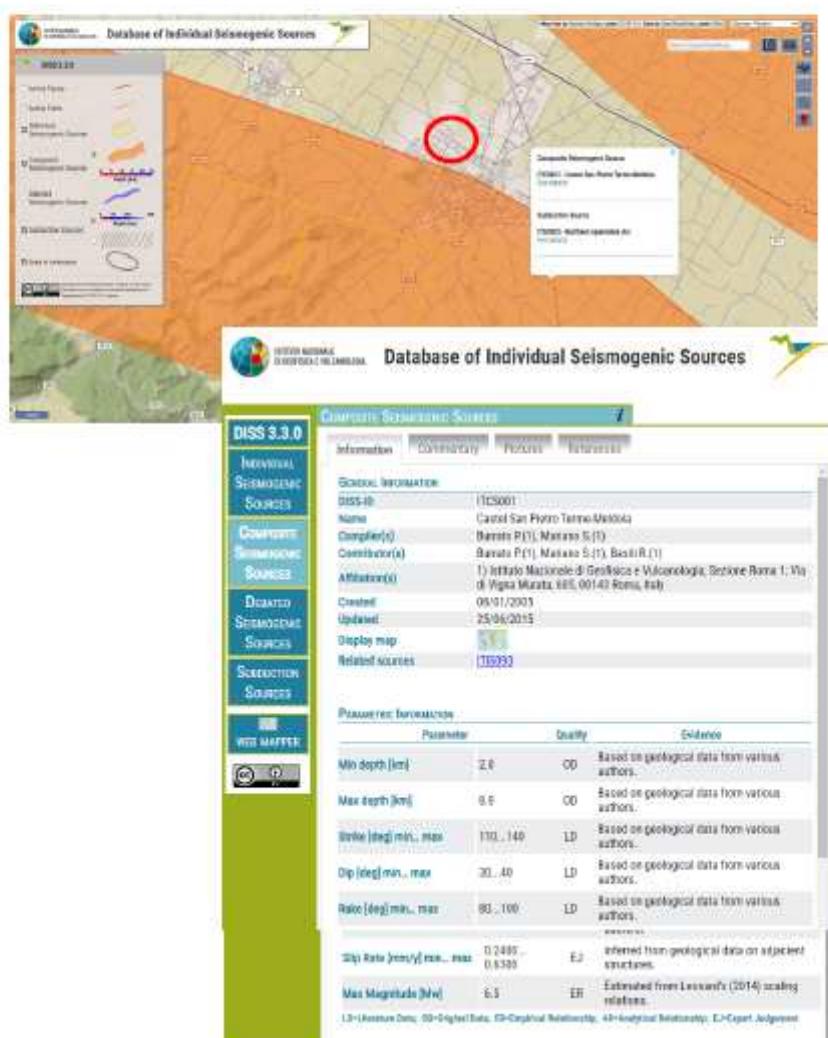


Figura 7 - Zonazione sismogenetica ZS9 per il Nord Italia (bordi in nero e blu) a confronto con la zonazione adottata dal progetto SESAME (bordi verdi, da Jiménez et al., 1991).



### **3.2. EFFETTI DI UN SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL'OPERA**

NTC – 17-01-2018

In base alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M del 17-01-2018 l'area, considerando Tipo di costruzione pari a 100 anni, classe d'uso 1.5, quindi tempi di ritorno di 1424 anni, presenta un'accelerazione al bedrock sismico di  $ag=0.285g$ .

Dalle misure di sismica passiva risulta che il sito di indagine è caratterizzato da  $Vs30= 156\div266$  m/s, quindi, il sito ricade in categoria C, con relativo coefficiente di amplificazione stratigrafico pari a  $S_s=1.26$ . Inoltre, essendo la morfologia del terreno pianeggiante, il coefficiente di amplificazione topografica risulta  $S_T=1.0$ .

Pertanto, l'accelerazione massima al suolo sarà pari a

$$ag_{max} = ag \cdot S_s \cdot S_T = 0.359g$$

(Vedi tabelle sotto riportate).

### **3.3. VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE**

Una sollecitazione sismica provoca una messa in accelerazione delle particelle del suolo che possono determinare liquefazione e/o modificazioni topografiche dell'area.

Inoltre, sono possibili assestamenti per riduzione di porosità. Ciò avviene in misura maggiore per quei terreni incoerenti poiché i granuli sottoposti a vibrazione perdono resistenza di attrito e quindi vengono favoriti fenomeni di scorrimento con assestamenti e rifluimenti, con possibili processi di liquefazione in caso di terreni saturi di acqua.

La coesione conserva invece la sua efficacia, indipendentemente dalla vibrazione; quindi, i terreni coerenti presentano, praticamente, inalterata la resistenza alle azioni taglienti rapide e con essi sono più rari cedimenti delle opere per assestamenti e rifluimenti generati da azioni dinamiche quali quelle sismiche.

Al fine di comprendere al meglio il possibile rischio a cui potranno essere soggette le future strutture in progetto relativamente alla pericolosità cosismica di liquefazione dei terreni del substrato del fabbricato in esame, si farà riferimento alla relazione che definisce il "Rischio".

Per la valutazione del Rischio si utilizza la seguente relazione.

$$R = PxVxE$$

Dove

R = rischio

P = pericolosità: probabilità di accadimento di un determinato evento di una certa intensità in un determinato sito e in un determinato momento.

V = vulnerabilità: capacità di un certo elemento strutturale e/o non strutturale di resistere a quel determinato evento.

E= elemento a rischio: valore dell'elemento strutturale e/o non strutturale.

#### **Suscettibilità**

La suscettibilità può essere definita come la propensione di una certa porzione di territorio a generare fenomeni di liquefazione, in occasione di un determinato sisma, in connessione con le proprie caratteristiche fisiche e alle condizioni geoambientali al contorno.

Nel caso specifico, per il sito in esame sono verificate le condizioni minime di base per definire il sito potenzialmente suscettibile di liquefazione.

Infatti, si riscontrano i seguenti elementi.

- nella successione litologica sono presenti orizzonti di argilla sabbiosa, limi sabbiosi, sabbie e sabbie limose ad una profondità inferiore ai 15÷20 m dal piano di campagna;
- la falda idrica presenta una profondità attorno a 1÷2 m dal piano di campagna;
- gli eventi sismici attesi hanno magnitudo maggiore di M>5.

Pertanto, si è proceduto all'analisi specifica della suscettibilità alla liquefazione del sito valutando l'indice del potenziale di liquefazione ( $I_L$ ) con il metodo di Iwasaki (1982), il cui valore si ricava dalla somma della serie armonica dei coefficienti di sicurezza alla liquefazione in funzione dello spessore dell'intervallo considerato.

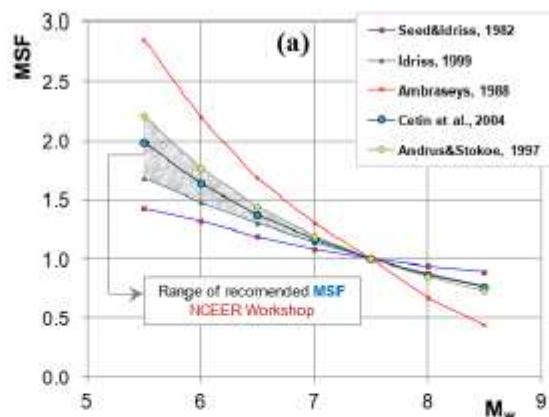
Per la verifica dei coefficienti di sicurezza alla liquefazione per ogni strato considerato si è fatto riferimento al metodo AGI 2006, Idriss e Boulanger (2014) e a quello di Robertson & Cabal (2009) che utilizzano una metodologia di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e alla sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

Per l'analisi del potenziale di liquefazione del substrato indagato è stato considerato un sisma di progetto con tempi di ritorno di 712 anni (SLV), accelerazione massima al suolo  $a/g=0.297$  e magnitudo momento pari a  $M_w=6.14$ , corrispondente al valore della macrozona sismogenetica di riferimento per il territorio in esame.

Per il valore di MFS (Magnitude Scaling Factor) si è fatto riferimento a quanto proposto da Idriss & Boulanger (2004)

$$4. MFS = 1 + (MSF \left[ 0.64 \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right]_{\max}) \\ MSF \left( \frac{q_{CLIQUE}}{180} \right)^2_{\max}$$

Tale valore risulta ricadere nella parte bassa del range raccomandato dalla NCEER, corrispondente alla curva di Seed&Idriss (1982), quindi conservativa rispetto alla verifica del potenziale di liquefazione.



Le suddette analisi, ipotizzando a favore della sicurezza una falda idrica a -2.5 m dal piano di campagna (nelle prove CPTU la falda idrica, alla data delle prove, 27-03-2023, si trovava a -3.6÷-3.7 m dal piano di campagna), considerando un diverso peso per gli strati sottili, con spessore inferiore al metro, compresi tra due strati non liquefacibili / coesivi, più difficilmente soggetti a liquefazione, hanno evidenziato il seguente indice del potenziale di liquefazione allo SLV.

**RIEPILOGO ANALISI DI LIQUEFAZIONE PER Tr =**

**1 424 ANNI**

	Profondità raggiunto (m)	Metodo AGI 2005		Metodo Robertson & Cabal 2009		Metodo Boulanger & Idriss 2014	
		Indice del potenziale di liquefazione IL	Cedimento atteso (mm)	Indice del potenziale di liquefazione IL	Cedimento atteso (mm) / totale	Indice del potenziale di liquefazione IL	Cedimento atteso (mm)
<b>CPTU 1</b>	senza correzione per strati sottili	22.50	14.6	28.9	10.7	23.8 / 24.7	17.0
			9.3	22.8	5.9	16.0 / 16.9	10.1
<b>CPTU 2</b>	senza correzione per strati sottili	22.40	8.0	29.1	5.3	15.5 / 16.5	10.0
			4.8	14.2	2.1	9.9 / 10.8	4.8
<b>CPTU 3</b>	senza correzione per strati sottili	22.30	8.9	21.0	6.0	17.7 / 18.6	10.8
			4.2	15.1	2.2	10.1 / 11.0	4.6
<b>CPTU 4</b>	senza correzione per strati sottili	22.00	7.7	18.8	5.1	15.2 / 16.1	9.8
			3.4	13.2	1.2	7.6 / 8.4	4.0
							14.6

Da quanto sopra, considerando le quattro prove e i tre diversi autori, risultano valori compresi tra un minimo di  $IL=1.2$  (CPTU n.4 Robertson & Cabal 2009) ed un massimo di  $IL=10.1$  (CPTU n.1 Boulanger & Idriss 2014), con un valore medio dell'indice di liquefazione  $IL_{medio}=4.7$ .

Pertanto, per il sito nel suo complesso, risulta una suscettibilità al fenomeno della liquefazione con potenziale moderato, in base alle classi proposte da Sonmez, 2003.

$IL = 0$	Non liquefacibile ( $F_L \geq 1.2$ )
$0 < IL \leq 2$	Potenziale basso
$2 < IL \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < IL \leq 15$	Potenziale alto
$15 < IL$	Potenziale molto alto

#### Pericolosità

Con il metodo proposto da Facciorusso & Vannucchi (2009) è poi stata definita la pericolosità della liquefazione del deposito in esame, considerando sempre un diverso peso per gli strati sottili. Ovviamente nei grafici si riporta anche la suddivisione delle categorie di suscettività come indicato da Facciorusso per i diversi valori dell'Indice del potenziale di liquefazione.

Si evidenzia che la procedura proposta dai suddetti autori è basata sull' "approccio bayesiano" e, utilizzando il teorema della probabilità totale, consente di associare ad ogni valore del fattore di sicurezza calcolato con il metodo deterministico,  $FSL$ , un valore di probabilità di inizio liquefazione,  $PL$  ("Bayesian mapping function"). Tale funzione, con riferimento al metodo proposto da Robertson e Wride (1998) assume la forma (Juang et al. 2002):

$$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FSL}{A}\right)^B}$$

Dove  $A=1$  e  $B=3.3$ .

Quindi, valutando la probabilità, cioè la pericolosità, con il suddetto metodo, si ottiene la seguente probabilità, in una scala 0-100%

<b>Prova penetrometria</b>	<b>ppbl%</b>	<b>AGI 2006</b> <b>Giudizio di pericolosità</b>	<b>Boulanger &amp; Idriss (2014)</b> <b>Giudizio di pericolosità</b>
CPTU 1	24	Liquefazione improbabile	26
CPTU 2c	13	Non liquefazione quasi certa	14
CPTU 3	13	Non liquefazione quasi certa	13
CPTU 4	14	Non liquefazione quasi certa	15

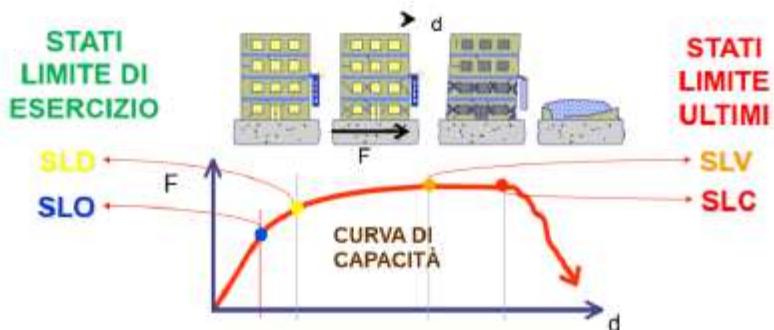
Come si può osservare, in generale per il sito in esame risulta un giudizio di pericolosità molto basso da "Non liquefazione quasi certa" a "Liquefazione improbabile"

Tra le prove eseguite, la CPTU n.1 presenta un relativo rischio di liquefazione maggiore rispetto alle altre prove.

#### Vulnerabilità: effetti della liquefazione

In questo caso si deve esaminare quale tipo di danno potenziale è possibile che occorra a seguito di quel determinato evento sul fabbricato in esame e sui suoi occupanti (vulnerabilità).

Considerando nello specifico le condizioni allo SLV, la costruzione potrà subire gravi danni a seguito di un sisma di progetto con tempi di ritorno di 712 anni, ma in ogni caso dovrà essere garantita l'incolumità degli occupanti che dovranno poter evacuare in sicurezza la struttura.



Rif: EERI, Earthquake Engineering Research Institute

Al fine di valutare i possibili effetti sulle fondazioni e sulla struttura del fabbricato in esame, sottostante si riportano i tre principali fenomeni inclusi nel termine liquefazione e i possibili effetti in superficie, tratto dalle slide presentate da G. Vannucchi, 2013.

**Fenomeni inclusi nel termine liquefazione:****Liquefazione ciclica**

Condizioni: Assenza di sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico (superficie piane e orizzontali, assenza di carichi in superficie)

Manifestazioni: crateri e vulcanelli di sabbia, fessure, ondulazioni e sedimenti del piano campagna

Danneggiamenti: assenti (vulnerabilità ed esposizione nulle o trascurabili)

Per il terremoto della pianura padana-emiliana: fenomeni di liquefazione ciclica diffusissimi e molto estesi

**Mobilità ciclica**

Condizioni: Sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico **inferiori** alla resistenza al taglio dopo il terremoto

Manifestazioni: deformazioni permanenti limitate, spostamenti laterali, sedimenti assoluti e differenziali, smottamenti

Danneggiamenti: da modesti a gravi a strutture, infrastrutture e sotto-servizi

Per il terremoto della pianura padana-emiliana: fenomeni di mobilità ciclica diffusi

**Fluidificazione**

Condizioni: Sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico **superiori** alla resistenza al taglio dopo il terremoto

Manifestazioni: grandi deformazioni permanenti, collassi di fondazioni e opere di sostegno, frane

Danneggiamenti: gravissimi

Per il terremoto della pianura padana-emiliana: fenomeni di fluidificazione assenti (per fortuna!!!)

Da quanto sopra riportato, si osserva che il fenomeno della liquefazione decisamente più devastante e con i maggiori effetti superficiali risulta quello della fluidificazione.

Per la verifica della fluidificazione è stato utilizzato il parametro di stato  $\psi$ , che valuta il comportamento contraente o dilatante degli strati sabbiosi. Intervalli con comportamento contraente ( $\psi > -0.05$ ) saranno soggetti ad un rapido incremento delle pressioni interstiziali con annullamento della resistenza di taglio ( $\tau$ ) e conseguente innesco del fenomeno della fluidificazione.

Mentre intervalli con comportamento dilatante ( $\psi < -0.05$ ), durante le azioni sismiche saranno meno soggetti all'aumento delle pressioni interstiziali e non si verificherà la perdita della resistenza al taglio ( $\tau$ ). In tali condizioni si manifesteranno unicamente fenomeni di liquefazione ciclica o mobilità ciclica, le cui manifestazioni post-sisma si limiteranno ai sedimenti.

Il complesso dei depositi sabbiosi indagati non risulta potenzialmente fluidificabile, il valore di stato per tutti i depositi sabbiosi risulta sempre  $\psi < -0.05$ , quindi sedimenti potenzialmente non fluidificabili.

Pertanto, per il caso in esame, gli unici effetti che si potranno avere saranno quelli indotti dagli assestamenti del terreno post-sisma, dovuti alla dissipazione delle pressioni interstiziali generate dalle azioni del sisma.

Come osservabile dalle soprastanti tabelle, allo SLV risultano attesi sedimenti massimi dell'ordine di 7-8 cm fino ad un massimo di 24-25 cm considerando sia i depositi granulari sia quelli fini. Tali sedimenti risultano sostanzialmente compatibili, con la struttura in progetto, sismicamente adeguata alle NTC2018, risultando comunque possibile l'evacuazione degli occupanti, ottemperando quindi a quanto dettato dalle NTC2018 in riferimento agli Stati Limite della Vita, come evidenziato anche dalla sotto riportata tabella dei sedimenti ammissibili (Sowers, 1962) che ammette sedimenti dell'ordine di 30-60 cm per la possibile evacuazione degli occupanti, quindi molto superiori a quelli prevedibili post-sisma per il sito in esame.

*Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)*

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
Cedimento massimo	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
$\rho_{\max}$ (cm)	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiere, silos	7,5÷30

Si osserva comunque che la prova CPTU n.1 presenta i cedimenti post-sisma maggiori, considerando i tre autori, risultano compresi tra 17 cm e 24 cm.

Mentre la CPTU n. 4 presenta i minori cedimenti post-sisma, considerando i tre autori, risulta compresa tra 8 cm e 14 cm. Pertanto, il potenziale assestamento differenziale post-sisma, confrontando i diversi cedimenti di uno stesso autore, risulterà dell'ordine di 9÷10 cm, valore che ne dovrà essere valutato l'ammissibilità allo SLV da parte dei progettisti.

#### Vulnerabilità allo SLD

Allo SLD, la normativa al §3.2.1 delle NTC2018 definisce le prestazioni della costruzione nel suo complesso: "a seguito del terremoto la costruzione nel sul complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature."

Le verifiche condotte allo SLD hanno evidenziato IL=0÷1.2 e cedimenti post-sisma dell'ordine di 1.2÷9.6 cm per i terreni granulari e attorno a 1 cm per i terreni fini.

Confrontando quanto proposto dal singolo autore, risultano potenziali assestamenti differenziali tra le prove dell'ordine di 3.6÷6.1 cm.

I progettisti dovranno valutare l'ammissibilità per la struttura in progetto dei suddetti potenziali assestamenti differenziali allo SLD.

Per limitare eventuali problemi dovuti a possibili cedimenti post-sismici si realizzerà una platea di spessore 45 cm che presenta una rigidità piuttosto elevata e in grado di assorbire eventuali abbassamenti locali. Tale soluzione permette di garantire un eventuale cedimento, limitato e uniforme senza compromettere la funzionalità e l'operatività dell'edificio. In caso i cedimenti dovessero ritenersi eccessivi si potrà operare con sistemi di sollevamento (tipo martinetti) per risollevar rigidamente la struttura. Per quanto riguarda gli impianti si avrà cura di posare giunti elastici e collegamenti non rigidi al fine di poter tollerare e assorbire eventuali spostamenti.