

Committente:



PROVINCIA
DI REGGIO EMILIA



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

PROVINCIA REGGIO EMILIA SERVIZIO UNITA' SPECIALE PER L'EDILIZIA E LA SISMICA

Corso Garibaldi, 59 - 42121 Reggio Emilia

Il dirigente del Servizio: Ing. Azzio Gatti

Responsabile Unico del Procedimento: Arch. Ilaria Martini

Oggetto:

AMPLIAMENTO DELL'ISTITUTO SUPERIORE "C. CATTANEO"

in Via Impastato 3 - CASTELNOVO NE' MONTI (RE)



Fase:

PROGETTO DEFINITIVO

Progettista Incaricato:

Ing. Giuseppe Herman



Team di Progettazione:

Progetto Architettonico

ARCH **AP** ROGETTI
STUDIO ASSOCIATO

Arch. Marco Valli - Ing. Chiara Benassi

Progetto Strutturale

Ing. Giuseppe Herman

Coordinatore Sicurezza in
Fase di Progettazione

Ing. Giuseppe Herman

Progetto Impianti
Meccanici



P. Ind. Sergio Cantoni

Progetto Impianti
Elettrici



P. Ind. Claudio Villa

Progetto Antincendio

Arch. Mauro Iotti

Progetto Acustico



Ing. Emanuele Morlini
Ing. Luca Parmeggiani

Elaborato:

02.1 - ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL
PROGETTO STRUTTURALE

D.ST 01

Scala:

Data:

Giugno 2022

Agg.:

REV. 02

ELENCO DEGLI ELABORATI COSTITUTIVI DEL PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

(ai sensi della DGR 1373 del 26 settembre 2011)

1. PROGETTO ARCHITETTONICO

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Appendici:

Appendice 1 - Analisi dei carichi

2.2 ELABORATO DI CALCOLO AUTOMATICO E VERIFICHE MANUALI

(Analisi Dinamica Lineare)

- Verifiche per Azioni Verticali fondamentali, pesi propri, variabili e neve (NON SISMICHE) e Verifiche per Azioni Orizzontali Sismiche (SISMICHE)
- Verifiche manuali Solai latero-cementizi
- Verifica fuori piano pareti laterizie di tamponamento

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI STRUTTURALI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Tav. 4.1 PROGETTO STRUTTURALE – Piante e Sezione

5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

6. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

(A firma Geologo Dott. Roberto Farioli)

6.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno, Verifiche Geotecniche di Capacità Portante e Scorrimento degli elementi di Fondazione

6.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione

Considerazioni contenute all'interno dell'Allegato 2.1 pt. d)

7. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Solamente per edifici esistenti, non pertinente nel caso in esame, in quanto trattasi di nuova costruzione.

8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Solamente per edifici esistenti, non pertinente nel caso in esame, in quanto trattasi di nuova costruzione.

9. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Solamente per edifici esistenti, non pertinente nel caso in esame, in quanto trattasi di nuova costruzione.

2.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

PREMESSA

L'intervento riguarda la costruzione di un nuovo fabbricato ad uso scolastico, in ampliamento rispetto all'edificio scolastico principale esistente denominato Istituto di Istruzione Superiore C. Cattaneo - A. Dall'Aglio di Castelnovo ne' Monti, in via Matilde di Canossa n. 3, nel Comune di Castelnovo ne' Monti per conto della Provincia di Reggio Emilia.

Schematicamente si illustreranno le caratteristiche dell'intervento, che dal punto di vista strutturale costituisce una nuova costruzione di n.1 Unità Strutturale. Rispetto all'edificio esistente sarà presente un giunto sismico anti martellamento, con ampiezza calcolata secondo la normativa vigente, in funzione degli spostamenti, garantirà il comportamento autonomo in campo sismico-dinamico.

La nuova costruzione, da realizzarsi nell'attuale area cortiliva dell'edificio esistente, prevede una serie di pareti in c.a. parzialmente interrato, con berlinese a presidio degli scavi realizzata con macro e micro pali, a cui la parete sarà collegata dal cordolo alla testa. La quota del collegamento sarà coincidente con il piano terra dell'edificio esistente.

a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito 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;

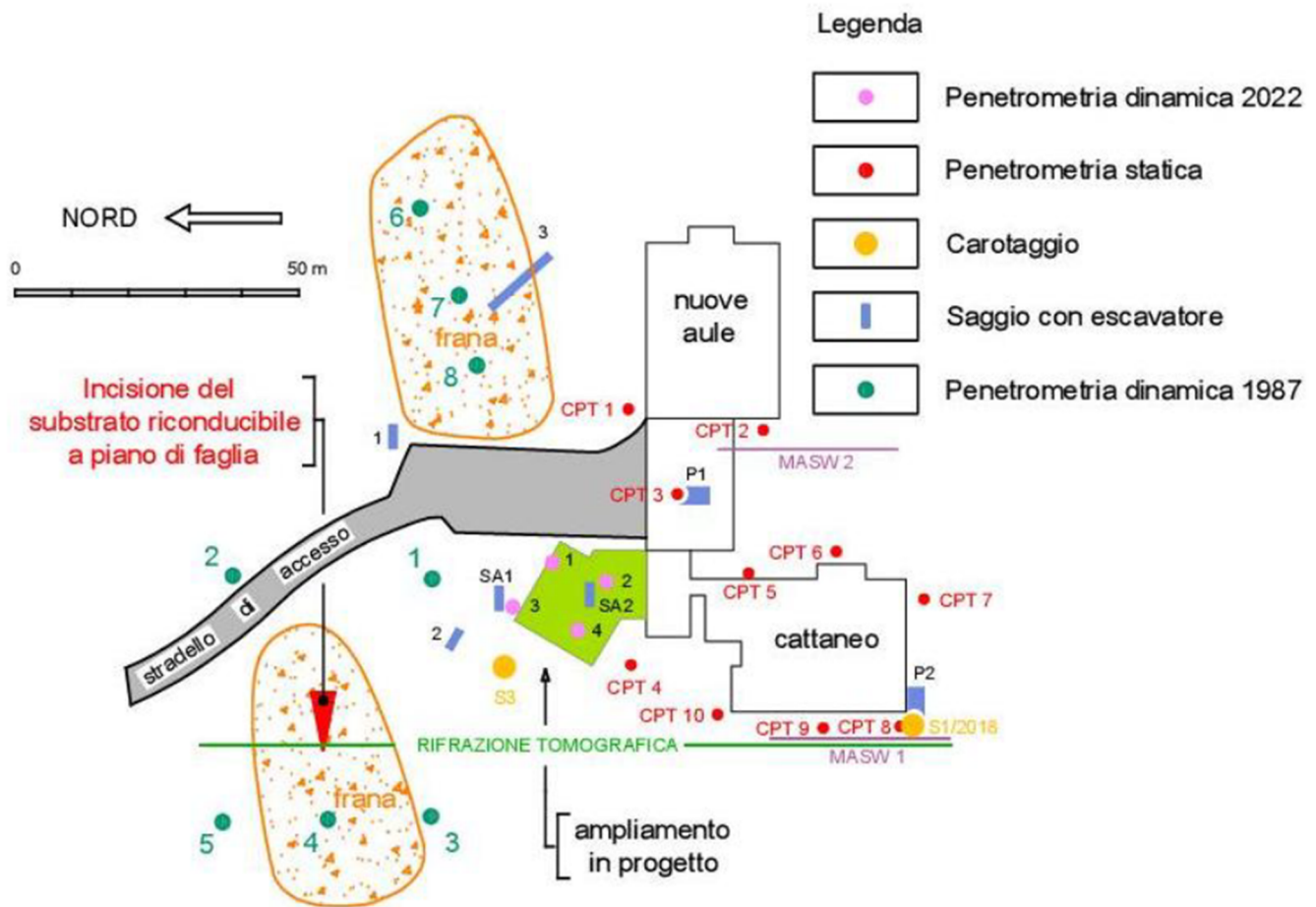
Dalla Relazione Geologica prodotta dal Geologo Dott. Roberto Farioli nel dicembre 2018 si evince come il sito, ubicato a circa 700 m s.l.m., si colloca su zona sub-pianeggiante ascrivibile all'interno della categoria topografica T1. Lo stesso Geologo ha prodotto, nel 2022, una nuova Relazione Geologica ed uno studio di risposta sismica locale.

La caratterizzazione geologica e geomorfologica del sito è avvenuta tramite rilievo di superficie, integrato dall'esame della bibliografia e dalle conoscenze geologiche generali dell'area in studio derivanti dalla pratica professionale.



Immagine da satellite Localizzazione Intervento

Per la costruzione del modello geotecnico si è fatto riferimento alle prove penetrometriche statiche e carotaggi che hanno caratterizzato in modo esaustivo il substrato.

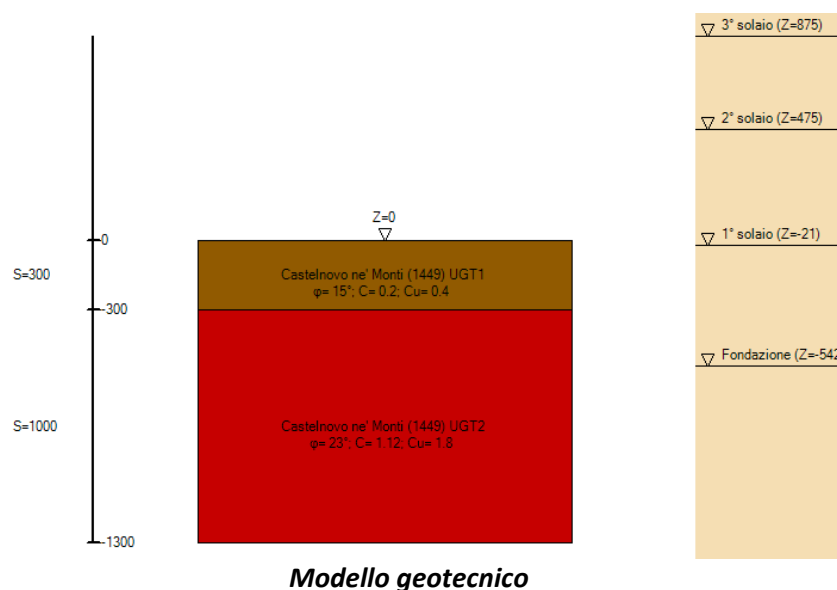


Il modello geologico, dopo un primo strato di riporto antropico superficiale, è quindi costituito dalle seguenti unità geotecniche:

- UGT 1: marne argillose plasticizzate (spessore mt. 3,00);
- UGT 2: marne argillose grigie compatte;

La falda non è stata rilevata nelle verticali indagate.

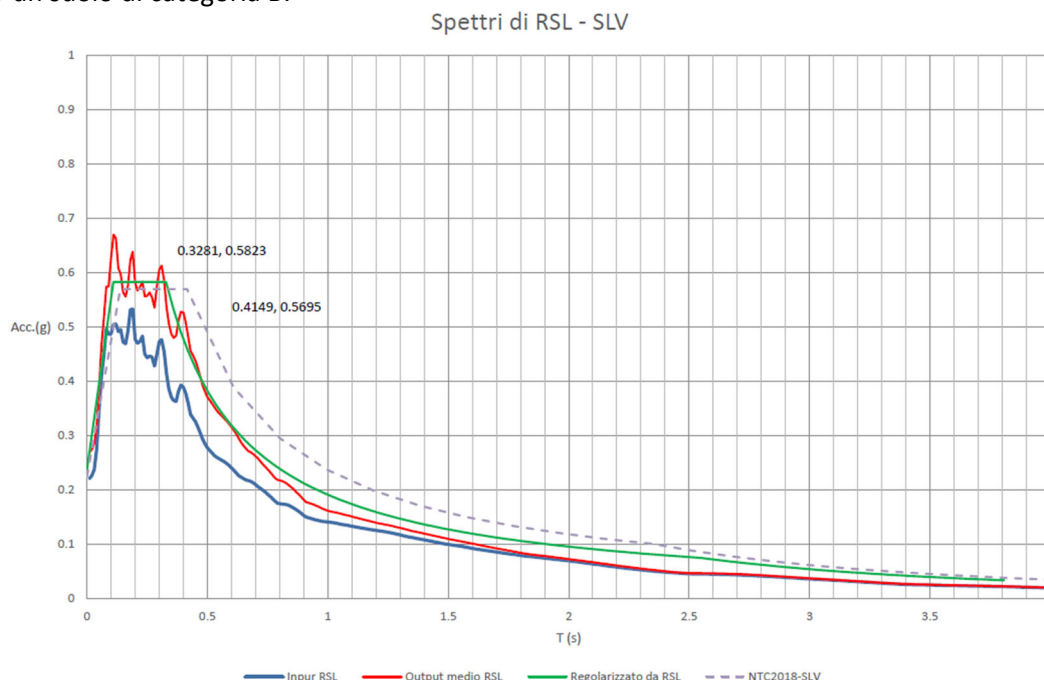
Il terreno di fondazione all'interno dell'area di intervento è contraddistinto dal seguente modello geotecnico:



Per la classificazione del suolo dal punto di vista sismico le prove (indagine MASW) hanno fornito la velocità media delle onde sismiche pari $V_{s30}=496$ m/s che definiscono un **suolo di tipo B**.

Il fabbricato sorge su una zona p pianeggiante per cui sono da escludere particolari effetti stratigrafici dovuti alla pendenza dei piani fondali.

Lo studio di risposta sismica locale ha dato i risultati riportati nella figura successiva, con spettri delle pseudo accelerazioni espresse in g. Con linea tratteggiata è riportato lo spettro derivato dall'approccio semplificato delle NTC 2018, per un suolo di categoria B.



Si riportano quindi le considerazioni del Geologo in merito, a pag. 22 della relazione, che si condividono: *“Come si vede, il tratto piano dello spettro RSL sovrasta di poco quello dello spettro ricavato con approccio semplificato, confermando, nella sostanza, la congruità di quest’ultimo.*

Pertanto non è detto che il rigore matematico e la correttezza del risultato vadano di pari passo nel campo della geotecnica-sismica, tante e tali sono le alee che riserva la modellazione del suolo, ancorché l’approccio sia “rigoroso” come quello impiegato”.

Le fondazioni, in accordo con quanto previsto dalla relazione geologica, saranno superficiali, costituite da un reticolo di travi in c.a. aventi sezioni a T rovescia, con sezione resistente pari a 1 m, impostate a -5,5 m dal piano di campagna con aggiunta di strato variabile (min. 10 cm) di calcestruzzo magro per arrivare al substrato dotato di sufficienti caratteristiche di resistenza e incompressibilità, previa verifica dell’effettiva omogeneità del terreno alla quota del piano di posa.

Tali argomentazioni sono state trattate in modo più approfondito all’interno della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica All. 6.2, a cui si rimanda per informazioni più dettagliate.

b) descrizione generale della struttura 4, 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;

(4) Costruzioni in calcestruzzo in opera o prefabbricate, acciaio, composte, muratura ordinaria, muratura armata, costruzioni in legno, strutture isolate e strutture con altri materiali innovativi.

Il corpo di fabbrica si presenta con sviluppo planimetrico inscritto in un rettangolo con lati pari a 20,3 e 22,8m metri, con sviluppo altimetrico su 3 livelli (piano interrato, primo e secondo) contenente le funzioni scolastiche.

Dal punto di vista strutturale l’intervento consiste nella costruzione di un corpo di fabbrica con struttura portante e sismo-resistente di tipo intelaiato in c.a. con travi e pilastri gettati in opera.

Le fondazioni, in funzione delle risultanze delle indagini geognostiche effettuate dal Geologo Dott. Roberto Farioli, saranno di tipo nastriforme con travi a T rovesce in c.a.

Saranno presenti alcune porzioni semi-interrate i cui scavi saranno protetti da berlinesi di macro e micro pali, collegate alla testa alle pareti in c.a. per mezzo del cordolo.

Gli orizzontamenti, (il primo ed il secondo praticabili, e la copertura piana) saranno costituiti da solai del tipo latero-cementizio con soletta collaborante.

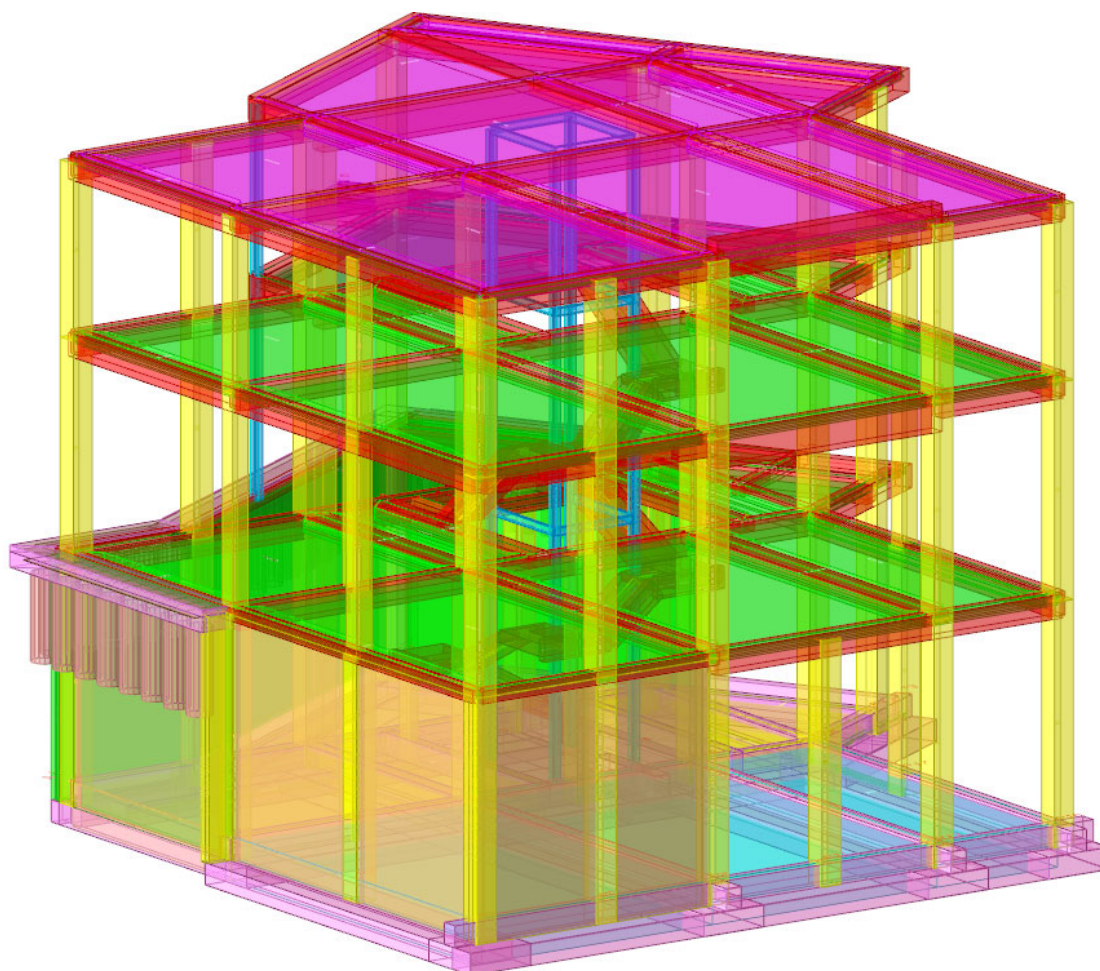
Lo sviluppo altimetrico vede quindi un piano semi-interrato e terra con altezza media pari a circa 5m, ed un piano primo di circa 4m.

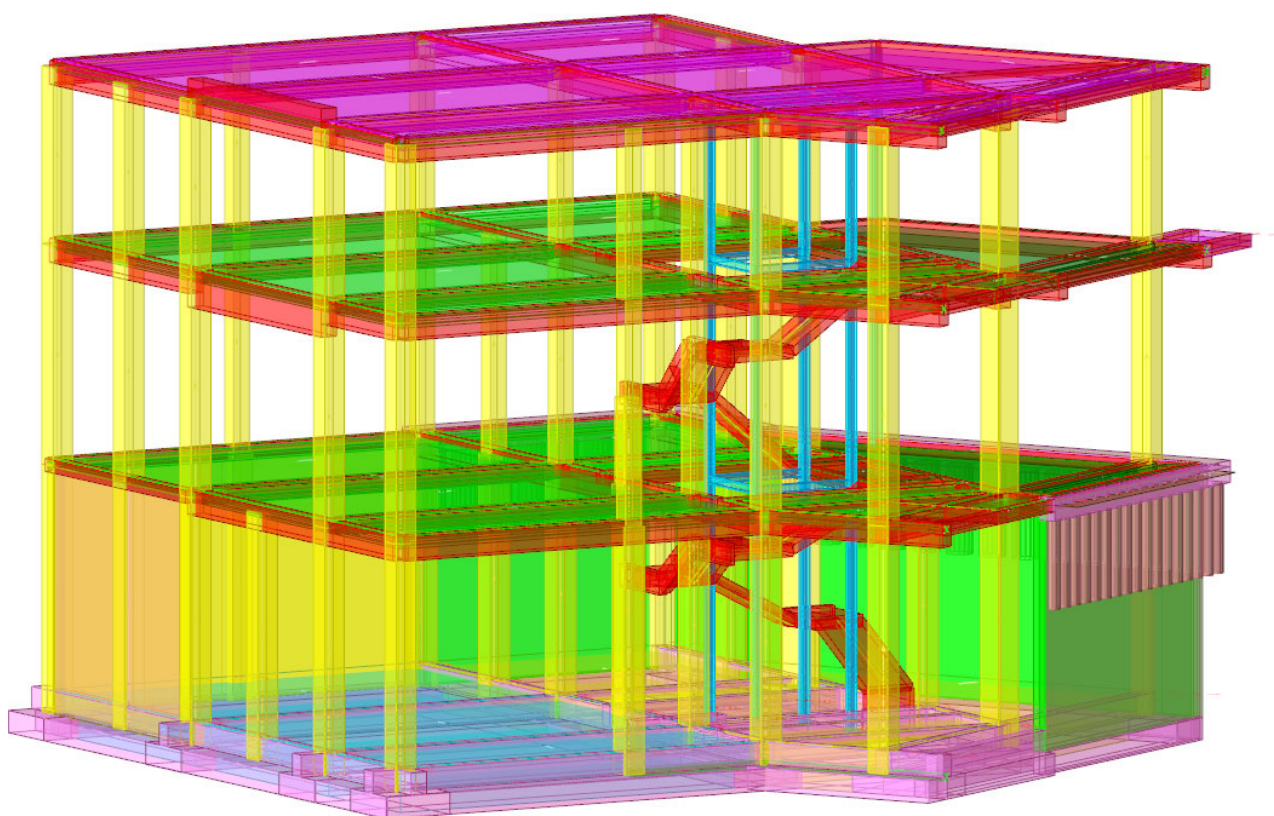
Il nuovo manufatto sarà giuntato rispetto all'edificio principale esistente con ampiezze crescenti con l'altezza in modo da garantire un comportamento autonomo delle US in campo sismico-dinamico, rispetto all'edificio esistente.

Poiché il Comune di Castelnovo Ne' Monti risulta classificato a media sismicità ed inserito in "zona 2", il progetto delle opere risulta essere conforme alle "Norme tecniche per le costruzioni" ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 "N.T.C.", con particolare riferimento alla normativa sismica, trattandosi di tipologia d'intervento di nuova costruzione.

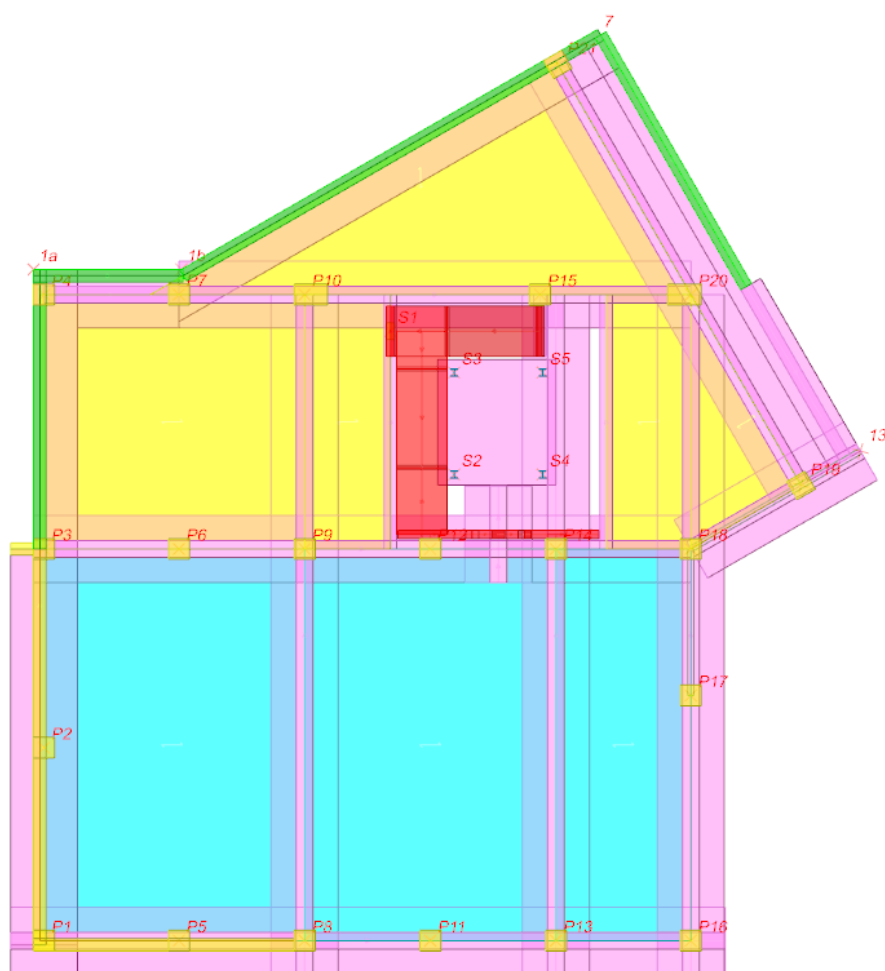
La tipologia della costruzione, di tipo ordinario, rientra nelle opere con classe d'uso III e vita nominale $V_N = 50$ anni, il periodo di riferimento sarà quindi pari a $V_R = 75$ anni.

Per quanto riguarda i requisiti di resistenza al fuoco le strutture portanti sono calcolate per una resistenza R_{60} come indicato nella documentazione allegata al parere favorevole rilasciato dal Comando Provinciale dei Vigili del fuoco, le sezioni in c.a. rispondono ai requisiti previsti per il carico d'incendio ai sensi del D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni, P. 3.6.1 Incendio e D.M. 16/02/2007, ed al D.M. 16/02/2007 Allegato D - Modalità per la classificazione in base a confronti con tabelle.

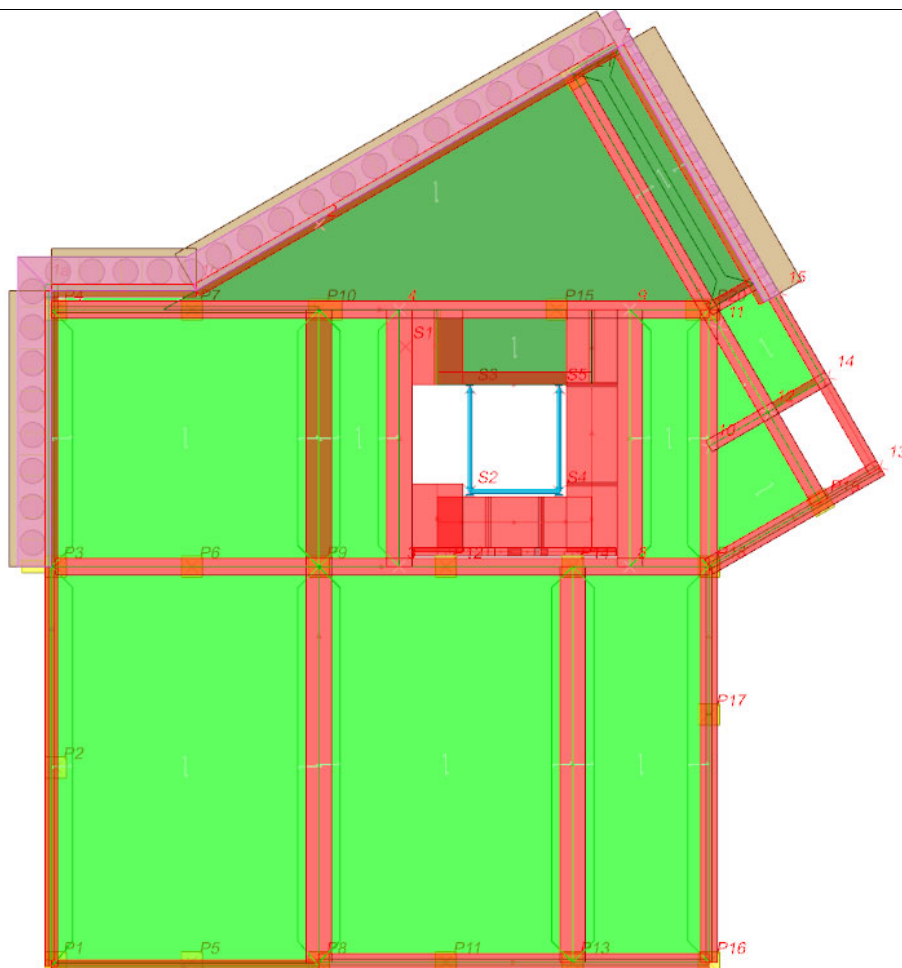




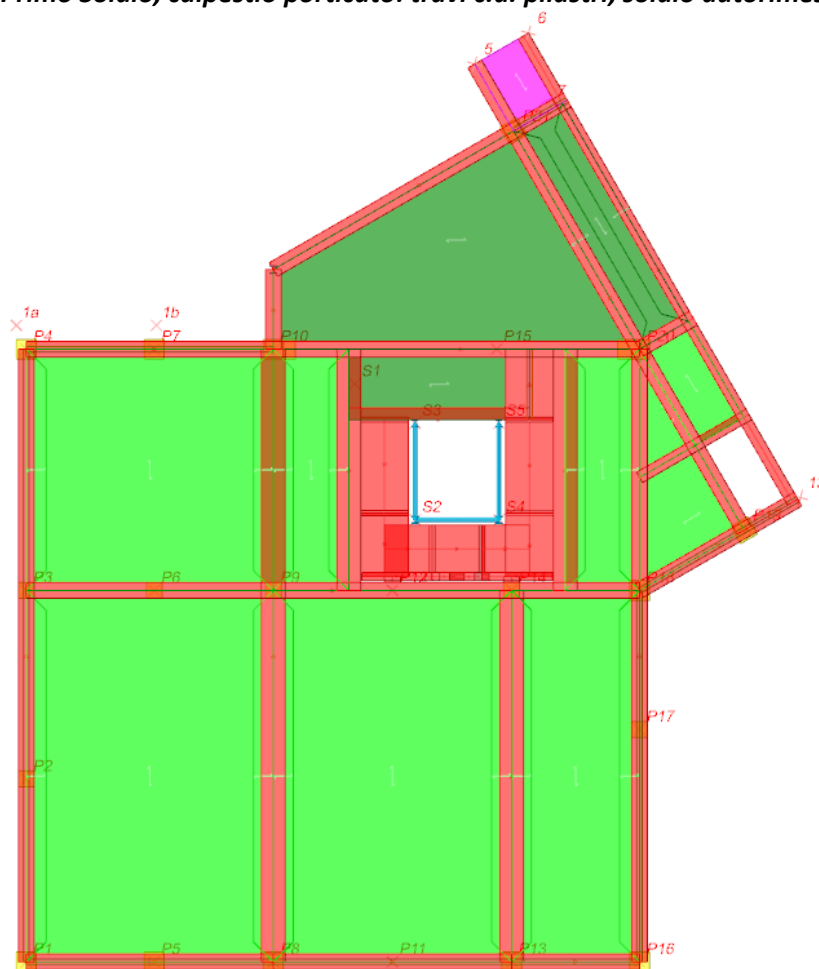
Schema 3D



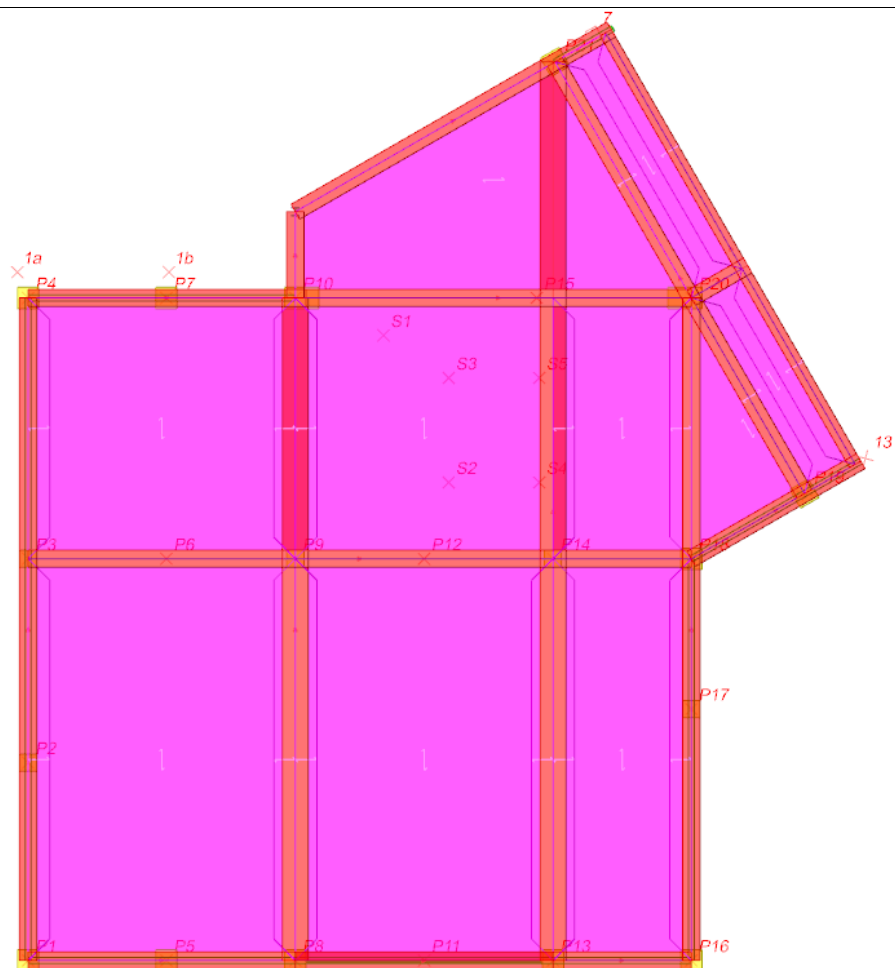
Schema Livello 0 - Fondazioni e Tronco elementi verticali a PT (Pareti e Pilastri in c.a.)



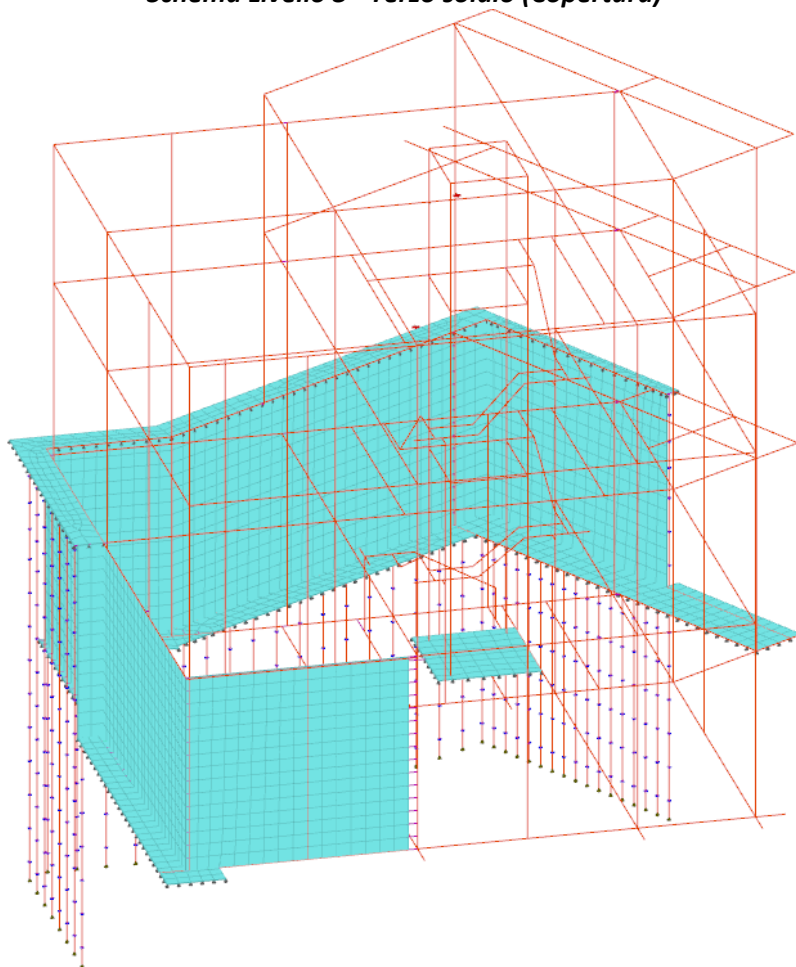
Schema Livello 1 - Primo Solaio, calpestio porticato: travi c.a. pilastri, solaio autorimessa e soletta portico



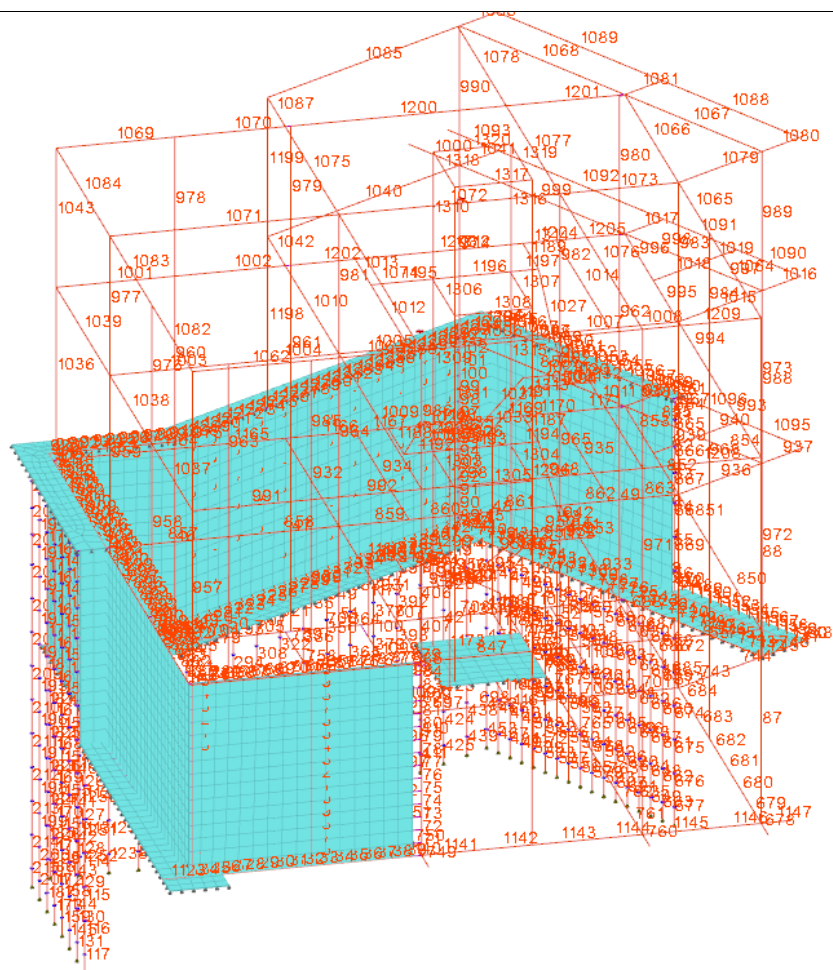
Schema Livello 2 - Secondo Solaio



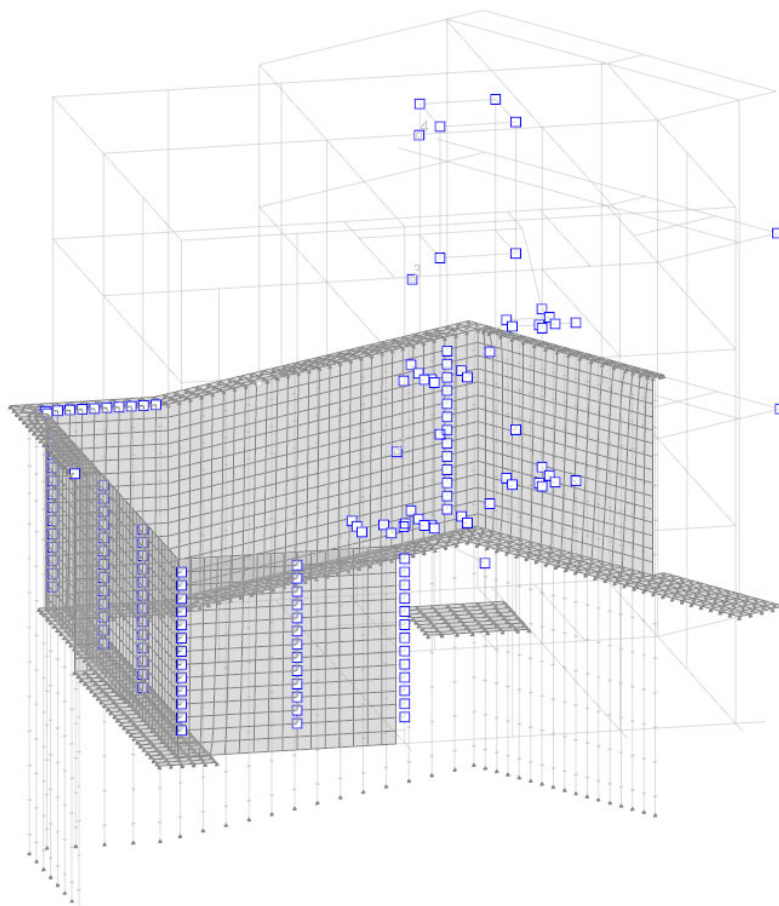
Schema Livello 3 - Terzo solaio (Copertura)



Vista tridimensionale Modello ad Elementi Finiti (F.E.M.)



Vista tridimensionale Modello ad Elementi Finiti (F.E.M.) - numerazione aste



Posizionamento ai nodi delle Masse

Non sono presenti particolari vincoli imposti dal progetto architettonico, che si integra in modo congruo con le strutture portanti.

c) normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;

Il Comune di Castelnovo ne' Monti risulta classificato in Zona 2 corrispondente a media sismicità, il progetto e la verifica delle opere verrà eseguito utilizzando le "Norme tecniche per le costruzioni" ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 "N.T.C." e Circolare esplicativa n. 7 del 21 Gennaio 2019 del vigente decreto, con particolare riferimento al cap. 7 "Progettazione per azioni sismiche".

Per la verifica dell'ancoraggio delle barre longitudinali nei nodi in c.a. (o generalmente all'aderenza nei risvolti delle armature) si è fatto riferimento all'EC8 UNI EN 1998-1: 2005 p.t. 5.6.2 e alla pubblicazione Progettare in cls armato di Renè Walther e Manfred Miehlsbradt. Per la verifica di eventuali collegamenti/ancoraggi post-installati (non presenti nel caso in esame), con tipologia chimici, avvitabili o meccanici, nei getti delle travate/pilastrate in c.a. si fa riferimento alla normativa ETAG, Technical Report TR029.

Per quanto riguarda la verifica dei nodi trave pilastri si è fatto riferimento al D.M. 17 gennaio 2018 "N.T.C." capitolo 7.4.4.3.

La tipologia d'intervento è di nuova costruzione di n.1 unità strutturale.

d) definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale - V_N , classe d'uso, periodo di riferimento - V_R , categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali;

Il quadro normativo di riferimento per la definizione dell'azione sismica di base del sito è valutato a partire dagli spettri di risposta definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018 NTC, che fornisce i parametri di definizione in base alla distanza tra il sito di costruzione ed i vertici del reticolo di geo-riferimento.

Dal punto di vista sismico il Comune di Castelnovo ne' Monti è appartenente in Zona 2 corrispondente a media sismicità, secondo l'O.P.C.M. 3274 del 2003, mentre i parametri richiesti dal D.M. 17/01/18 per quanto riguarda la definizione degli spettri di risposta, per i vari stati limite considerati nelle verifiche del fabbricato sono:

$V_N = 50$ anni = Vita nominale.

$C_U =$ classe III = Classe d'uso.

$V_R = V_N * C_U = 75$ anni = Periodo di Riferimento.

Latitudine ED50 = **44,4327°** ; Longitudine ED50 = **10,4063°**

Tipo di costruzione		2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari			
Vn	Default (50)				
Classe d'uso	III				
Località: Reggio Nell'emilia, Castelnovo Ne' Monti, Castelnuovo Ne' Monti		Dettagli...			
Latitudine ED50 44,4327° (44° 25' 58")					
Longitudine ED50 10,4063° (10° 24' 23")					
Altitudine s.l.m. 698,82 m					
Vr	Default (75)				
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,0688)	Default (2,468)	Default (0,258)
SLD	Default (63)	75	Default (0,085)	Default (2,47)	Default (0,268)
SLV	Default (10)	712	Default (0,1871)	Default (2,534)	Default (0,296)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,232)	Default (2,555)	Default (0,309)

Per la caratterizzazione sismica si è fatto riferimento alle indagini e alle prove allegate alla relazione geologica dalle quali è emersa una Categoria di Sottosuolo Tipo B.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

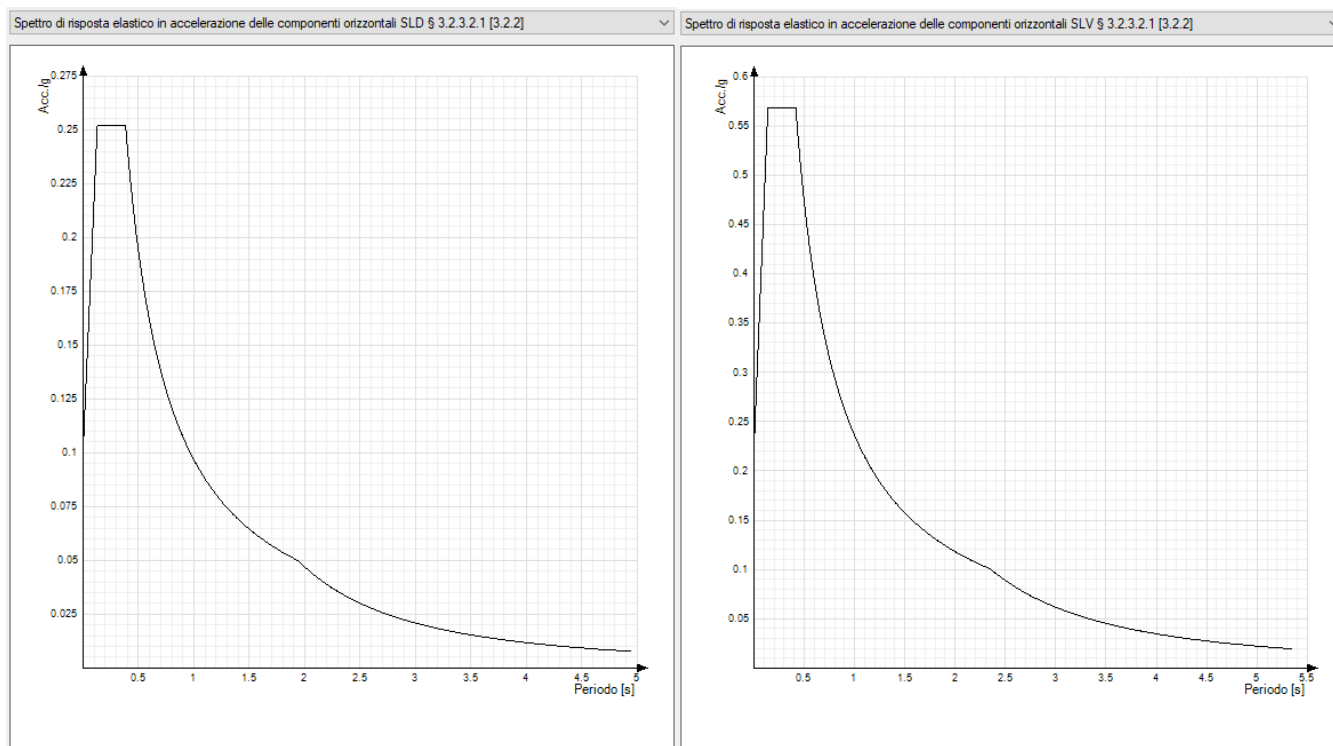
Come condizione topografica al contorno la zona si presenta con bassa pendenza, per cui è stata considerata una categoria topografica T1 corrispondente a $S_T = 1,0$.

Come indicato nella relazione geologica il coefficiente di amplificazione stratigrafica è stato considerato secondo gli spettri da norma, corrispondenti ai valori: $S_{S,SLV} = 1,20$; $S_{S,SLD} = 1,20$.

Non vengono denunciati altri possibili effetti amplificativi dell'azione sismica in quanto, dalle caratteristiche tipiche dei suoli della zona, sono esclusi fenomeni di liquefazione o presenza di cavità, pertanto si riporta la tabella riassuntiva dei valori di amplificazione topografica S_T e stratigrafica S_S , nei diversi stati limite indagati:

Categoria del suolo		B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto ad	
SLO		SLD	
Ss orizzontale SLO	Default (1.2)	Ss orizzontale SLD	Default (1.2)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.124)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.128)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.372)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.384)
Td orizzontale SLO	s Default (1.875)	Td orizzontale SLD	s Default (1.94)
SLV		SLC	
Ss orizzontale SLV	Default (1.2)	Ss orizzontale SLC	Default (1.1629)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.138)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.143)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.415)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.429)
Td orizzontale SLV	s Default (2.348)	Td orizzontale SLC	s Default (2.528)
Verticale			
Ss verticale		Ss verticale	Default (1)
Tb verticale		Tb verticale	s Default (0.05)
Tc verticale		Tc verticale	s Default (0.15)
Td verticale		Td verticale	s Default (1)
Categoria topografica		T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione	
St		Default (1)	

Sulla base dei suddetti parametri è possibile definire lo spettro di risposta elastico in direzione orizzontale, per il sito, per le combinazioni SLD (a sinistra) e SLV (a destra); la congruità di questi spettri è stata confermata dall'analisi della risposta sismica locale compiuta dal Geologo dott. Roberto Farioli, con spettri della RSL e della Normativa sostanzialmente sovrapponibili.



L'azione sismica verticale non è stata considerata in quanto non ricorrono le condizioni di cui al pt. 7.2.2.

e) descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati;

La struttura in elevazione del fabbricato in calcestruzzo armato in opera, sarà protetto dall'ambiente esterno mediante isolamenti e materiali di finitura, sono state considerate le seguenti indicazioni secondo la EN 206:

CLASSE	AMBIENTE	TIPO DI STRUTTURA	NUMERO DI SOTTOCLASSI
XO	Nessun rischio di corrosione (interni di edifici con U.R. molto bassa)	Non armata e armata	1
XC	Corrosione delle armature promossa dalla carbonatazione	Armata	4
XD	Corrosione delle armature promossa dai cloruri esclusi quelli presenti in acqua di mare	Armata	3
XS	Corrosione delle armature promossa dai cloruri dell'acqua di mare	Armata	3
XF	Degrado del calcestruzzo per cicli di gelo-disgelo	Non armata e armata	4
XA	Attacco chimico del calcestruzzo (incluso quello promosso dall'acqua di mare)	Non armata e armata	3

Tabella 1 - Classi di esposizione secondo la EN 206

CLASSE	AMBIENTE	ESEMPI DI STRUTTURE CHE SI TROVANO NELLA CLASSE DI ESPOSIZIONE	MAX A/C	R _{ck} * MIN.	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XC1	Asciutto	<ul style="list-style-type: none"> Interni di edifici con U.R. molto bassa 	0.65	25	260
XC2	Bagnato raramente asciutto	<ul style="list-style-type: none"> Strutture idrauliche Fondazioni e strutture interrato 	0.60	30	280
XC3	Moderatamente umido	<ul style="list-style-type: none"> Interni di edifici con umidità relativa moderata/alta Strutture esterne protette dal contatto diretto con la pioggia 	0.55	37	280
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	<ul style="list-style-type: none"> Strutture esterne esposte all'acqua piovana 	0.50	37	300

Tabella 2 - Classe di esposizione XC Corrosione delle armature promossa dalla carbonatazione

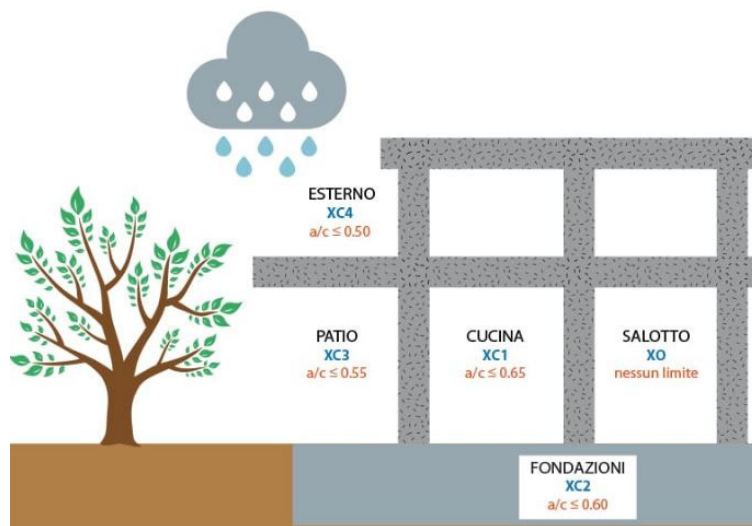


Fig. 1 - Schematizzazione delle classi di esposizione XO ed XC in una costruzione.

Seguendo le suddette indicazioni si è quindi assegnata una classe di esposizione corrispondente alla XC2 per gli elementi di fondazione (travi e piastre), compreso le pareti dello scatolare in c.a., ed XC1 per le strutture in elevazione (pilastri e travi) in quanto protetti da guaine e/o rivestimenti.

Conseguentemente il copriferro nominale di progetto, da indicare obbligatoriamente sui grafici di progetto, è dato da:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{dove:}$$

c_{nom} = valore nominale di progetto

c_{min} = valore minimo del copriferro

Δc_{dev} = la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro

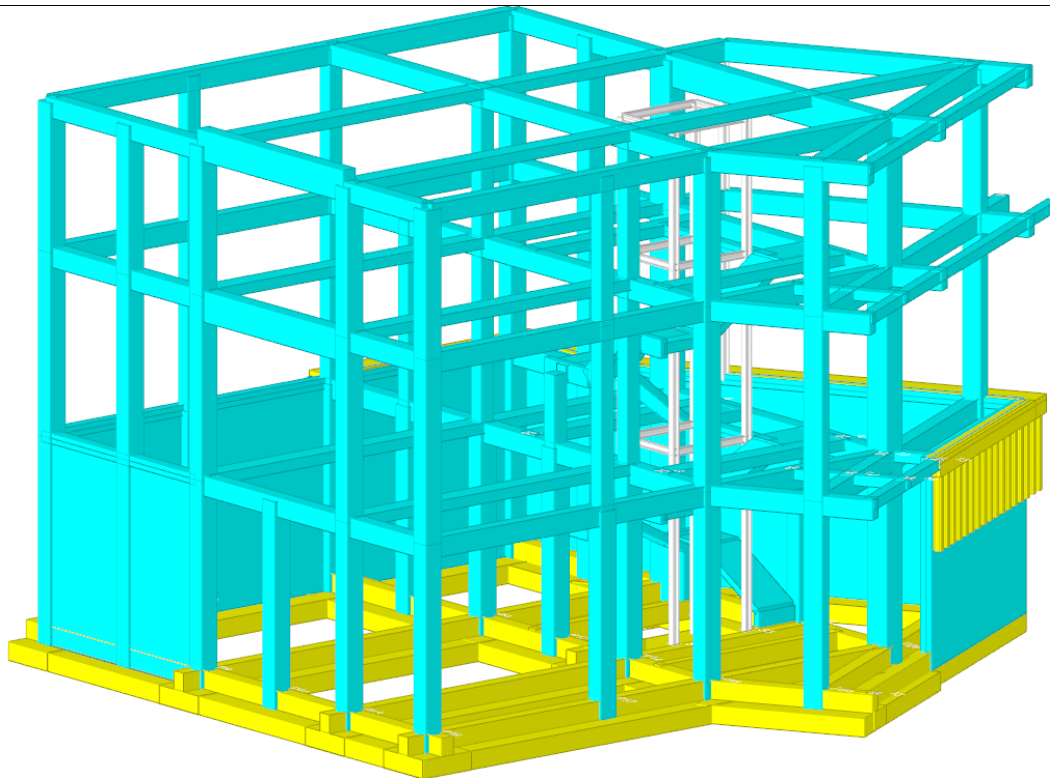
Il valore della tolleranza di esecuzione Δc_{dev} , è assunto di norma pari a 10 mm, ma nel caso in esame saranno previsti controlli di qualità in cantiere che comportano la misura dei copriferri, sarà quindi possibile assumere $\Delta c_{dev}=5$ mm.

Le dimensioni minima da assumere per il copriferro in relazione alle condizioni ambientali ($c_{min,dur}$), sono funzione della classe strutturale e della classe ambientale e si ricavano dalla tabella 4.4N dell'Eurocodice 2. La classe strutturale da prendere normalmente a riferimento per gli edifici è la S4 (vita media di progetto della struttura 50 anni):

Tab. 4.4 N - Copriferro minimo richiesto (mm)							
Classe strutturale	Classi di esposizione ambientale in accordo con il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

A partire dalla classe strutturale di progetto della struttura, per il dimensionamento del copriferro minimo può farsi riferimento ad altre classi strutturali qualora sussistano le condizioni riportate nella tabella 4.3N.

Tab. 4.3N - Classe Strutturale							
Criteri	Classi di esposizione ambientale in accordo con il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita di progetto di 100 anni	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2
Classe di resistenza	$\geq C30/37$ Riduci classe di 1	$\geq C30/37$ Riduci classe di 1	$\geq C35/40$ Riduci classe di 1	$\geq C40/50$ Riduci classe di 1	$\geq C40/50$ Riduci classe di 1	$\geq C40/50$ Riduci classe di 1	$\geq C45/55$ Riduci classe di 1
Parti strutturali con geometria a piastra	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1
Speciali controlli di qualità sui calcestruzzi	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1



Classi di Esposizione

Seguendo le indicazioni precedentemente descritte, tutte le strutture in c.a. sono state considerate con calcestruzzo tipo:

C28/35 [R_{ck} 350 daN/cm²]

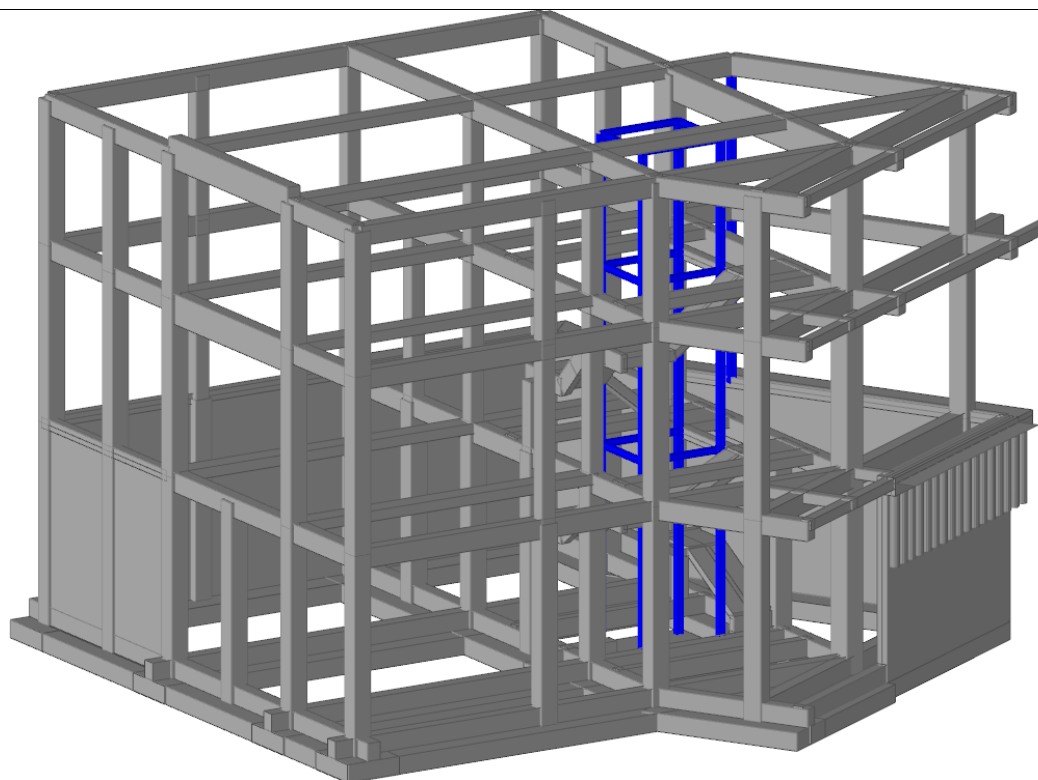
Descrizione	C28/35	Rck	daN/cm ²	350
E	daN/cm ²	325881.08	Massimo diametro inerte	cm
G	daN/cm ²	Default (148127.76)	Curva Saenz (25 punti)	Modifica
v		0.10	D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
Y	daN/cm ²	0.002500	Livello di conoscenza	
α	°C ⁻¹	0.000010	Nuovo	

Reagenza a compressione		<input type="checkbox"/> Reagenza a trazione	
E Compressione	daN/cm ²	E Trazione	daN/cm ²
Incrudimento Compressione	0.00100000	Incrudimento trazione	0.00100000
ε elastico a compressione	-0.0020000	ε elastico a trazione	0.0000609
σ Compr.Snerv.	daN/cm ²	ε ultimo a trazione	0.0000670
σ Compr.Snerv.	-290.5		
ε ultimo a compressione	-0.0035000		

	ε	σ
1	-0.00703	-2.29094
2	-0.00352	-1.14547
3	-0.0035	-290.98882
4	-0.002	-290.5
5	-0.0019	-290.15966
6	-0.0018	-289.06842
7	-0.0017	-287.11255
8	-0.0016	-284.16713
9	-0.0015	-280.09641
10	-0.0014	-274.75105

I copriferri saranno sufficienti a garantire i limiti prestazionali richiesti, in relazione alla vita utile nominale dell'opera, sia per le staffe sia per le armature correnti longitudinali, ed in particolare per:

- Fondazioni: c = 25-50 mm come da particolari esecutivi (presenza di magrone sottostante C12/15);
- Strutture in elevazione: c = 25 mm come da particolari esecutivi.



Materiali

Si rimanda alla relazione sui materiali ed agli elaborati grafici strutturali per ulteriori specifiche.

f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità - CD, regolarità in pianta ed in alzato, tipologia strutturale ⁽⁵⁾, fattore di struttura - q e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati;

(5) Strutture a telaio, a pareti, miste telaio-pareti, deformabili tors., a pendolo inverso, a pannelli, ecc.

L'analisi statica per azioni gravitazionali prevede una modellazione con amplificazione delle azioni variabili combinate con i pesi propri G_1 e permanenti portati G_2 , con i coefficienti moltiplicativi previsti dalla tab. 2.6.I per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) secondo l'Approccio 2, colonna A1 da cui $\gamma_{G1} = 1,0 \div 1,3$; $\gamma_{G2} = 0,0 \div 1,5$; $\gamma_{Qi} = 0,0 \div 1,5$.

Nel caso in esame è stata eseguita una attenta valutazione dei carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati), compiutamente definiti nell'Analisi dei Carichi allegata al progetto depositato, pertanto sono quindi stati adottati per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti, per cui $\gamma_{G2} = \gamma_{G2} = 1,0 \div 1,3$.

Sono state quindi condotte combinazioni delle azioni come indicato al p.t. 2.5.3 "NTC 18" considerando le seguenti famiglie di combinazioni:

4 Famiglie di Combinazioni di carattere statico per azioni gravitazionali:

SLE - Combinazione per gli stati limite di esercizio, rara, frequente, quasi permanente.

SLU - Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi;

L'analisi Sismica Lineare Dinamica con fattore di struttura q ha consentito di schematizzare le azioni di piano e quelle associate ai nodi trave-pilastro in cui si sono localizzate le masse corrispondenti.

Sono state considerate 4 Famiglie di Combinazioni di carattere dinamico per azioni sismiche:

SLO - Combinazione per gli stati limite di esercizio connessi all'azione sismica di operatività.

SLD - Combinazione per gli stati limite di esercizio connessi all'azione sismica di danno.

SLV - Combinazione per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica di salvaguardia della vita.

SLV_f - Combinazione per gli stati limite ultimi del terreno connessi all'azione sismica.

MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE E SCHEMI STATICO/SISMICI

Gli elementi strutturali mono-dimensionali sono modellazione ad aste per pilastri e travi, mentre le porzioni a pareti in c.a. contro terra sono state modellate con gusci in cemento armato (elementi bi-dimensionali).

Gli schemi statici adottati per gli elementi principali dei telai in c.a. non prevedono svincoli a momento flettente, a meno di eventuali elementi non sismo-resistenti per i quali, a favore di sicurezza, sarà previsto uno svincolo a momento flettente delle estremità terminali, pertanto i nodi del telaio strutturale sono stati schematizzati come incastri ed armati con adeguato grado di sovra-resistenza.

Il sistema controventante è quindi garantito principalmente dai telai in c.a. e dalla rigidità reciproca trave/pilastro, che consente di ottenere un diagramma del momento flettente delle colonne tipicamente a farfalla con punto di nullo sostanzialmente a metà dello sviluppo altimetrico delle stesse.

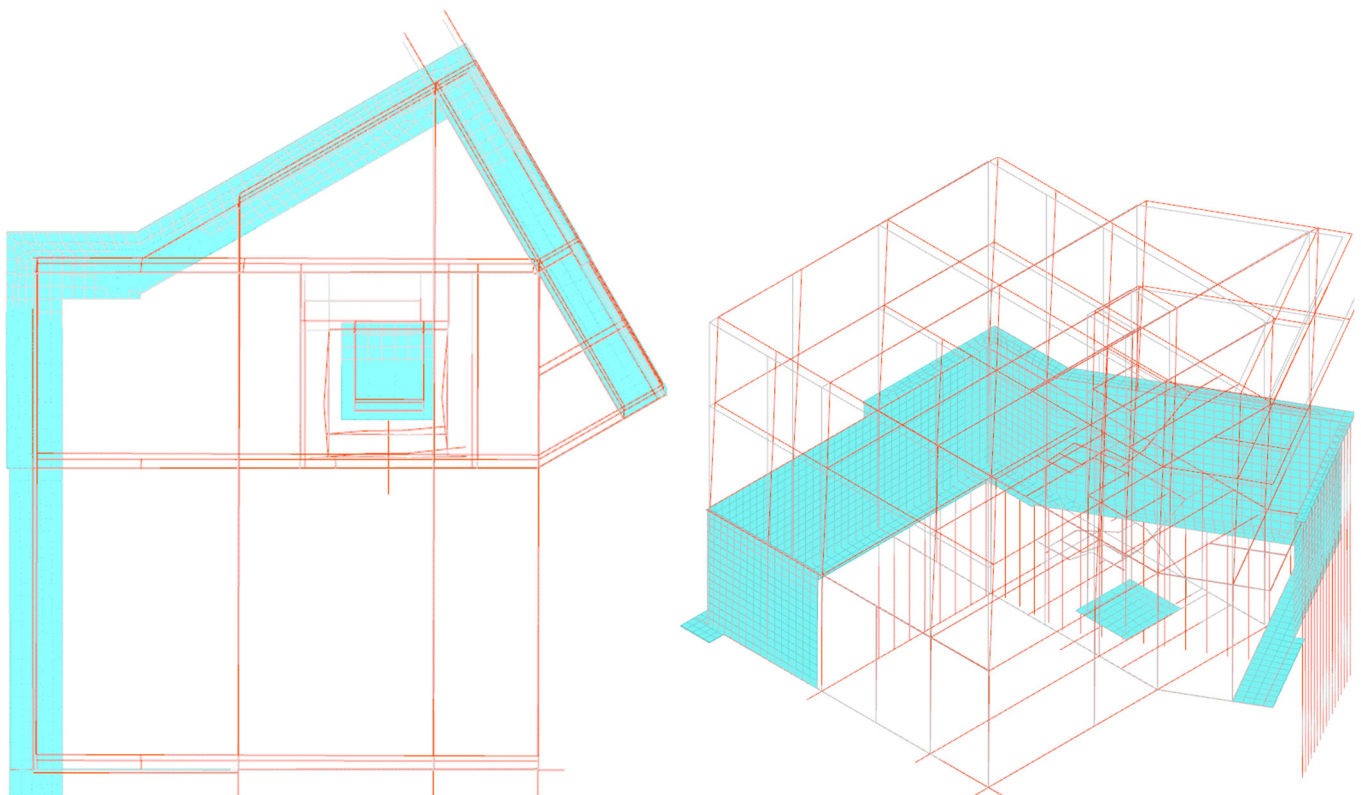
Le pareti contro terra sono caratterizzate da un comportamento dotato di maggiore rigidità tuttavia, cautelativamente ed a favore di rigidità, è stato considerato lo “zero sismico” al livello delle fondazioni in progetto, data l’assenza di uno scatolare chiuso su tutti i lati.

GIUSTIFICAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA/COMPORTAMENTO q

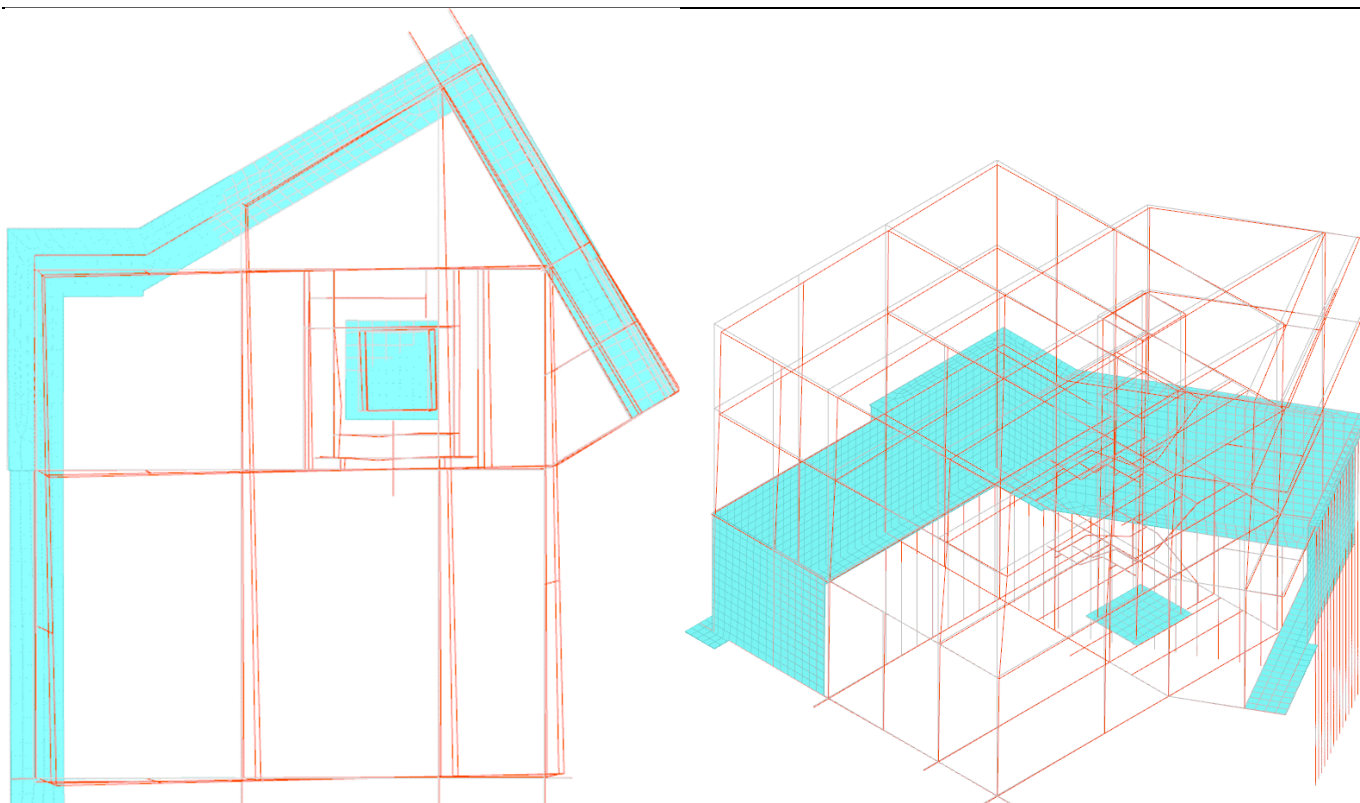
Per lo stato limite di salvaguardia vita è stato scelto un fattore di struttura legato alla tipologia strutturale; in questo caso la progettazione strutturale persegue un comportamento strutturale dissipativo in classe di duttilità bassa **CD“B”** finalizzato a limitare il livello di danneggiamento delle strutture portanti per effetto delle azioni sismiche.

Il principio generale di regolarità in pianta ed elevazione, contenuto all’interno del punto C7.2.1, deriva in generale dall’analisi del comportamento globale in campo dinamico: *“quando il comportamento è governato principalmente da modi di vibrare sostanzialmente traslazionali lungo due direzioni ortogonali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti in maniera approssimativamente lineari con l’altezza.”*

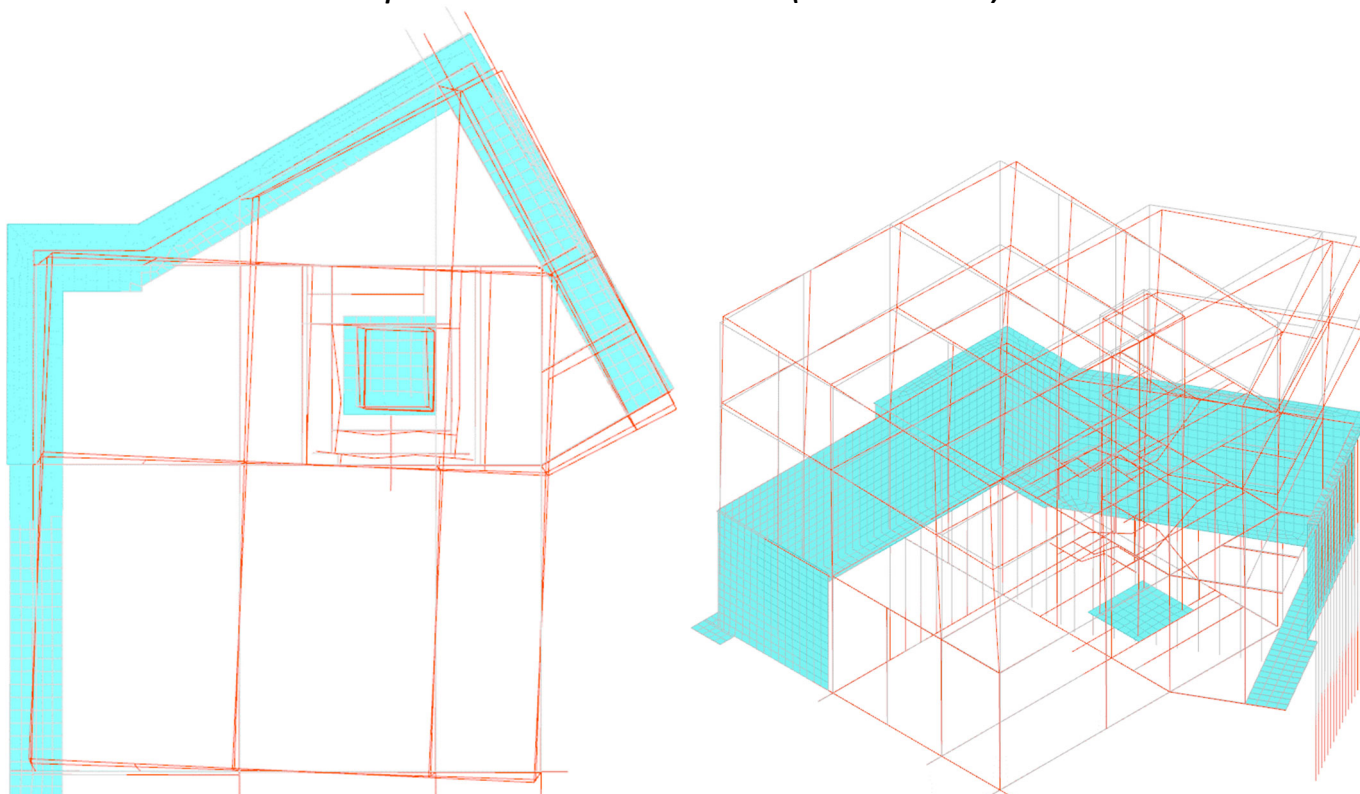
In questo senso l’analisi dei modi di vibrare fornisce la conferma di un comportamento traslazionale in entrambe le direzioni principali:



Spostamenti in 1° modo di vibrare (Traslazione in Y)



Spostamenti in 2° modo di vibrare (Traslazione in X)



Spostamenti in 3° modo di vibrare (Rotazionale)

La risposta modale precedentemente descritta fornisce la garanzia del rispetto delle condizioni di *regolarità in pianta ed in altezza* di cui al pt. 7.2.1 della normativa e riassunte in seguito:

- a) *la distribuzione di masse e rigidzze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia 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;*
- b) *il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;*

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;

Per quanto riguarda la regolarità in altezza:

- 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;
- 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;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (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 avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano 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.

Le strutture sono state calibrate in termini di rigidezza in modo da equilibrare sia la risposta modale sia le deformazioni indotte dalle azioni orizzontali sismiche, perseguendo un comportamento globale di tipo traslazionale evitando comportamenti torsionali di piano, penalizzanti in ambito sismico.

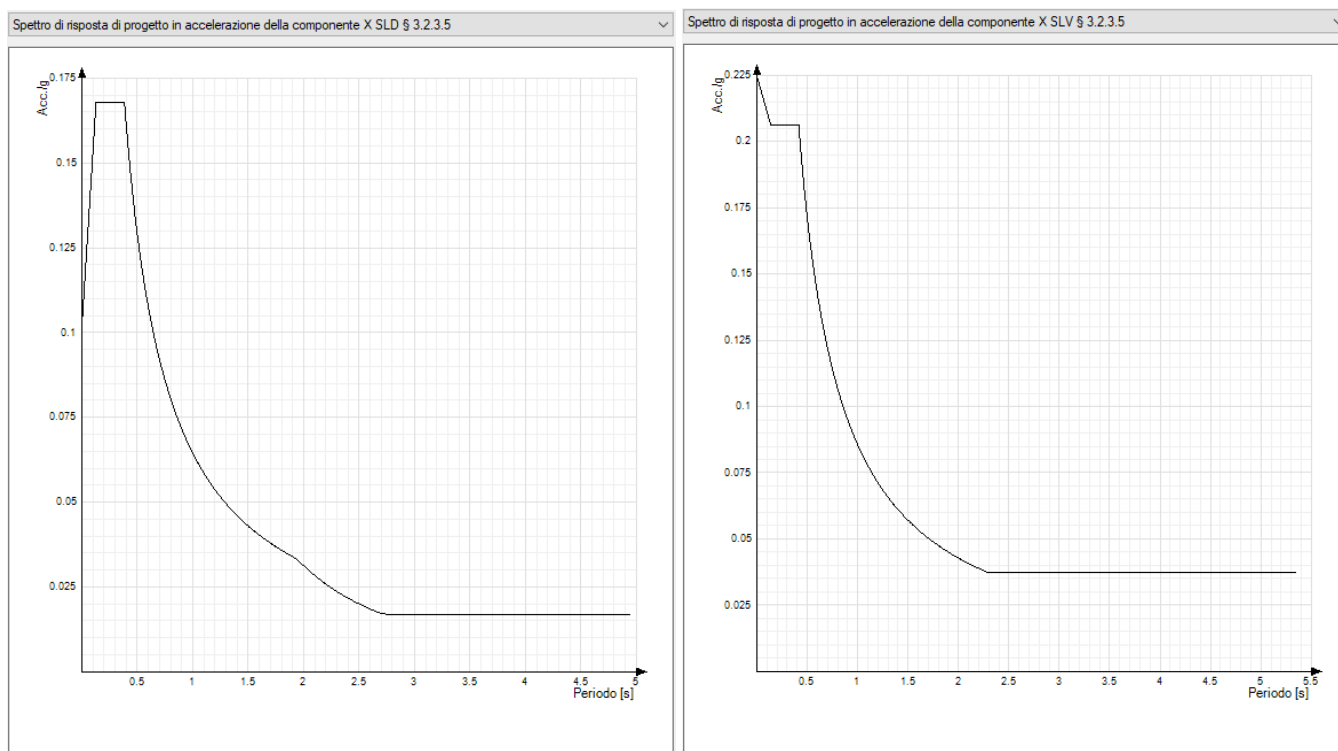
Nel fabbricato in progetto, la risposta modale evidenzia un comportamento dinamico governato da modi principali traslazionali, con spostamenti crescenti linearmente con l'altezza (pt. C7.2.1); per la stima del coefficiente di struttura tuttavia, cautelativamente ed a favore di sicurezza si è scelto di considerare l'edificio "Non regolare" sia in pianta che in elevazione con conseguente fattore di struttura pari a:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \cdot K_R = 2,76$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = (1,3 + 1,0) / 2 \text{ (per strutture a telai con più piani a più campate, non regolari in pianta)}$$

$$K_R = 0,8$$

Lo spettro di progetto risulta quindi il seguente per SLD ed SLV:



Per lo studio del comportamento globale sismico è stata condotta quindi un' **Analisi Lineare Dinamica**. Separatamente è stata condotta anche una Analisi Statica Lineare manuale per il controllo dei risultati, al fine di evitare sottostime in termini di sollecitazioni taglianti globali.

Nella modellazione i solai sono stati introdotti originariamente tramite un carico di superficie che compete alle travi in c.a. modellate, caricate in base all'area d'influenza, tenendo in conto della rigidità nel proprio piano in funzione dello spessore della soletta collaborante ed irrigidente con proprietà di lastra (modellazione di tipo membranale). Il programma consente inoltre di controllare la deformabilità di piano, segnalando se lo spostamento dei punti di definizione del solaio superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido, verificando il comportamento irrigidente anche in questo caso. Essendo il comportamento membranale sostanzialmente equivalente al piano rigido, nell'analisi eseguita e descritta in seguito è stata poi utilizzata quest'ultima ipotesi, semplificativa ed a favore di sicurezza.

I telai sono calcolati sulla base dell'effettiva area di influenza, con la massa sismica concentrata ai nodi trave/pilastro per mezzo della trasformazione automatica dei pesi in masse, consentendo l'inserimento dei solai mediante un database che associa alle varie tipologie (latero-cementizio con nervature, lastra predalles, pieno) i rispettivi pesi propri.

Come già indicato in premessa, il nuovo manufatto in progetto sarà posto in adiacenza al fabbricato esistente, con giunto sismico anti-martellamento dimensionato secondo la normativa vigente con spettro elastico all'SLV, mediante le massime deformazioni sismiche delle colonne in c.a.. Sarà quindi garantito il comportamento autonomo delle US in campo sismico/dinamico (si veda successivamente il paragrafo dedicato al dimensionamento del giunto).

MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni in c.a. sono state schematizzate mediante piastre, per la base delle pareti contro terra in c.a., mentre per la parte ponderante intelaiata saranno presenti travi di fondazione nastriformi in c.a. poste a collegamento di tutti gli elementi verticali sismo-resistenti.

Saranno presenti alcune porzioni semi-interrate i cui scavi saranno protetti da berlinesi di macro e micro pali, collegate alla testa alle pareti in c.a. per mezzo del cordolo, modellato a piastra a cui è stata inibita la rigidità assiale orizzontale, in modo da trasferire coerentemente le sollecitazioni ai pali di fondazione.

Al livello delle fondazioni sarà realizzata una soletta/pavimentazione in c.a., di spessore 18cm, armata con doppia rete elettrosaldata e collegata al reticolo di fondazione; essa non viene modellata come risorsa strutturale nel modello FEM in termini flessionali/taglianti, trattandosi sostanzialmente di elemento di collegamento tra i manufatti dotato di altezza utile trascurabile nei confronti degli elementi collegati.

Per la modellazione delle travi di fondazione, il suolo è stato modellato come elastico alla winkler assegnando la rigidità definita dalle indagini e dalla relazione geologica, pari a circa $K_w = 3 \text{ daN/cm}^3$, utilizzato anche per le piastre sottostanti le pareti contro-terra.

Al fine di evitare sottostime delle deformazioni orizzontali tra le US è stata considerata la possibilità di deformazione delle opere di fondazione per azioni orizzontali, al posto dell'ipotesi tipica di "fondazioni bloccate orizzontalmente", cautelativamente ed a favore di sicurezza è stata implementata la rigidità elastica orizzontale corrispondente ad un'aliquota pari al 50% della rigidità modellata in senso verticale, al fine di cogliere eventuali deformazioni torcenti, maggiormente penalizzanti per le fattezze della struttura in oggetto.

Il programma consente il controllo della tensione di contatto col terreno segnalando valori superiori alla pressione limite alla quota d'imposta considerata, considerata pari a $p_{lim} = 3,45 / 2,3 = 1,50 \text{ daN/cm}^2$.

La rigidità degli elementi di fondazione assicura il corretto grado d'incastro al piede delle strutture in elevazione, caratterizzate da rigidità flessionali decisamente minori.

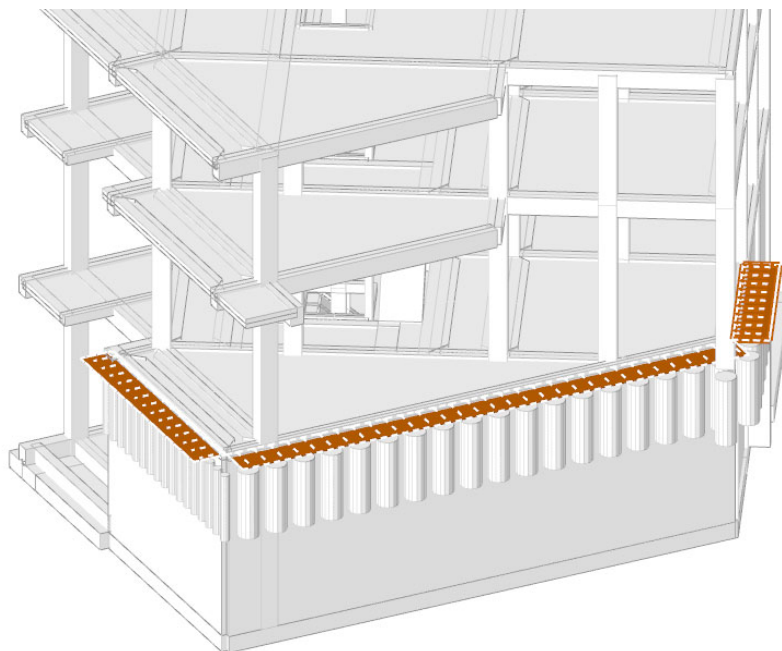
I telai/colonne risultano collegati al livello delle fondazioni in entrambe le direzioni principali dalla soletta di base precedentemente descritta, l'insieme sarà collegato alle pareti in c.a. a loro volta connesse alla testa al sistema di macro e micro pali di protezione allo scavo.

L'analisi condotta dimostra una compatibilità con gli spostamenti attesi terreno/struttura, in grado di esplicitare un comportamento unitario dell'insieme e ripartire in modo uniforme le tensioni sul terreno sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

MODELLAZIONE DELLA SPINTA DEL TERRENO APPLICATA ALLE PARETI IN C.A.

Mediante l'entità "Carico Terreno" messo a disposizione dal programma di calcolo è possibile, una volta inserite tutte le informazioni necessarie quali le quote altimetriche, il tipo di terreno, il metodo di spinta ed il valore del coefficiente β_m , generare in modo automatico in fase di modellazione le opportune forze sui nodi del modello FEM. È possibile considerare la spinta litostatica dovuta ad un determinato terreno (di tipo triangolare), all'acqua di falda, l'eventuale sovraccarico agente in superficie e gli incrementi di spinta dati dal terreno (carico costante) e dall'acqua nelle combinazioni sismiche.

Il carico, come si vede dalle immagini allegate, è rappresentato nella vista strutture da una striscia nastriforme applicato alle pareti in c.a. inserite nel disegno al quale è possibile assegnare particolari proprietà.



Descrizione	Castelnovo ne' Monti (1449) UGT1	
Colore		
Natura geologica	Generico	
Coesione (c')	daN/cm ²	0.2
Coesione non drenata (Cu)	daN/cm ²	0.4
Angolo di attrito interno ϕ	deg	15
Angolo di attrito di interfaccia δ	deg	10
Coeff. α di adesione della coesione (0;1)		1
Coeff. di spinta K0	Calcola	0.74
γ naturale	daN/cm ³	0.00188
γ saturo	daN/cm ³	0.00198
E	daN/cm ²	400
ν		0.3

Carico terreno	
Quota superiore iniziale	1° solaio
Quota superiore finale	1° solaio
Quota limite inferiore	Indefinita
> Punto iniziale	331.9; 1589
> Punto finale	1328.7; 2164.5
Dimensione	Default (100)
Posizione	Sinistra
Angolo	0
Terreno	Castelnovo ne' Monti (1449) UGT1
Metodo spinta terra	Spinta a riposo Ko + Wood
Distribuzione spinta sismica	Costante
Coefficiente β_m SLV	Default (1)
Coefficiente β_m SLD	Default (1)
> Falda	No
Sovraccarico	<input type="checkbox"/> Nessuno

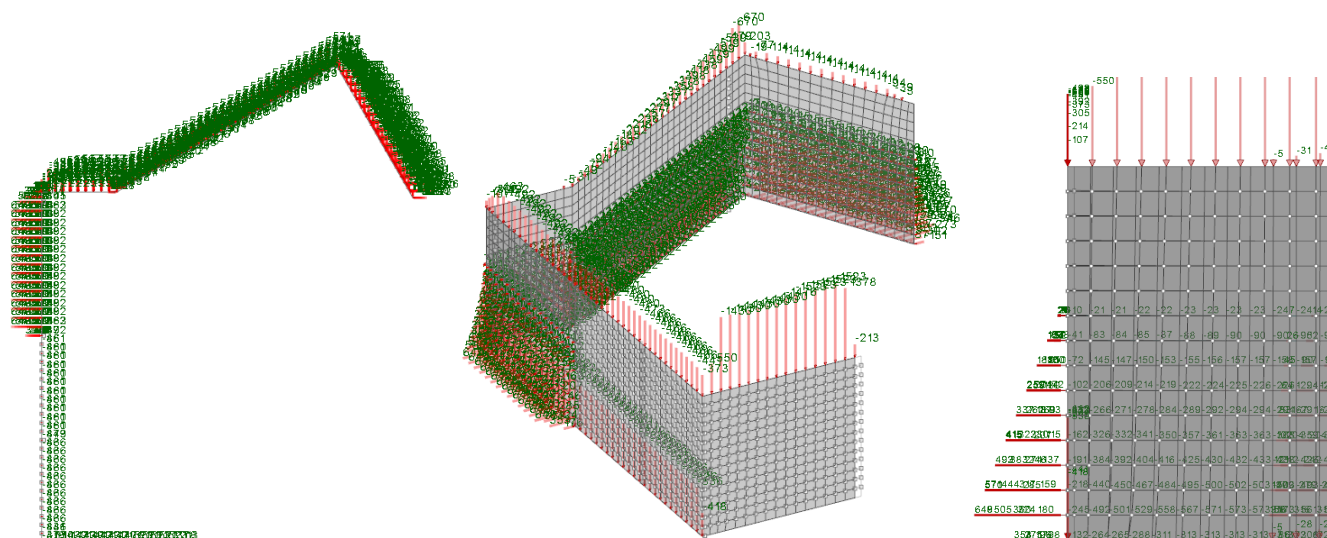
Come metodo di calcolo è possibile scegliere tra più opzioni, sono disponibili i metodi di Coulomb/Mononobe Okabe per i muri suscettibili di piccoli spostamenti/rotazioni, caricati con la spinta attiva, oppure il metodo con Spinta a riposo Ko+incremento sismico alla Wood, per muri rigidi a rotazione impedita, scelto nel caso in oggetto. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare crescente con la profondità), negli altri casi, particolarmente indicati per muri rigidi sarà applicata a metà altezza del muro, con pressione costante con la profondità.

Il coefficiente β_m , di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, permette di ridurre l'intensità dell'azione sismica su pareti che con la loro traslazione o rotazione sono in grado di dissipare parte dell'energia. Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno o in presenza di terreni non coesivi saturi, il coefficiente β_m assume valore unitario (nessuna riduzione).

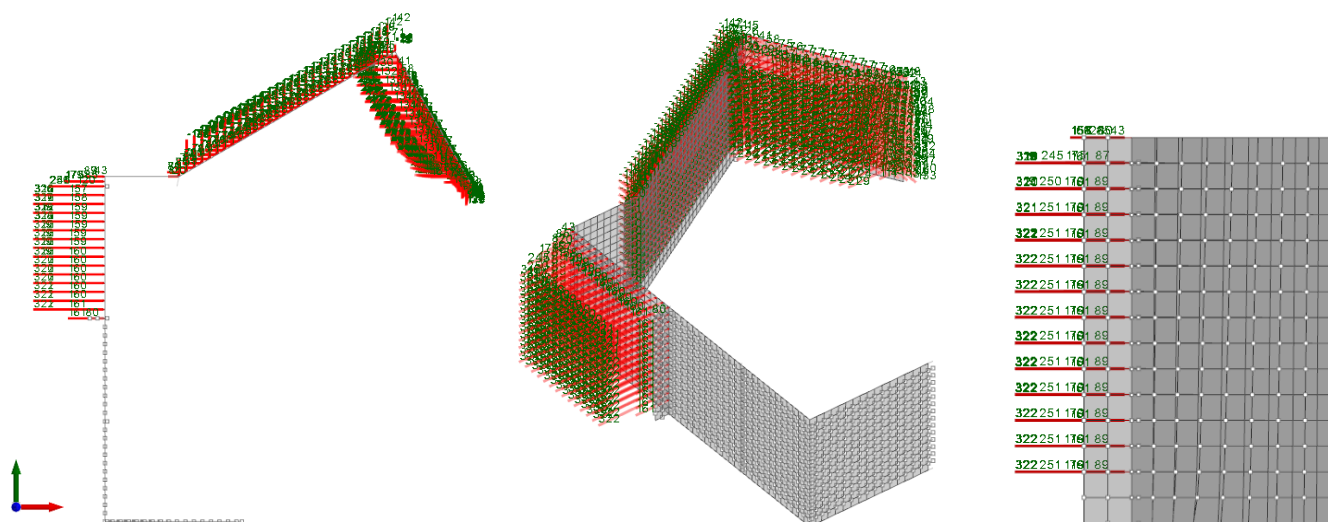
Nel caso in esame, è stato quindi assunto $\beta_m = 1,0$, in accordo con la tabella 7.11.I delle NTC che ne specificano il valore in relazione alla categoria e accelerazione al suolo, nell'ipotesi che la configurazione geometrica del muro garantisca una adeguata capacità rotazionale di deformazione.

Per le verifiche del paramento sono state prese in considerazione le combinazioni più gravose in cui la spinta del terreno si somma con l'incremento sismico nella medesima direzione.

Per abbattere le eventuali spinte dovute al battente idrico sarà realizzato un drenaggio a tergo del paramento, eventuali forature (diemtro ed interasse) saranno calibrate in corso d'opera col la DLS e con il Geologo.



Carichi in condizione Pesì strutturali sui muri; viste generali e sezione di una parete con evidenziato l'andamento triangolare del carico.



Carichi in condizione Terreno sisma X SLV

ANALISI DINAMICA MODALE

L'analisi della risposta modale e lo studio del comportamento sismico-dinamico perseguono un comportamento regolare e con modi traslazionali, confermando risultati in linea con quelli attesi, come precedentemente esposto per la giustificazione del fattore di struttura.

Risposta modale

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X, Y, Z: massa partecipante in direzione globale X, Y, Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot. X, Y, Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X, Y, Z. Il valore è adimensionale.

Massa sX, sY: massa partecipante in direzione Sisma X, Y. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.990187

Traslazione Y: 0.99531

Traslazione Z: 0

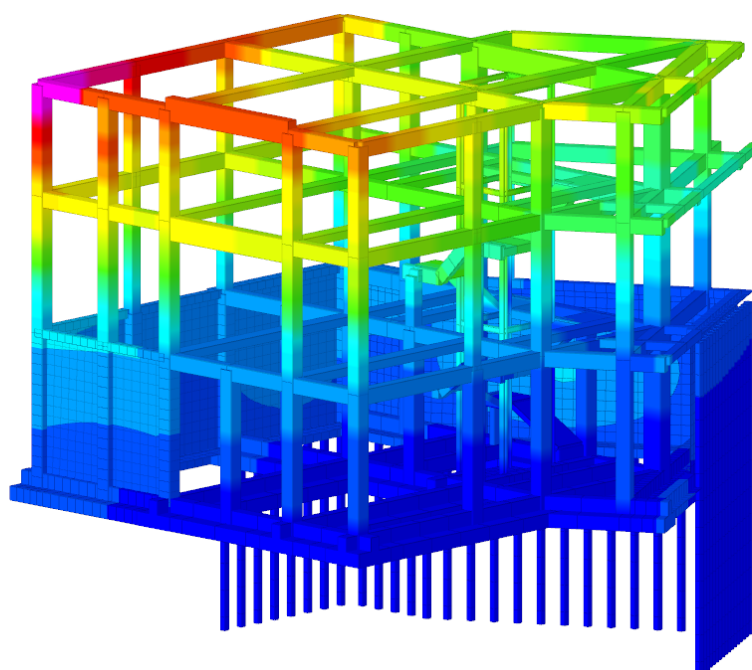
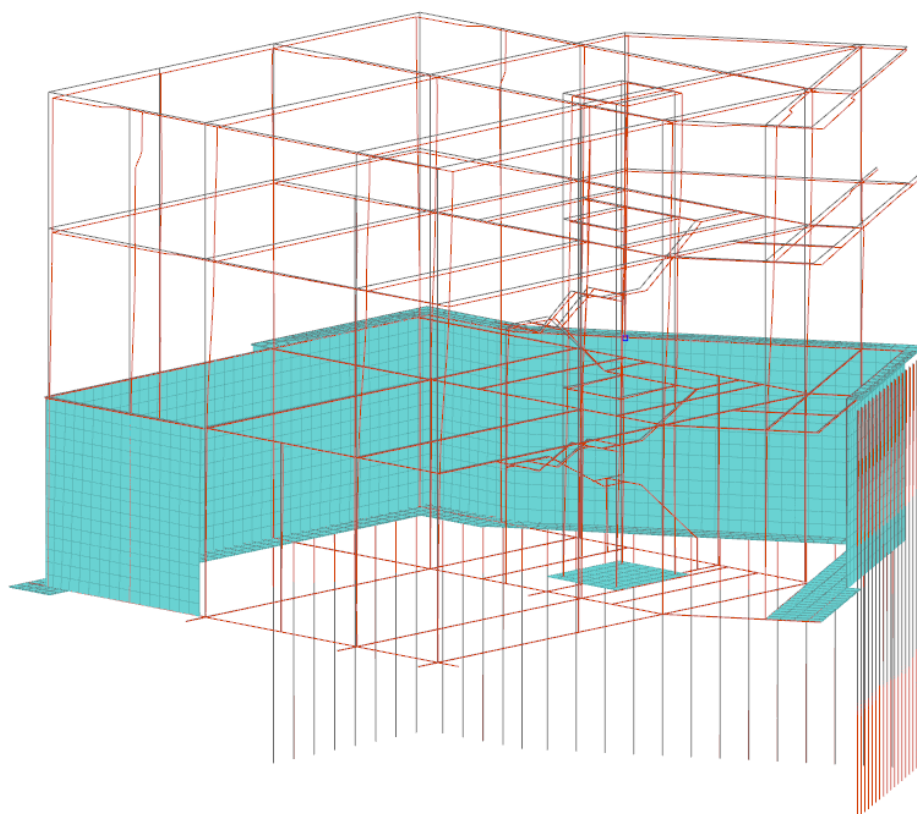
Rotazione X: 0.988464

Rotazione Y: 0.990603

Rotazione Z: 0.888116

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.546765698	0.003105305	0.607877268	0	0.954502982	0.004512168	0.158599432	0.003105305	0.607877268
2	0.431798901	0.531240512	0.000162121	0	0.001826611	0.728920519	0.054223773	0.531240512	0.000162121
3	0.390191709	0.127519787	0.006060939	0	0.004153175	0.206609034	0.415399828	0.127519787	0.006060939
4	0.221781426	0.001220861	0.00148499	0	0.001736542	0.003691796	0.00023736	0.001220861	0.00148499
5	0.214658112	0.000048824	0.000845721	0	0.000595772	0.000513219	0.002101514	0.000048824	0.000845721
6	0.152051032	0.000155868	0.120056188	0	0.0158989	0.000007331	0.042756869	0.000155868	0.120056188
7	0.1374811	0.105636824	0.008273233	0	0.000744555	0.034996154	0.004770766	0.105636824	0.008273233
8	0.097999764	0.039412878	0.236117709	0	0.008550579	0.003025921	0.123644932	0.039412878	0.236117709
9	0.08709746	0.181846052	0.014431908	0	0.000454577	0.008327239	0.086381191	0.181846052	0.014431908

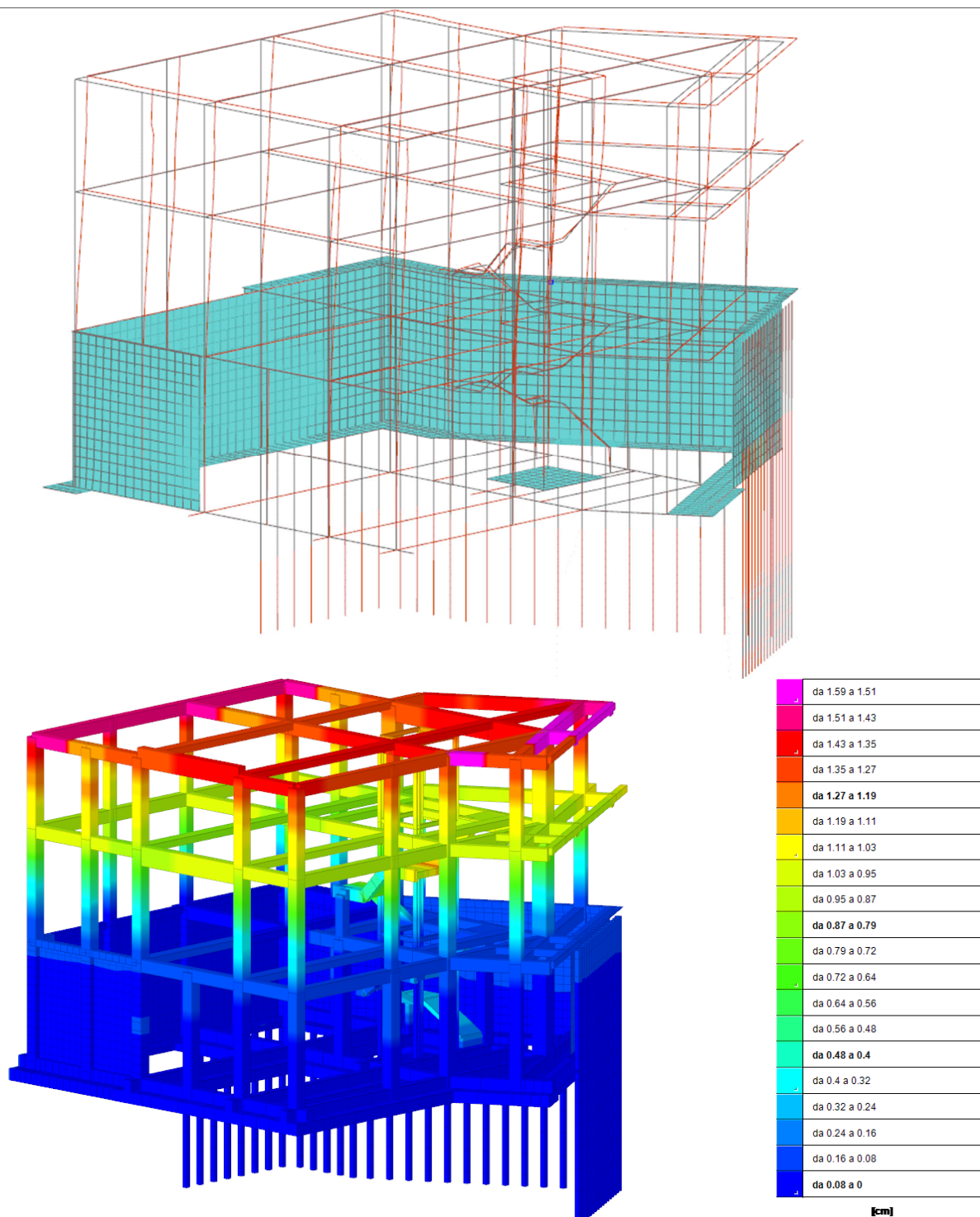
L'analisi della deformazione della struttura nei confronti di azioni sismiche evidenzia spostamenti accettabili, crescenti linearmente con l'altezza e generalmente limitati, non ostante gli interpiani pari a circa 5m per i primi due piani e pari a 4m per il terzo.



da 2.1 a 1.99
da 1.99 a 1.89
da 1.89 a 1.78
da 1.78 a 1.68
da 1.68 a 1.57
da 1.57 a 1.47
da 1.47 a 1.36
da 1.36 a 1.26
da 1.26 a 1.15
da 1.15 a 1.05
da 1.05 a 0.94
da 0.94 a 0.84
da 0.84 a 0.73
da 0.73 a 0.63
da 0.63 a 0.52
da 0.52 a 0.42
da 0.42 a 0.32
da 0.32 a 0.21
da 0.21 a 0.11
da 0.11 a 0

[cm]

Spostamenti in SLV 13 - $q=2,76$ (Sisma X + 30% Y)



Spostamenti in SLV 7 - $q=2,76$ (Sisma Y + 30% X)

g) indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione;

Il manufatto oggetto delle presenti verifiche tecniche di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e sismiche, è costituito da una struttura intelaiata in c.a. con porzioni del piano terra a pareti in c.a. contro-terra.

La destinazione d'uso è scolastica, con aree suscettibili di affollamento.

Le Azioni permanenti considerate, inclusi i pesi propri computati in automatico dal programma di calcolo sono:

Solaio interpiano

$$g_{G1+G2} = 380 + 260 = 640 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Soletta a terra

$$g_{G1+G2} = 450 + 260 = 710 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Solaio di copertura

$$g_{G1+G2} = 380 + 300 = 680 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Spinta del terreno sulla parete in c.a.

$$g_{G1+G2} = \text{variabile da 0 a } q_{\max}^*, \text{ di tipo triangolare [daN/m}^2\text{]}$$

*La spinta del terreno viene calcolato in modo automatico dal programma di calcolo

Si rimanda all'Appendice 1 per la descrizione completa dei carichi permanenti e per il calcolo manuale delle spinte.

Le Azioni variabili considerate nella struttura corrispondono a quelle previste dalle tabelle 3.1.II per la categoria d'uso Residenziale e alle indicazioni del capitolo 3.4.(azione della neve) delle NTC2018:

Variabile C1	$\psi_0 = 0,7 ; \psi_1 = 0,7 ; \psi_2 = 0,6$	$q_Q = 300 \text{ [daN/m}^2\text{]}$
Variabile C2 o Scale comuni	$\psi_0 = 0,7 ; \psi_1 = 0,7 ; \psi_2 = 0,6$	$q_Q = 400 \text{ [daN/m}^2\text{]}$
Neve	$\psi_0 = 0,5 ; \psi_1 = 0,2 ; \psi_2 = 0,0$	$q_Q = 254 \text{ [daN/m}^2\text{]}$
Neve in accumulo (per calcolo locale solai)	$\psi_0 = 0,5 ; \psi_1 = 0,2 ; \psi_2 = 0,0$	$q_Q = 400 \text{ [daN/m}^2\text{]}$

In relazione al carico del vento, l'analisi planivolumetrica dell'edificio in relazione alle superfici esposte, evidenziano carichi taglienti orizzontali decisamente inferiori al taglio alla base prodotto dall'azione sismica. Essendo distribuzioni di forze orizzontali non concomitanti ($\psi_{2,Vento} = 0,0$), per le successive analisi si è scelto, cautelativamente ed a favore di sicurezza, di considerare la sola azione maggiormente penalizzante dovuta all'azione sismica.

Le azioni variabili sono combinate con i pesi propri e permanenti portati G_1 e G_2 , con i coefficienti moltiplicativi previsti dalla tab. 2.6.I per le verifiche nei confronti degli sti limite ultimi strutturali (STR) secondo l'Approccio 2, colonna A1 da cui $\gamma_{G1} = 1,0 \div 1,3 ; \gamma_{G2} = 0,0 \div 1,5 ; \gamma_{Qi} = 0,0 \div 1,5$.

Nel caso in esame è stata eseguita una attenta valutazione dei carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati), compiutamente definiti nell'Analisi dei Carichi allegata al progetto depositato, e sono quindi stati adottati per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti, per cui $\gamma_{G2} = \gamma_{G2} = 1,0 \div 1,3$.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale	EQU	(A1)	(A2)
		γ_F (o γ_E)			
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI – Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Sono state quindi condotte combinazioni delle azioni come indicato al p.t. 2.5.3 “NTC 2018” considerando le seguenti famiglie di combinazioni:

4 Famiglie di Combinazioni di carattere statico per azioni gravitazionali:

SLU - Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi.

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- scorrimento sul piano di posa e collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

SLE - Combinazione per gli stati limite di esercizio, rara, frequente, quasi permanente.

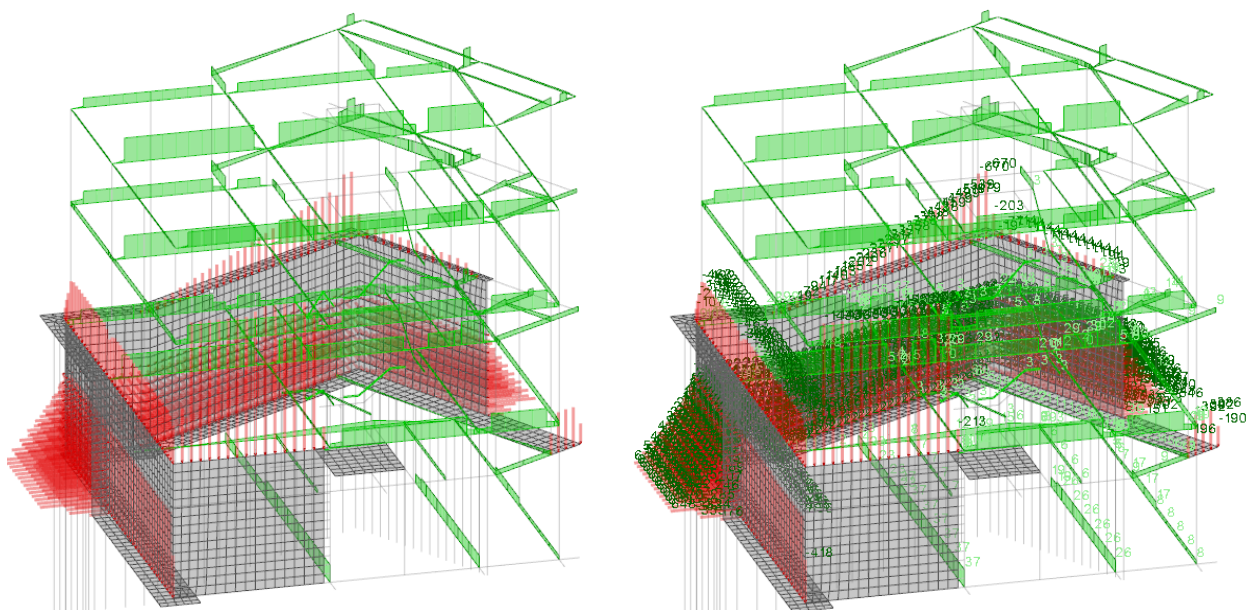
4 Famiglie di Combinazioni di carattere dinamico per azioni sismiche:

SLO - Combinazione per gli stati limite di esercizio connessi all’azione sismica di danno.

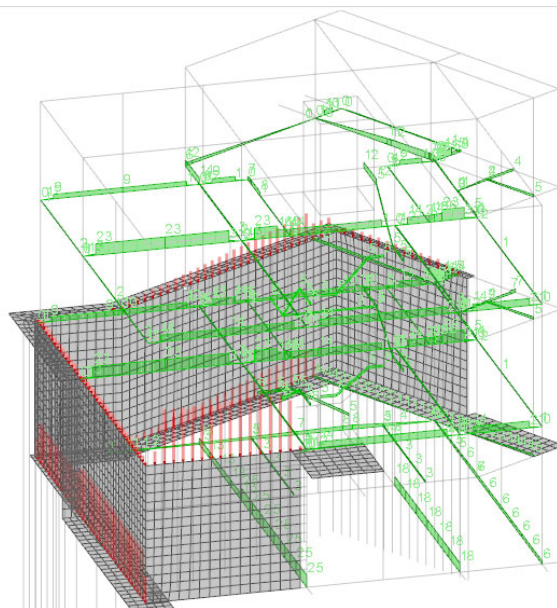
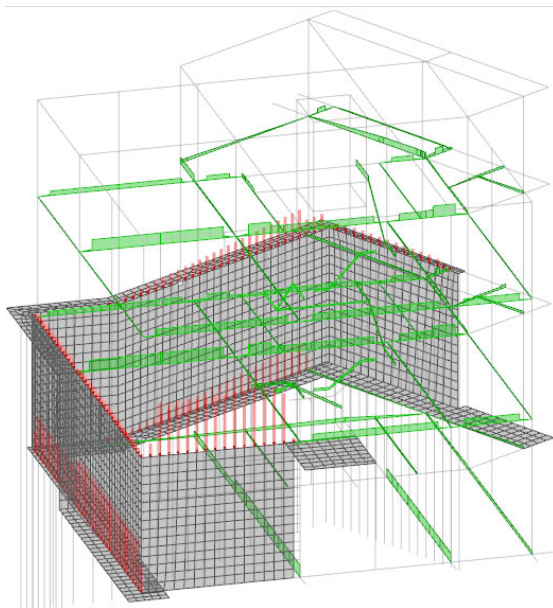
SLD - Combinazione per gli stati limite di esercizio connessi all’azione sismica di danno.

SLV - Combinazione per gli stati limite ultimi connessi all’azione sismica di salvaguardia della vita.

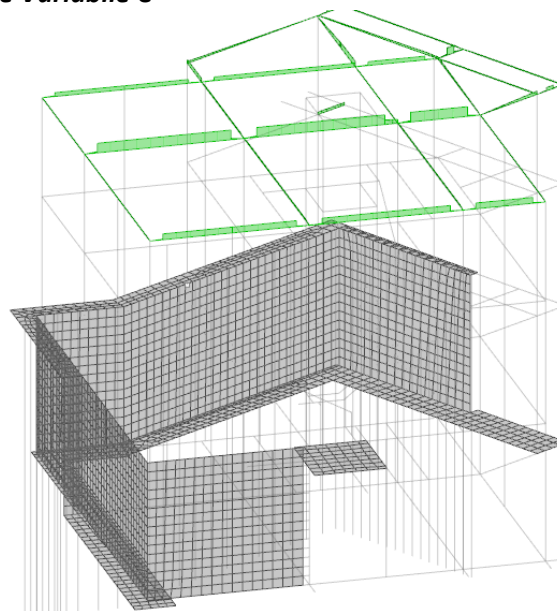
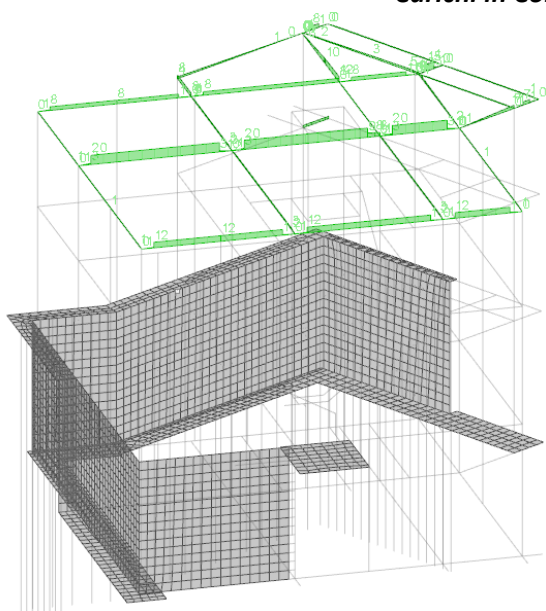
SLV_f - Combinazione per gli stati limite ultimi del terreno connessi all’azione sismica.



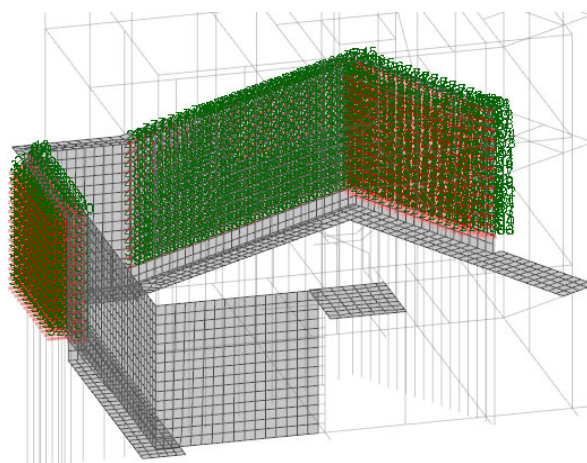
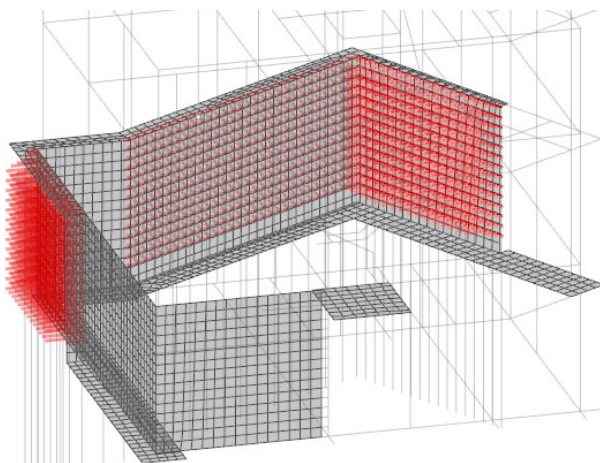
Carichi in Condizione Pesi Strutturali



Carichi in Condizione Variabile C



Carichi in Condizione Neve



Carichi in Condizione Spinta Terreno - Sisma X

h) indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa: analisi lineare o non lineare (precisazione del fattore $\Theta = P d/V h$), analisi statica o dinamica (periodo $T_1 < 2.5 T_C$ o T_D , regolarità in altezza).

Nel dettaglio deve essere esplicitato se trattasi di:

- analisi lineare statica,
 - analisi lineare dinamica (numero di modi considerati e relative masse partecipanti),
 - analisi non lineare statica (distribuzioni di carico adottate e rapporti di sovra-resistenza α_u/α_1),
 - analisi non lineare dinamica (accelerogrammi adottati),
 - altro,
- riportando la sintesi dei principali risultati;

La struttura è stata analizzata attraverso un modello tridimensionale che rappresenta in modo adeguato sia la distribuzione spaziale degli elementi strutturali sismo-resistenti, sia le masse associate ai nodi degli elementi finiti considerati.

Le azioni sismiche sono state schematizzate mediante **analisi lineare dinamica**, con **9 modi di vibrare** che evidenziano un comportamento dinamico in linea con quello atteso, caratterizzato da spostamenti crescenti in maniera approssimativamente lineari con l'altezza nella porzione a pilastri del manufatto, e un comportamento rigido per lo scatolare a pareti dell'autorimessa. I modi di vibrare considerati sono sufficienti, in termini di masse partecipanti, a superare il coinvolgimento minimo del 85% imposto dalla normativa.

Il programma controlla la percentuale delle masse partecipanti, un'eventuale percentuale inferiore alle prescrizioni di normativa (85% per la normativa italiana) viene segnalata nelle note di calcolo, invitando ad aumentare il numero di modi richiesti. Se viene superato il numero massimo di modi possibili il solutore interrompe la procedura segnalando l'anomalia.

I modi di vibrare sono stati combinati tra loro mediante una quadratura di tipo C.Q.C. (Complete Quadratic Combination).

Tutte le quantità statiche e cinematiche che vengono prodotte dalla combinazione modale non sono affette da segno in quanto sono il risultato della radice quadrata di una quantità positiva. Questo metodo lascia qualche ambiguità nella combinazione degli effetti del sisma sulla struttura con le azioni statiche prodotte dai carichi verticali. L'ambiguità è meno marcata per le travi in quanto per ogni sezione, nell'eseguire i diagrammi, al momento flettente prodotto dai carichi verticali si somma prima una quantità positiva e poi una quantità negativa così come per il taglio. Le sollecitazioni di taglio e di momento flettente sono disaccoppiate nel senso della verifica. Le colonne, invece, soggette a pressoflessione, le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente sono accoppiate nella verifica. Dato quindi il momento flettente e lo sforzo normale al piede di un pilastro non si conosce bene se il momento flettente è accompagnato da uno sforzo normale di trazione o di compressione nel pilastro. Un metodo per ovviare a questa incertezza, usato per la struttura in oggetto in quanto ritenuto maggiormente coerente, è quello di attribuire alla dinamica il segno che proviene da un'analisi statica equivalente del sisma.

Risposta di spettro

Nel capitolo risposta di spettro il solutore ad elementi finiti fornisce il volare dell'angolo in grado di massimizzare la risposta di spettro. Nel caso in esame si è appurato come tale angolo sia sostanzialmente coincidente con le direzioni principali ortogonali x e y già considerate.

Spettro: condizione elementare corrispondente allo spettro.

N.b.: nome breve della condizione elementare.

Fx: componente della forza lungo l'asse X. [daN]

Fy: componente della forza lungo l'asse Y. [daN]

Fz: componente della forza lungo l'asse Z. [daN]

Mx: componente della coppia attorno all'asse X. [daN*cm]

My: componente della coppia attorno all'asse Y. [daN*cm]

Mz: componente della coppia attorno all'asse Z. [daN*cm]

Max X: massima reazione lungo l'asse X.

Valore: valore massimo della reazione. [daN]

Angolo: angolo d'ingresso del sisma che provoca il valore massimo della reazione. [deg]

Max Y: massima reazione lungo l'asse Y.

Valore: valore massimo della reazione. [daN]

Angolo: angolo d'ingresso del sisma che provoca il valore massimo della reazione. [deg]

Max Z: massima reazione lungo l'asse Z.

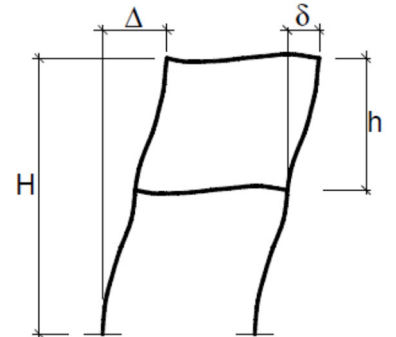
Valore: valore massimo della reazione. [daN]

Angolo: angolo d'ingresso del sisma che provoca il valore massimo della reazione. [deg]

Spettro N.b.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Max X		Max Y		Max Z	
							Valore	Angolo	Valore	Angolo	Valore	Angolo
SLV X	156534.74	25778.14	0	7618922.5	8.776E07	1.448E08	156584.85	177	134425.28	90	0	0
SLV Y	25778.14	134425.28	0	7.332E07	7.812E06	1.153E08	156584.85	177	134425.28	90	0	0
X SLD	118195.16	18994.53	0	5.815E06	6.680E07	1.110E08	118240.76	177	100877.06	90	0	0
Y SLD	18994.53	100877.06	0	5.528E07	6.020E06	8.654E07	118240.76	177	100877.06	90	0	0
X SLO	138863.56	22299.59	0	6.843E06	7.860E07	1.302E08	138917.39	177	118787.26	90	0	0
Y SLO	22299.59	118787.26	0	6.505E07	7096251.1	1.019E08	138917.39	177	118787.26	90	0	0

Verifica effetti secondo ordine

L'analisi dinamica modale eseguita rientra nel campo di applicabilità, in quanto la struttura non risente di particolari effetti del secondo ordine, legati alla deformabilità laterale delle colonne responsabili del sostegno dei carichi verticali gravitazionali. Il controllo del fattore teta, presenta valori $\Theta = P_{dr} / (V h) = 0.003 < 0.1$ (pt. 7.3.1 D.M. 2018) in ogni combinazione di tipo sismico, condizione che consente di trascurare le non linearità geometriche e generalmente sinonimo di un buon comportamento globale in campo dinamico.



Quota inferiore: quota inferiore esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Quota superiore: quota superiore esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Comb.: combinazione.

N.b.: nome breve o compatto della combinazione di carico.

Carico verticale: carico verticale. [daN]

Spostamento: spostamento medio di interpiano. [cm]

Forza orizzontale totale: forza orizzontale totale. [daN]

Altezza del piano: altezza del piano. [cm]

Theta: coefficiente Theta formula [7.3.3] § 7.3.1. Il valore è adimensionale.

Quota inferiore	Quota superiore	Comb.	Carico verticale	Spostamento	Forza orizzontale totale	Altezza del piano	Theta
		N.b.					
Fondazione	1° solaio	SLV 1	700035	0.332	82337	556	0.005
Fondazione	1° solaio	SLV 2	705957	0.399	88270	556	0.006
Fondazione	1° solaio	SLV 3	645692	0.253	98792	556	0.003
Fondazione	1° solaio	SLV 4	651614	0.312	104253	556	0.003
Fondazione	1° solaio	SLV 5	796537	0.324	32416	556	0.014
Fondazione	1° solaio	SLV 6	801304	0.37	34251	556	0.016
Fondazione	1° solaio	SLV 7	615394	0.182	85508	556	0.002
Fondazione	1° solaio	SLV 8	620161	0.153	87716	556	0.002
Fondazione	1° solaio	SLV 9	824415	0.288	53695	556	0.008
Fondazione	1° solaio	SLV 10	829182	0.31	49933	556	0.009
Fondazione	1° solaio	SLV 11	643272	0.295	77256	556	0.004
Fondazione	1° solaio	SLV 12	648039	0.242	76411	556	0.004
Fondazione	1° solaio	SLV 13	792962	0.365	96925	556	0.005
Fondazione	1° solaio	SLV 14	798884	0.323	90969	556	0.005
Fondazione	1° solaio	SLV 15	738619	0.403	95913	556	0.006
Fondazione	1° solaio	SLV 16	744541	0.343	90425	556	0.005
1° solaio	2° solaio	SLV 1	634663	1.85	141270	496	0.017
1° solaio	2° solaio	SLV 2	634663	1.858	141270	496	0.017
1° solaio	2° solaio	SLV 3	635007	1.689	144336	496	0.015
1° solaio	2° solaio	SLV 4	635007	1.742	144336	496	0.015
1° solaio	2° solaio	SLV 5	632766	2.431	114366	496	0.027
1° solaio	2° solaio	SLV 6	632766	2.393	114366	496	0.027
1° solaio	2° solaio	SLV 7	633913	2.25	118132	496	0.024
1° solaio	2° solaio	SLV 8	633913	2.3	118132	496	0.025
1° solaio	2° solaio	SLV 9	631484	2.358	118132	496	0.025
1° solaio	2° solaio	SLV 10	631484	2.308	118132	496	0.025
1° solaio	2° solaio	SLV 11	632632	2.361	114366	496	0.026
1° solaio	2° solaio	SLV 12	632632	2.398	114366	496	0.027
1° solaio	2° solaio	SLV 13	630390	1.814	144336	496	0.016
1° solaio	2° solaio	SLV 14	630390	1.76	144336	496	0.015
1° solaio	2° solaio	SLV 15	630735	1.892	141270	496	0.017
1° solaio	2° solaio	SLV 16	630735	1.882	141270	496	0.017
2° solaio	3° solaio	SLV 1	261966	1.101	79623	400	0.009
2° solaio	3° solaio	SLV 2	261966	1.054	79623	400	0.009
2° solaio	3° solaio	SLV 3	262243	0.851	74860	400	0.007
2° solaio	3° solaio	SLV 4	262243	0.872	74860	400	0.008
2° solaio	3° solaio	SLV 5	261199	1.582	66521	400	0.016
2° solaio	3° solaio	SLV 6	261199	1.518	66521	400	0.015
2° solaio	3° solaio	SLV 7	262123	1.34	60740	400	0.014
2° solaio	3° solaio	SLV 8	262123	1.405	60740	400	0.015
2° solaio	3° solaio	SLV 9	260819	1.458	60740	400	0.016
2° solaio	3° solaio	SLV 10	260819	1.393	60740	400	0.015
2° solaio	3° solaio	SLV 11	261743	1.474	66521	400	0.015
2° solaio	3° solaio	SLV 12	261743	1.538	66521	400	0.015
2° solaio	3° solaio	SLV 13	260699	0.911	74860	400	0.008
2° solaio	3° solaio	SLV 14	260699	0.886	74860	400	0.008
2° solaio	3° solaio	SLV 15	260976	1.046	79623	400	0.009
2° solaio	3° solaio	SLV 16	260976	1.09	79623	400	0.009

La valutazione del taglio di piano viene eseguita impiegando il punto 7.3.3.1 NTC partendo dai pesi sismici (pesi permanenti sommati ai pesi variabili moltiplicati per i relativi coefficienti di partecipazione sismica ψ_2) sulla base dei pesi propri degli elementi strutturali e degli schemi di carico su travi e pareti. I telai sono quindi calcolati sulla base dell'effettiva area di influenza, con la massa sismica concentrata ai nodi per mezzo della trasformazione automatica dei pesi in masse.

La modellazione globale tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e degli effetti pseudo-statici, ai sensi del pt. 7.3.5., combinando la risposta a ciascuna componente del sisma principale (100%) con gli effetti dovuti sia alla presenza dell'azione sismica perpendicolare (30%) sia all'eccentricità accidentale dovuta alla variazione del centro di massa. Per ogni nodo di massa viene aggiunta una coppia di momento torcente ottenuta dalla moltiplicazione del taglio per il braccio pari al 5% della corrispondente dimensione in pianta dell'edificio, sia in direzione X che in Y, dando luogo ad un totale di 32 combinazioni allo SLD e allo SLV (16 con elisione delle coppie di piano con segno discorde, escluse dalla modellazione in quanto producono effetti minori in termini di sollecitazione torcente di piano e quindi meno significative).

Nel caso in esame, è possibile eseguire un raffronto manuale tra il taglio alla base dei pilastri del porticato e quello calcolato in via semplificata attraverso le formule proposte dalle Norme Tecniche.

Tagli ai livelli

Livello: livello rispetto a cui è calcolato il taglio.

Nome: nome completo del livello.

Cont.: Contesto nel quale viene valutato il taglio.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Aste verticali: contributo al taglio totale dato dalle aste verticali.

F: forza del taglio. [daN]

X,Y,Z: componente lungo l'asse X,Y,Z globale. [daN]

Livello Nome	Cont. N.br.	Totale F			Aste verticali F			Pareti F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLV 7	-35690	108669	-1141668	16713	-8289	-822074	-50650	115569	-52956
Fondazione	SLV 13	290645	-168631	-1228772	39834	3502	-992838	255365	-177131	-71069
1° solaio	SLV 7	-37361	114798	-706356	-36849	112367	-701667	0	0	0
1° solaio	SLV 13	138983	-47146	-703148	138573	-48427	-698333	0	0	0
2° solaio	SLV 7	-19815	57528	-304221	-19815	57528	-304221	0	0	0
2° solaio	SLV 13	74175	-10931	-302804	74175	-10931	-302804	0	0	0

Tagli ai livelli - calcolo manuale

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j \text{ dove}$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

Il valore del taglio sismico si ottiene dalla seguente espressione :

Altezza edificio = 14,5 m

$C_1 = 0,075$

Da analisi modale

$\lambda = 0,85$

$S_d(T_1) = 0,175 \text{ ag/g}$

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda$$

$T_1 = 0,56 \text{ s}$

$T_1 = 0,50 \text{ s}$ Accettabile

	Area (m ²)	Pesi Perm.ti (daN/mq)	Pesi Variabili (daN/mq)	ψ_{2i}	Wi	F_h (daN)	z_i	F_i (daN)
L 1	315	940	330	0,60	358470	145714	5,10	28965
L 2	315	940	330	0,60	358470		10,20	57930
L3	315	830	254	0,00	261450		14,20	58820
L4	0	0	0	0,00	0		0,00	0
$\sum W_i =$					978390		$\sum F_i =$	145714

I valori riscontrati consentono un giudizio sicuramente positivo sull'attendibilità dei risultati di cui al p.t. 10.2.1 delle NTC2018, sia dal punto di vista delle azioni statiche gravitazionali in cui l'entità dei momenti agenti risulta confrontabile con gli schemi classici di pre-dimensionamento.

La verifica manuale dei taglianti di piano attraverso la formulazione proposta al p.t. 7.3.3.2 determina risultati compatibili, rispetto ai risultati fornite dal solutore del software di calcolo.

Nell'analisi il vincolo alla base è offerto dalle fondazioni nastriformi in c.a. e/o dalle piastre in c.a. alla base delle pareti in c.a., come descritto ai punti precedenti della presente relazione.

Il controllo sulle tensioni di contatto con il terreno ha escluso possibili comportamenti anomali locali dovuti al sollevamento delle fondazioni sul piano di posa, in quanto in ogni punto il valore minimo della tensione rimane in campo compresso, anche nella condizione $SLV_{\text{Fondazioni}}$, garantendo così la congruenza dell'insieme fondazioni-struttura in elevazione, coerentemente alle ipotesi alla base delle calcolazioni effettuate.

Verifica deformabilità torsionale struttura

In conformità al pt. 7.4.3.1. delle NTC è stato verificato che la condizione $r^2/Is^2 \geq 1$ fosse verificata per i livelli del fabbricato, nello specifico:

r^2 rappresenta il raggio torsionale al quadrato, ovvero il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti di inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.

Is^2 per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro della massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di pianta rettangolare $Is^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

La valutazione conferma l'ipotesi assunta alla base dell'analisi dinamica, ovvero che **la struttura non risulta deformabile torsionalmente.**

Nodo inf.: nodo inferiore.

Nodo sup.: nodo superiore.

Quota inferiore: quota inferiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Quota superiore: quota superiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

KUx: rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale X. [daN/cm]

KUy: rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale Y. [daN/cm]

KRz: rigidezza relativa alla rotazione attorno l'asse globale Z. [daN*cm/rad]

Is²: rapporto fra il momento d'inerzia polare delle masse del piano, rispetto al baricentro, e la massa complessiva del piano. [cm²]

rx²/Is²: rapporto rx²/Is². Il valore è adimensionale.

ry²/Is²: rapporto ry²/Is². Il valore è adimensionale.

L: dimensione in pianta, lungo l'asse globale X, dell'edificio. [cm]

B: dimensione in pianta, lungo l'asse globale Y, dell'edificio. [cm]

Is²(L, B): (L²+B²)/12. [cm²]

rx²/Is²(L, B): rapporto rx²/Is²(L, B). Il valore è adimensionale.

ry²/Is²(L, B): rapporto ry²/Is²(L, B). Il valore è adimensionale.

Nodo inf.	Nodo sup.	Quota inferiore	Quota superiore	KUx	KUy	KRz	Is ²	rx ² /Is ²	ry ² /Is ²	L	B	Is ² (L, B)	rx ² /Is ² (L, B)	ry ² /Is ² (L, B)
692	3251	Fondazione	1° solaio	1524574	1311729	2.03E12	778372	1.71	1.99	2039	2264	773532	1.72	2
3251	3	1° solaio	2° solaio	200656	116785	1.55E11	743239	1.04	1.79	1943	2341	771220	1	1.72
3	4	2° solaio	3° solaio	282920	141207	2.21E11	710382	1.1	2.2	1938	2170	705402	1.11	2.22

Verifica risposta strutturale sismica

Infine il D.M. 17-01-18 prescrive al pt. 7.2.6.b) che “ove si effettuino analisi di interazione terreno-struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione dalla costruzione deve essere almeno pari al 70% di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo di tipo A (come definito al pt. 3.2.3.2)”.

Il rispetto di tale condizione costituisce la verifica di risposta strutturale sismica.

Pertanto, con l'ausilio del software di calcolo, il modello FEM ottenuto dall'analisi è stato confrontato, in termini di risultante globale di taglio e sforzo normale alla base, con analogo modello avente incastri alla base e input sismico come richiesto dalla norma. La verifica è soddisfatta per tutte le combinazioni sismiche SLV e SLD.

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [daN] ove non espressamente specificato.

Contesto: contesto di verifica.

Rapporto V (%): rapporto tra il modulo del taglio della struttura con fondazioni e quello della struttura incastrata con suolo A.

Rapporto N (%): rapporto tra lo sforzo normale della struttura con fondazioni e quello della struttura incastrata con suolo A.

Verifica: stato di verifica.

Struttura con fondazioni: forza risultante trasmessa all'estradosso della fondazione.

Fx: componente della forza lungo l'asse X globale. [daN]

Fy: componente della forza lungo l'asse Y globale. [daN]

Fz: componente della forza lungo l'asse Z globale. [daN]

Struttura incastrata con suolo A: forza risultante trasmessa all'estradosso della fondazione.

Contesto	Struttura con fondazioni			Struttura incastrata con suolo A			Rapporto V (%)	Rapporto N (%)	Verifica
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz			
SLD 1	-50550	-113626	-1267894	-62665	-133378	-1268681	84,4	99,9	Si
SLD 2	-54025	-99885	-1267894	-65321	-126138	-1268681	79,9	99,9	Si
SLD 3	-54713	-50125	-1269573	-60549	-80063	-1270300	73,9	99,9	Si
SLD 4	-58187	-36385	-1269573	-63205	-72824	-1270300	71,2	99,9	Si
SLD 5	38533	-229442	-1265096	9294	-212196	-1265424	109,5	100	Si
SLD 6	35583	-217894	-1265096	7082	-206198	-1265424	107	100	Si
SLD 7	24658	-17774	-1270695	16348	-34480	-1270821	79,7	100	Si
SLD 8	21708	-6226	-1270695	14136	-28483	-1270821	71	100	Si
SLD 9	110952	-266152	-1264378	73279	-226971	-1264252	120,9	100	Si
SLD 10	108002	-254604	-1264378	71067	-220974	-1264252	119,1	100	Si
SLD 11	97077	-54484	-1269977	80333	-49256	-1269649	118,1	100	Si
SLD 12	94127	-42936	-1269977	78121	-43259	-1269649	115,9	100	Si
SLD 13	190847	-235994	-1265500	150620	-182630	-1264773	128,2	100,1	Si
SLD 14	187373	-222253	-1265500	147963	-175391	-1264773	126,7	100,1	Si
SLD 15	186685	-172493	-1267179	152736	-129316	-1266392	127	100,1	Si
SLD 16	183210	-158752	-1267179	150080	-122076	-1266392	125,3	100,1	Si
SLV 1	-145924	-104336	-1268001	-148621	-133338	-1269557	89,8	99,9	Si
SLV 2	-150535	-86105	-1268001	-152214	-123544	-1269557	88,5	99,9	Si
SLV 3	-160478	17817	-1270186	-151176	-32149	-1272270	104,5	99,8	Si
SLV 4	-165089	36047	-1270186	-154770	-22355	-1272270	108,1	99,8	Si
SLV 5	25992	-316824	-1264362	-9158	-285470	-1264027	111,3	100	Si
SLV 6	22079	-301503	-1264362	-12151	-277355	-1264027	108,9	100	Si
SLV 7	-22521	90352	-1271645	-17676	51830	-1273072	170	99,9	Si
SLV 8	-26434	105672	-1271645	-20669	59944	-1273072	171,8	99,9	Si
SLV 9	159094	-378051	-1263428	108084	-315398	-1262001	123	100,1	Si
SLV 10	155181	-362730	-1263428	105091	-307284	-1262001	121,5	100,1	Si
SLV 11	110581	29125	-1270711	99566	21901	-1271046	112,2	100	Si
SLV 12	106668	44446	-1270711	96573	30016	-1271046	114,3	100	Si
SLV 13	297749	-308426	-1264887	242184	-233099	-1262803	127,5	100,2	Si
SLV 14	293138	-290195	-1264887	238591	-223305	-1262803	126,2	100,2	Si
SLV 15	283195	-186273	-1267072	239629	-131910	-1265516	123,9	100,1	Si
SLV 16	278584	-168042	-1267072	236035	-122116	-1265516	122,4	100,1	Si

i) criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:

- stati limite ultimi, in termini di resistenza, di duttilità e di capacità di deformazione,
- stati limite di esercizio, in termini di resistenza e di contenimento del danno agli elementi non strutturali;

La verifica degli elementi strutturali viene condotta confrontando le sollecitazioni presenti, con le sollecitazioni resistenti negli elementi strutturali.

VERIFICHE PER AZIONI ORIZZONTALI SISMICHE

La domanda sismica è stata valutata come da tabella 7.3.I :

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Le verifiche sono state condotte in accordo al punto 7.4.1. per comportamento strutturale dissipativo, la capacità delle membrature è stata conseguentemente valutata in accordo con le regole di cui alla tabella Tab. 7.2.1 considerando i fattori di sovra-resistenza di seguito indicati:

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovraresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

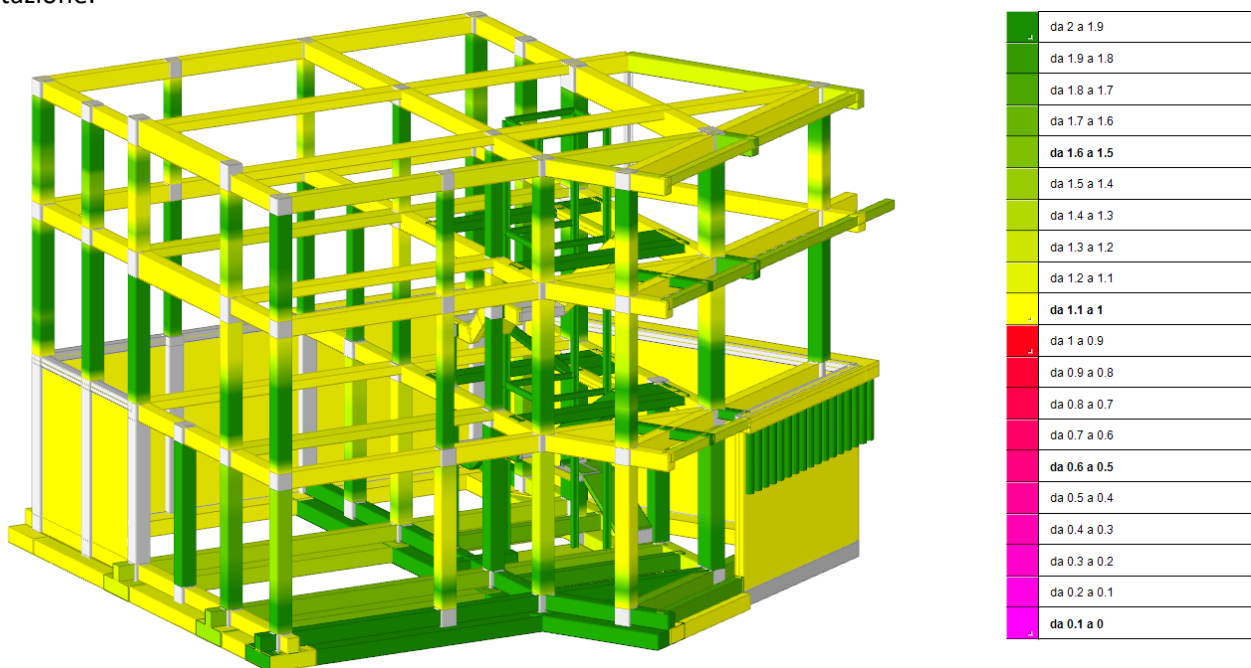
Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-

C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastri alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

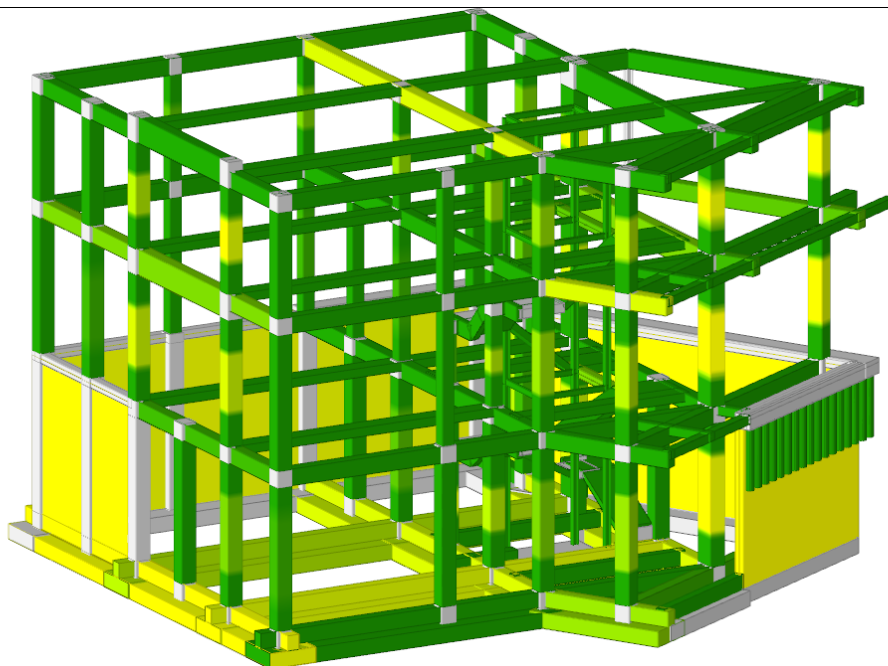
Per quanto riguarda i **requisiti strutturali degli elementi di fondazione** in termini di gerarchia delle resistenze (pt. 7.2.5) gli elementi di fondazione sono dotati di una sovra resistenza rispetto alle strutture immediatamente sovrastanti, ottenuta dalla famiglia di combinazioni “**SLV_{Fondazioni}**”, in cui viene eseguita un’amplificazione delle azioni rispetto all’SLV pari al 10% attraverso il fattore $\gamma_{Rd} = 1,1$ essendo la struttura in classe di duttilità B. Questo procedimento è in grado di garantire il livello di duttilità fissato per la sovrastruttura in elevazione congruentemente con il livello di sicurezza imposto nelle verifiche delle fondazioni, sia in termini di resistenza a taglio/flessione nell’elemento in c.a. sia in termini di portanza/scorrimento al contatto terreno/struttura.

Il programma consente di **controllare sforzi nomali eccessivi nei pilastri** indotti dall’azione sismica, ai sensi del pt. 7.4.4.2.1 in cui la normativa impone che per le strutture in CD “B” (come quella in progetto) la sollecitazione di compressione non deve eccedere il 65% (CD”B”) della resistenza massima a compressione della sezione del solo calcestruzzo. Tale condizione è quindi stata puntualmente verificata per ogni elemento.

Si riporta di seguito la visualizzazione grafica dello stato di verifica degli elementi strutturali, nei diversi ambiti di sollecitazione:

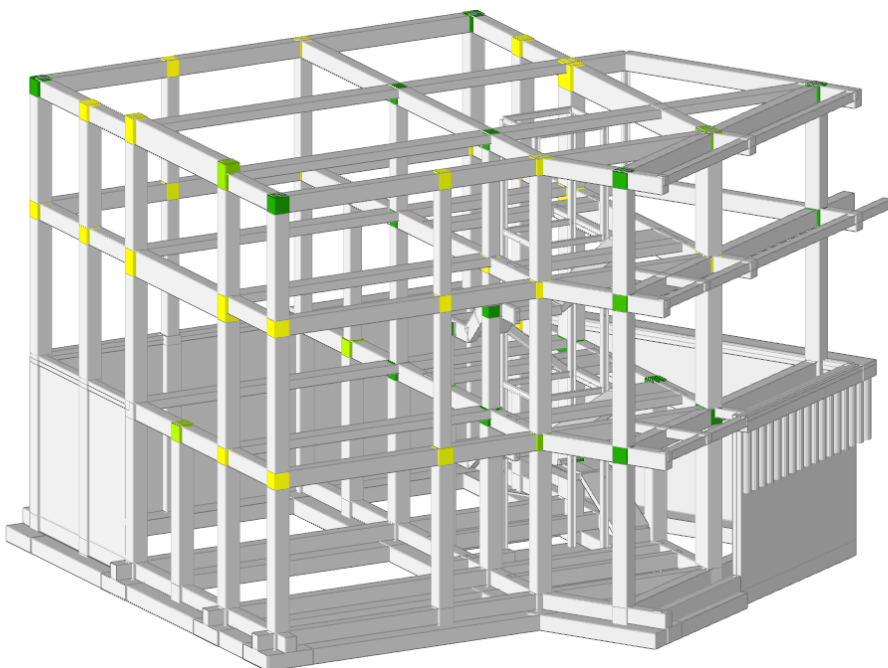


Involuppo Verifiche a FLESSIONE di pilastri, pareti, piastre, travi in c.a. in SLU e SLV > 1 VERIFICATO



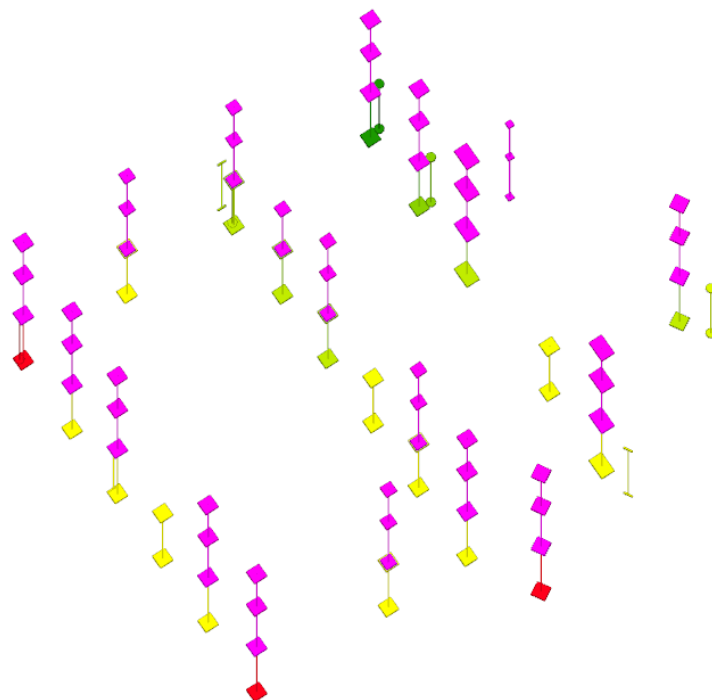
da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

Inviluppo Verifiche a TAGLIO di pilastri, pareti, piastre, travi in c.a. in SLU e SLV > 1 VERIFICATO



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

Inviluppo Verifiche NODI c.a. Trave/Pilastro SLV > 1 VERIFICATO



da 16.5 a 15.8
da 15.8 a 15
da 15 a 14.3
da 14.3 a 13.5
da 13.5 a 12.8
da 12.8 a 12
da 12 a 11.3
da 11.3 a 10.5
da 10.5 a 9.8
da 9.8 a 9.1
da 9.1 a 8.3
da 8.3 a 7.6
da 7.6 a 6.8
da 6.8 a 6.1
da 6.1 a 5.3
da 5.3 a 4.6
da 4.6 a 3.8
da 3.8 a 3.1
da 3.1 a 2.4
da 2.4 a 1.6

Spostamenti di Interpiano SLO (2/3 SLD) - Coefficiente di sicurezza $c.s > 1$ VERIFICATO

VERIFICA DELL'ADERENZA DELLE BARRE DI ARMATURA NEI GETTI IN C.A.

La sovrapposizione delle barre in zona tesa è stata calcolata secondo la seguente relazione:

$A_{barra} \cdot f_{yd} = A_{laterale} \cdot f_{bd}$ → $L = \emptyset f_{yd} / 4 f_{bd} = 54\emptyset$ e quindi sono necessari circa 87 cm per $\emptyset 16$ e circa 108 cm per $\emptyset 20$. Nelle armature di progetto le sovrapposizioni rispettano sempre i limiti minimi della lunghezza di sovrapposizione, con arrotondamenti in eccesso fino ad un massimo di $60\emptyset$.

Per quanto riguarda gli ancoraggi di estremità nel nodo, le barre sono risolte verticalmente in corrispondenza della faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, a contenimento del nodo stesso.

La lunghezza di ancoraggio è stata calcolata per sviluppare una tensione nella barre pari a $1.25 f_{yk}$ e misurata a partire da 6 diametri (10cm per un $\emptyset 16$) dalla faccia del pilastro verso l'interno.

$A_{barra} \cdot (1.25 f_{yk}) = A_{laterale} \cdot f_{bd}$ → pari a circa $47 \emptyset$

Considerando i 6 diametri per iniziare a misurare l'ancoraggio → circa $53\emptyset$

Secondo quanto esposto in bibliografia (Progettare in cls armato di Renè Walther e Manfred Miehlsbradt) piegare il ferro in verticale riduce la lunghezza di ancoraggio di $15\emptyset$, inoltre la presenza di barre trasversali nella zona di ancoraggio riduce la lunghezza di ancoraggio di ulteriori $10\emptyset$ nel caso di una sola barra, e $15\emptyset$ nel caso di due barre. Nel caso di travi in spessore di solaio, siamo in presenza di 2 piegature, con corrispondente riduzione pari a $30\emptyset$.

Solo piega verticale $L=38\emptyset$

- pari a 60cm per $\emptyset 16$ e 76 cm per $\emptyset 20$

Piega verticale e una barra trasversale $L=28\emptyset$

- pari a 45cm per $\emptyset 16$ e 56 cm per $\emptyset 20$

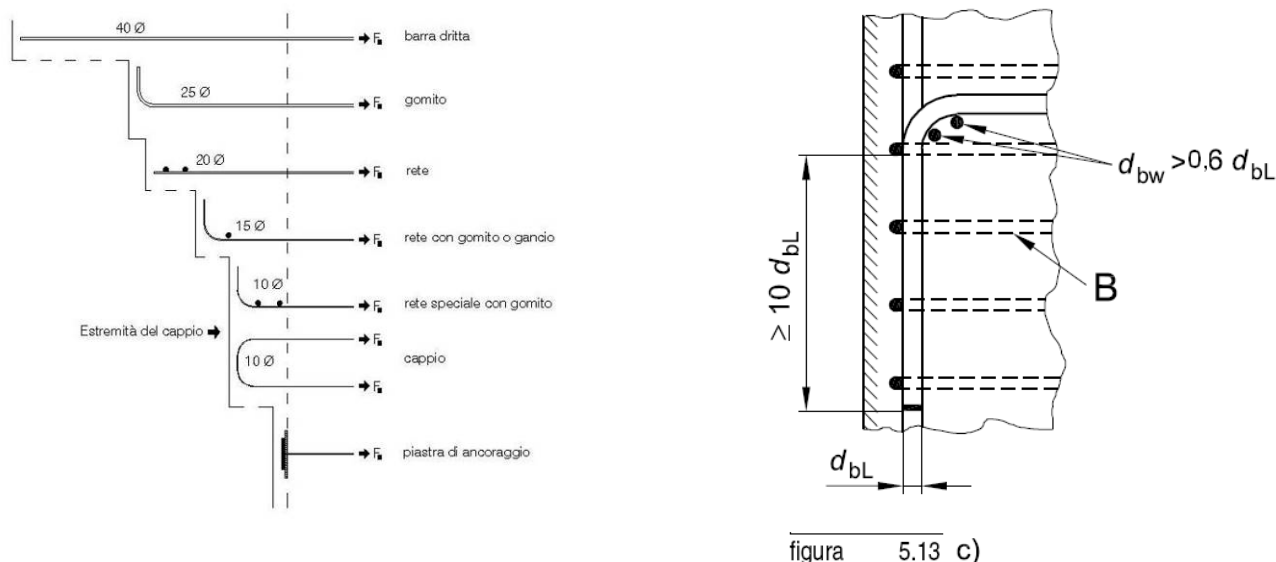
Piega verticale e due barre trasversali $L=23\emptyset$

- pari a 37cm per $\emptyset 16$ e 46 cm per $\emptyset 20$

Travi in spessore con n. 2 piegature $L=23\emptyset$

- pari a 37cm per $\emptyset 16$ e 46 cm per $\emptyset 20$

Riepilogando nelle sovrapposizioni in campata l'ancoraggio sarà garantito con una sovrapposizione almeno pari



a circa 50ϕ al di fuori della zona critica, mentre nel nodo terminale, ove non presenti, saranno aggiunte due barre trasversali in modo da garantire una lunghezza di ancoraggio di almeno 23ϕ . Tali indicazioni trovano riscontro con quanto prescritto dall'EC8 UNI EN 1998-1: 2005 p.t. 5.6.2 che prevede una lunghezza di ancoraggio pari a 10ϕ con una piegatura e due barre aggiuntive in corrispondenza della piegatura.

Le sovrapposizioni delle riprese e gli ancoraggi nel nodo in sommità sono stati progettati in analogia a quanto specificato precedentemente, valido per travi, pilastri, pareti ed elementi in c.a. in genere.

VERIFICHE PER AZIONI VERTICALI GRAVITAZIONALI

Le analisi agli stati limite ultimi di tipo statico **SLU** e **SLE**, vengono condotte principalmente per le verifiche di solette e solai di piano quando presenti.

Per quanto riguarda la deformabilità di travi e solette/solai i valori delle frecce sono stati confrontati con quelli ammissibili riportati al punto C4.1.2.2.2 ed in particolare $1/250$ della luce nella condizione a lungo termine quasi permanente mentre, per quanto riguarda l'integrità degli elementi secondari, pari a $1/400$ o $1/500$ della luce.

Nell'allegato "2.2 2.2 Elaborato di calcolo" sono riportate le verifiche di resistenza e deformabilità eseguite con il software di calcolo e le eventuali verifiche manuali eseguite con fogli elettronici.

ASPETTI GEOTECNICI

Per quanto riguarda le problematiche legate agli **aspetti geotecnici** inerenti i cedimenti assoluti e differenziali a lungo termine, la modellazione elastica lineare con schematizzazione del terreno alla winkler, fornisce valori di distorsioni angolari e deformazioni sempre minori del $1/500$ dello sviluppo delle fondazioni, in analogia ai limiti di deformazione d'interpiano per il contenimento del danno alle strutture secondarie in condizione sismica.

Per quanto riguarda la **fessurazione** la si ritiene verificata in quanto non supera i valori ammissibili (considerati in funzione delle condizioni ambientali, della sensibilità delle armature alla corrosione e delle sollecitazioni). Nel caso in esame, considerando la presenza di una struttura in condizioni ambientali ordinarie con armatura sensibile, nella combinazione di carico frequente risulta $w < w_2 (0.3\text{mm})$ mentre in combinazione quasi permanente $w < w_1 (0.2\text{mm})$.

VERIFICHE COMPLEMENTARI

Mediante fogli di calcolo sono state condotte verifiche manuali in merito a:

- verifica solai di piano;
- verifica tamponamenti a pressoflessione fuori piano per azioni sismiche;

Si veda il capitolo 6.7 della Relazione di Calcolo Automatico 2.2.

CLASSE DI RISCHIO SISMICO

A valle della modellazione globale e della progettazione/verifica degli elementi strutturali è stato possibile determinare in via semplificata la classe di rischio sismico del fabbricato in progetto.

Sulla base dei parametri sismici del sito, dei massimi spostamenti di interpiano **SLO** (verificati e riportati numericamente al capitolo 5.2 della Relazione di Calcolo Automatico) e dei coefficienti di sicurezza minimi degli

elementi nelle verifiche strutturali SLV, si è determinato una Classe di Rischio Sismico "A" per l'edificio di nuova costruzione, gli indicatori assumono i seguenti valori:

PAM = 0,597%

IS-V= 90,4%

Pericolosità sismica del sito

Indicare i valori di PGA per più periodi di ritorno per consentire interpolazione (come minimo 4, max 9)

Dall'alto verso il basso indicare Tr crescente

Tr	ag (PGA)
30	0,0688
50	0,0850
475	0,1871
975	0,2320

PAM
0,597%

IS-V
90,4%

classe
A

classe
A

l'edificio è di classe A

	Tr	ag	rapp
SLV (D)	475,0	0,187	0,299
	ag	Tr	η
SLO (C)			
SLD (C)	0,085	50,0	2,853
SLV (C)	0,187	475,0	3,343
SLC (C)			

Domanda per SLV

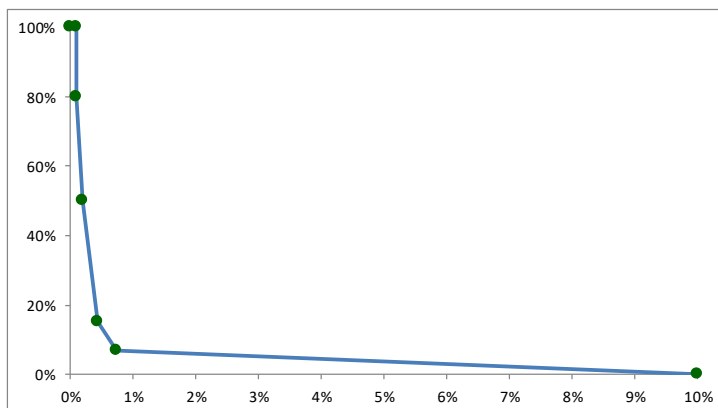
Indicare il periodo di ritorno per SLV

SLV	Tr	ag (PGA)
	712	0,2112

Capacità

Indicare l'accelerazione corrispondente al raggiungimento degli stati limite (almeno SLD e SLV)

SL	ag (PGA)	Tr
SLO		136,4
SLD	0,1445	227,3
SLV	0,1908	507,5
SLC		1041,7

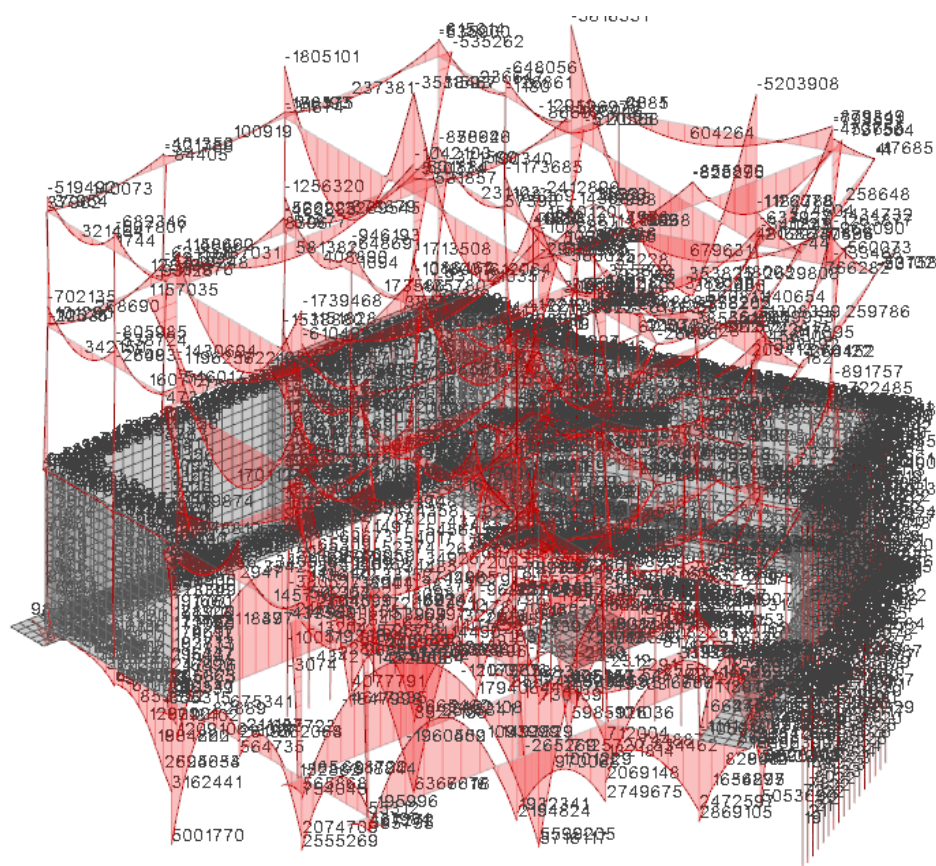
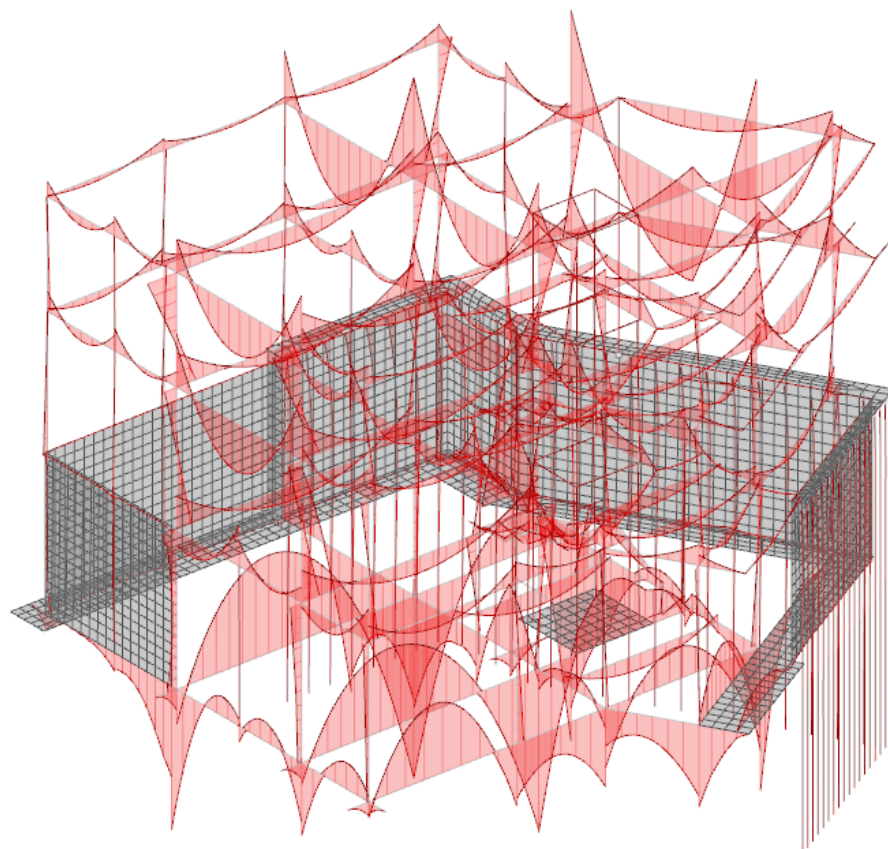


0,0020	Massimo spostamento d'interpiano SLD (Spostamento di interpiano 7 tra "1° solaio" e "Tettoia pilastri H500")
0,0033	Limite spostamento d'interpiano DM2018
1,70	Rapporto incrementale dell'accelerazione di progetto SLD

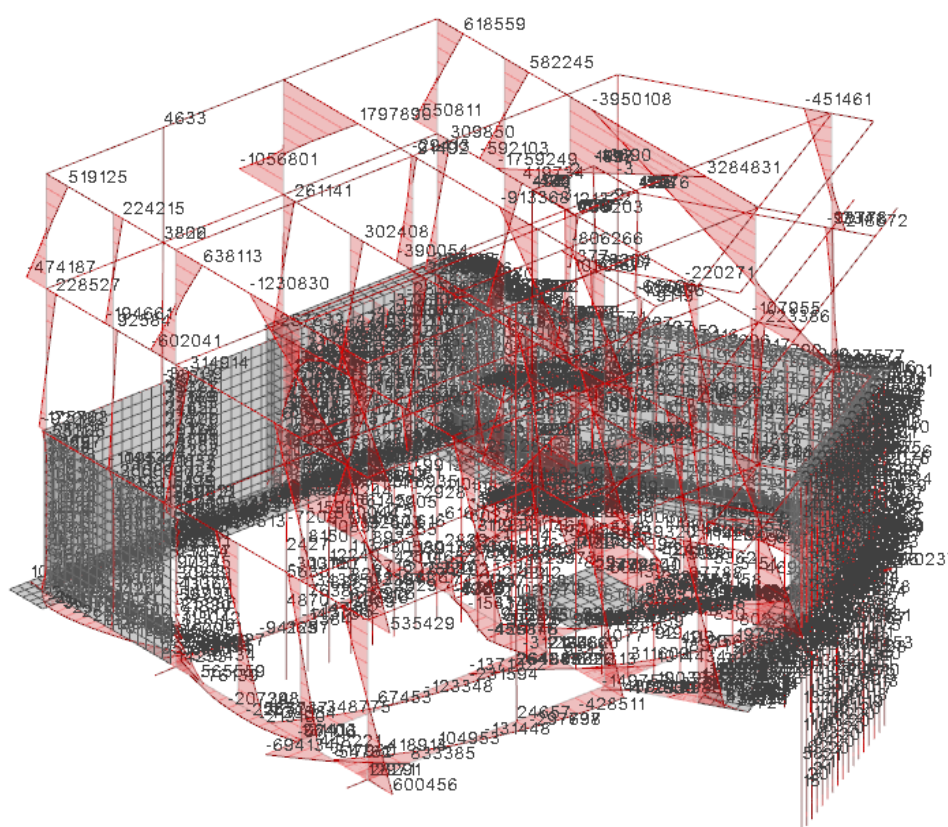
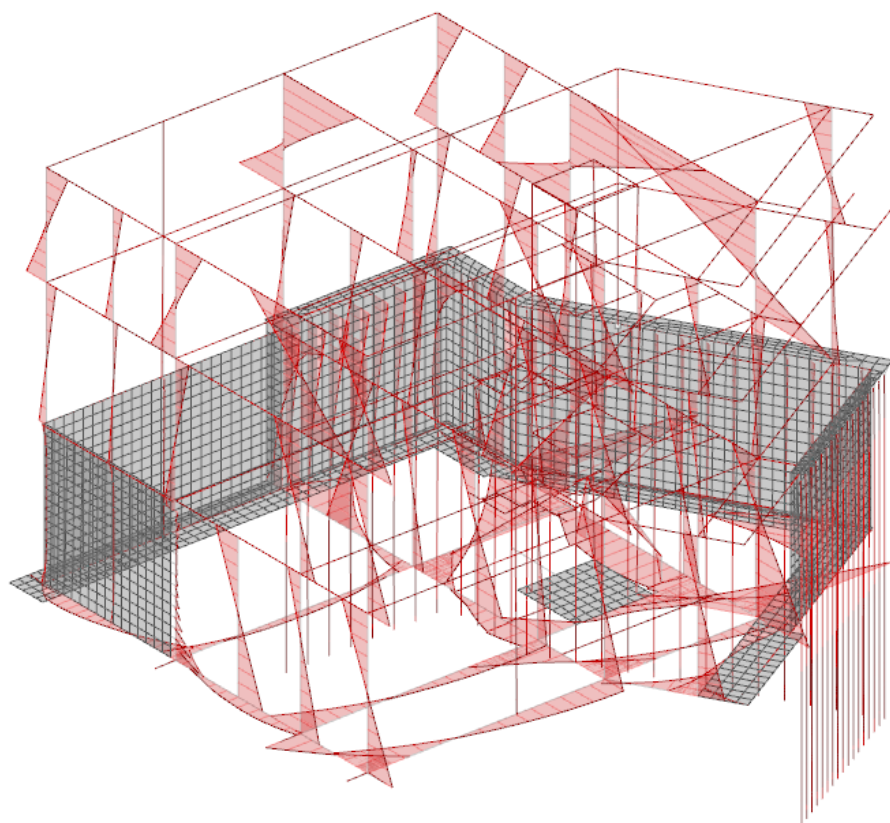
1,0200	Coefficiente di sicurezza minimo tra gli elementi strutturali in SLV
1,0000	Coefficiente di sicurezza da garantire in SLV DM2018
1,02	Rapporto dell'accelerazione di progetto SLV

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;

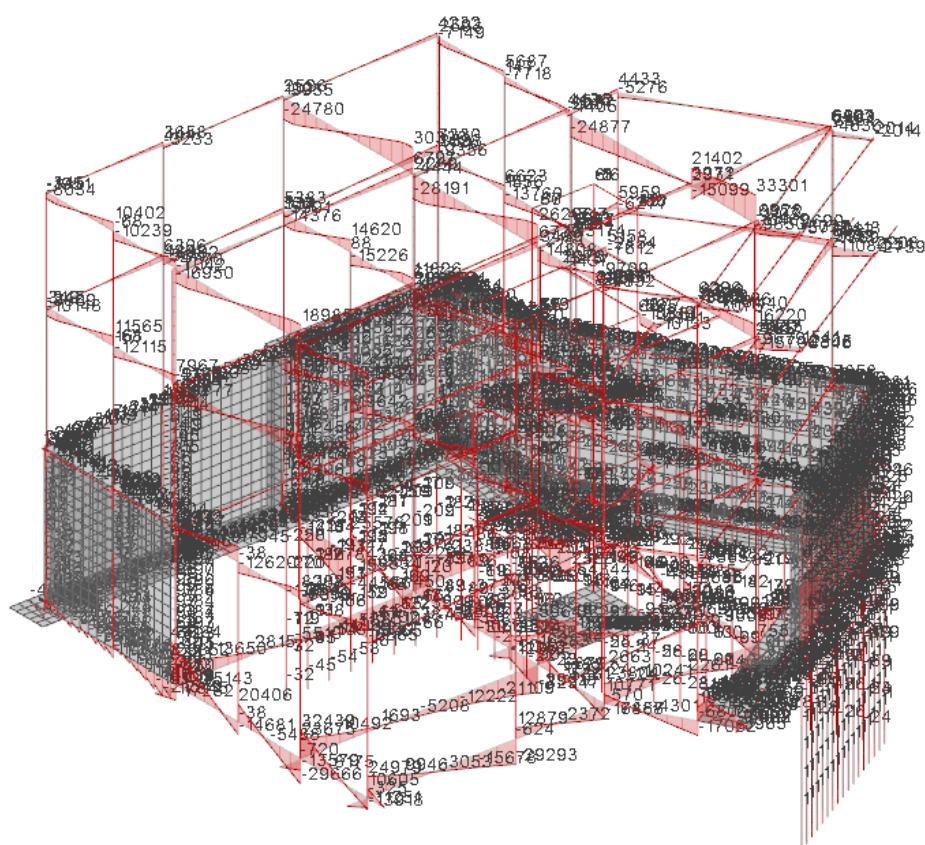
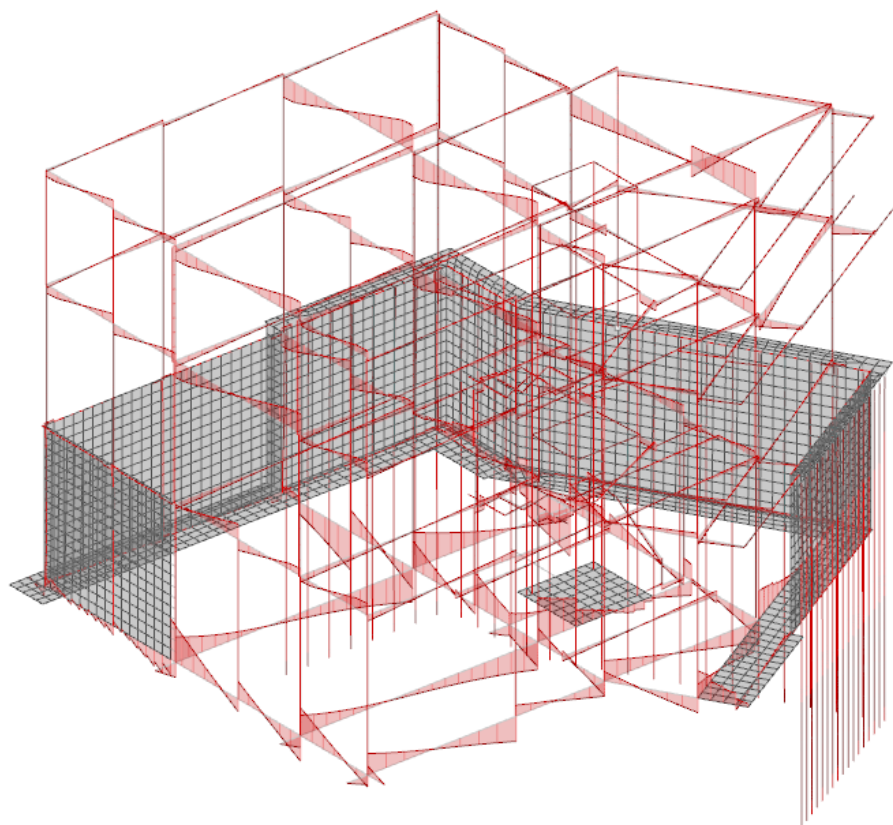
Le deformazioni sono riportate al precedente punto f) della presente relazione, mentre per le sollecitazioni le immagini seguenti riportano le combinazioni di involucro ritenute maggiormente significative, limitatamente agli elementi monodimensionali del modello strutturale:



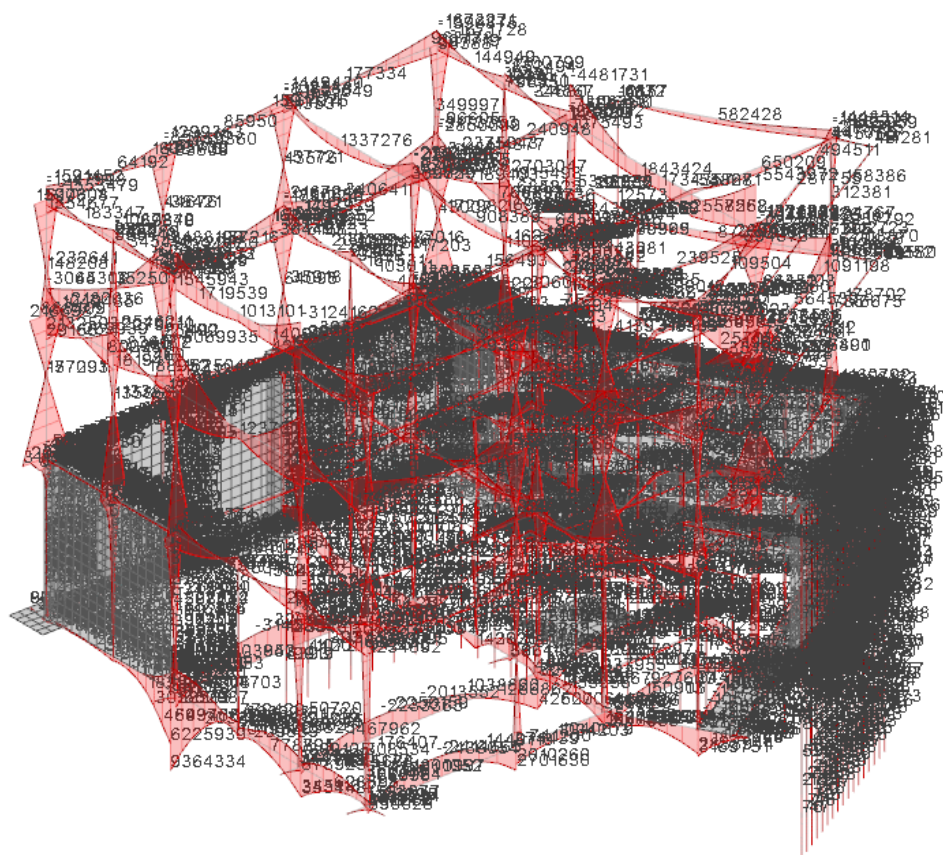
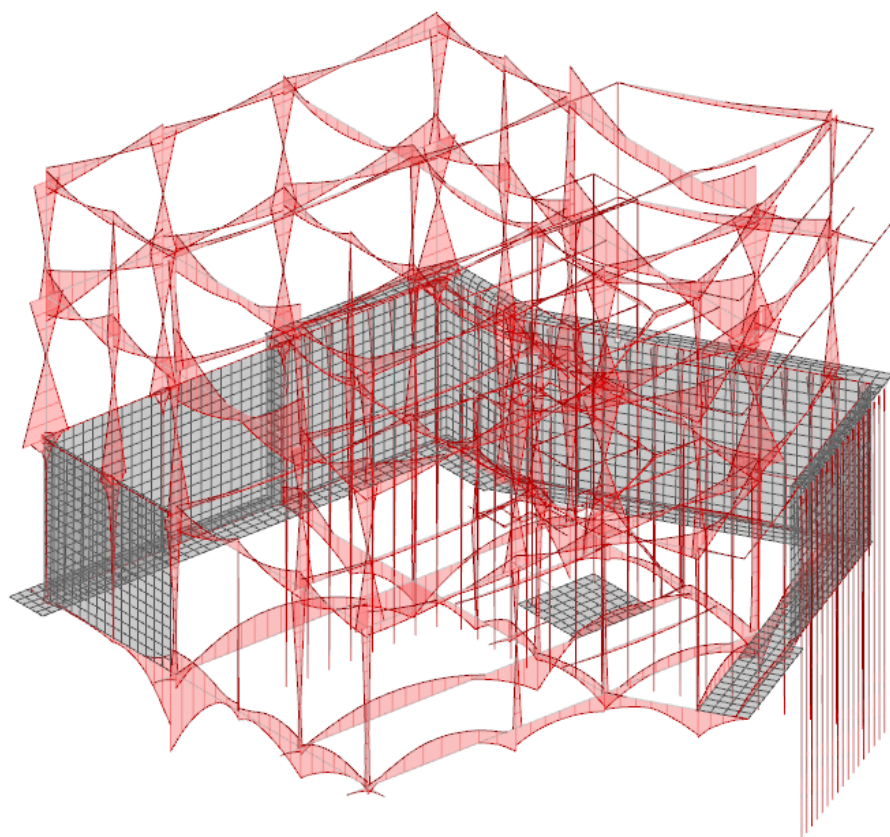
Inviluppo sollecitazioni aste M3 in SLU



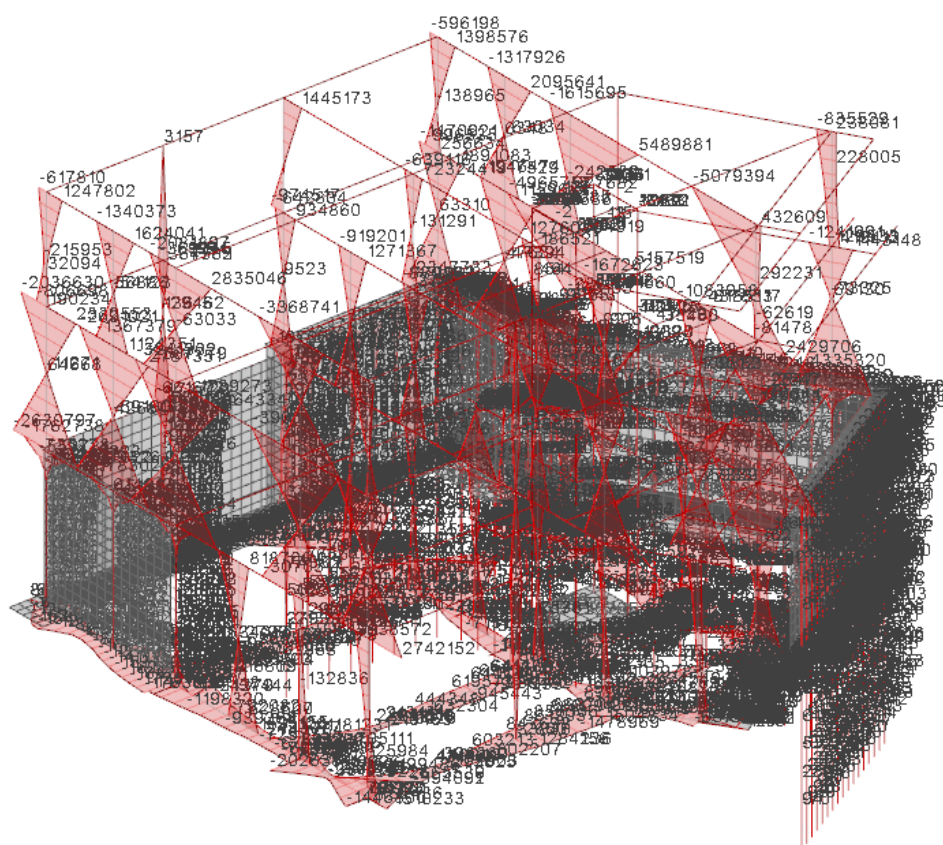
Inviluppo sollecitazioni aste M2 in SLU



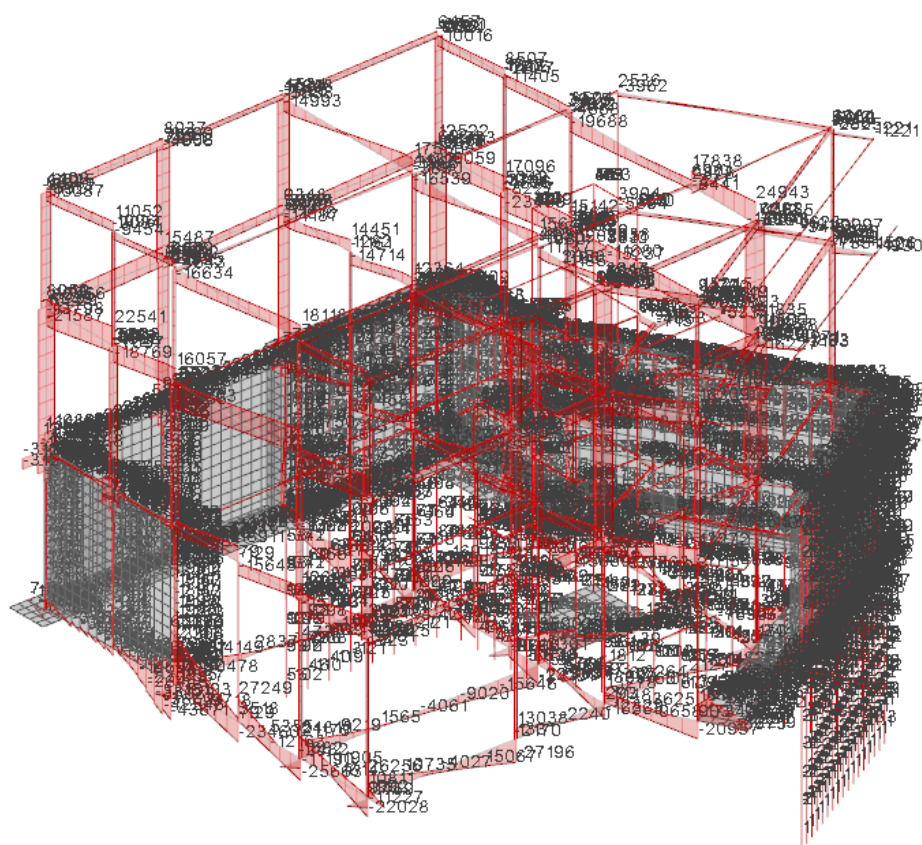
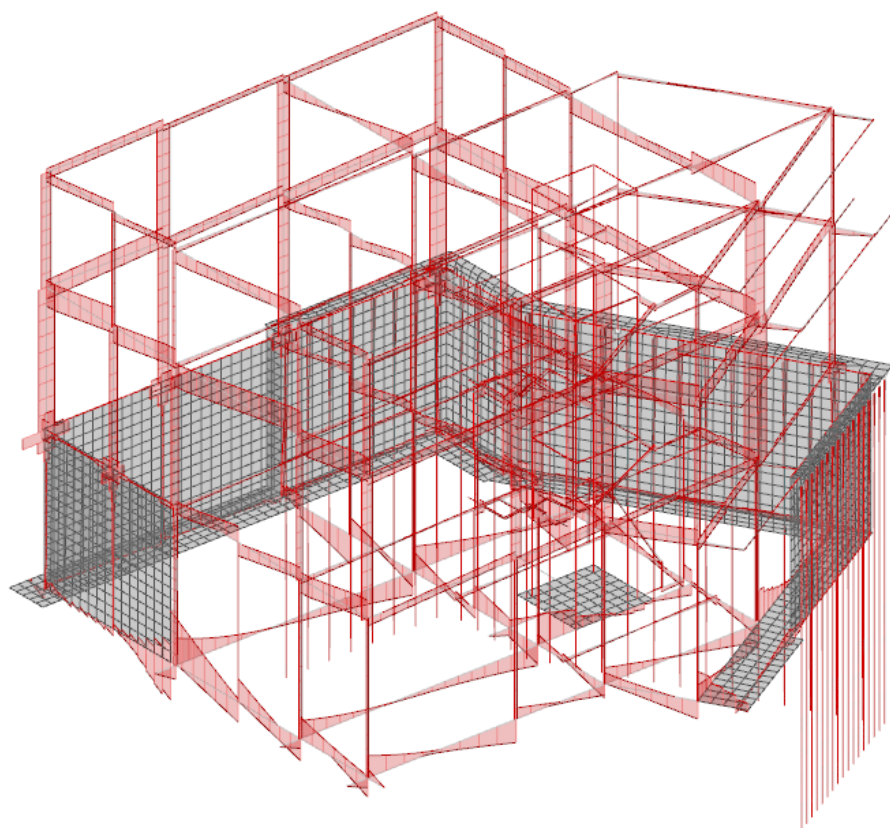
Involuppo sollecitazioni aste F2(T) in SLU



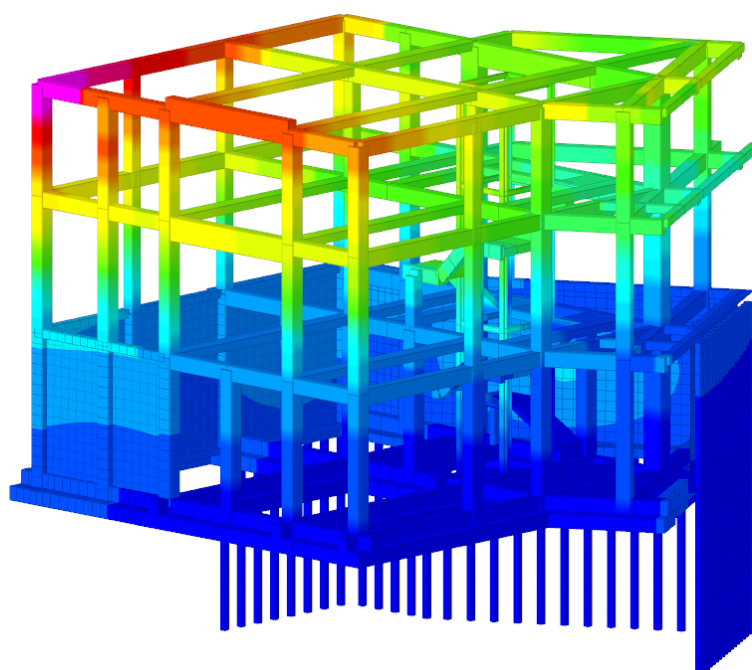
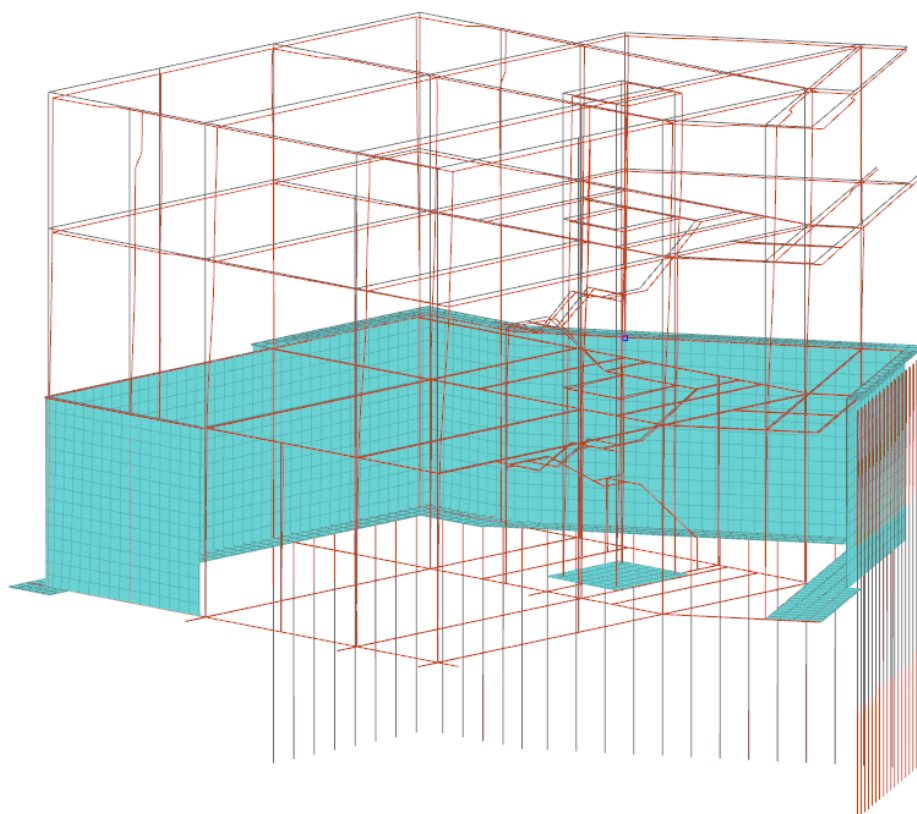
Involuppo sollecitazioni aste M3 in SLV



45



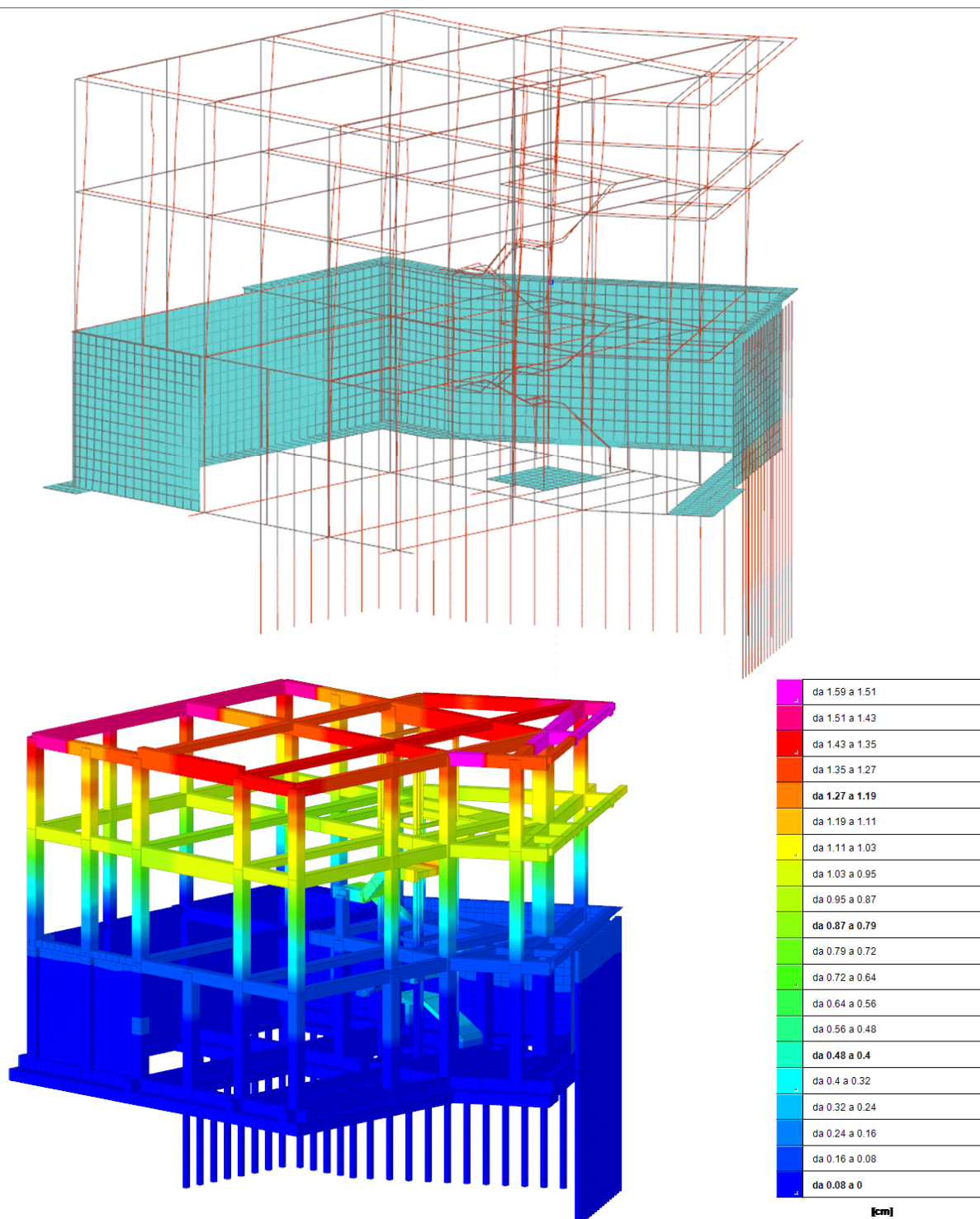
Inviluppo sollecitazioni aste F2 in SLV



da 2.1 a 1.99
da 1.99 a 1.89
da 1.89 a 1.78
da 1.78 a 1.68
da 1.68 a 1.57
da 1.57 a 1.47
da 1.47 a 1.36
da 1.36 a 1.26
da 1.26 a 1.15
da 1.15 a 1.05
da 1.05 a 0.94
da 0.94 a 0.84
da 0.84 a 0.73
da 0.73 a 0.63
da 0.63 a 0.52
da 0.52 a 0.42
da 0.42 a 0.32
da 0.32 a 0.21
da 0.21 a 0.11
da 0.11 a 0

[cm]

Spostamenti in SLV 13 - $q=2,76$ (Sisma X + 30% Y)



Spostamenti in SLV 7 - $q=2,76$ (Sisma Y + 30% X)

k) caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo;

È stata eseguita un'analisi globale del fabbricato ed una modellazione dedicata alle strutture di copertura, mediante un programma di calcolo automatico ad elementi finiti SismiCAD, della Concrete di Padova e fogli di calcolo manuali di tipo Excel. L'analisi preliminare della documentazione a corredo dei software ed i continui e proficui contatti avuti con la casa produttrice da oltre 10 anni hanno consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso in oggetto. Si rimanda al sito www.concrete.it per le informazioni in merito alla "validazione dei codici" in cui sono presenti numerosi benchmark con evidenziato gli scostamenti percentuali di entità ridotta tra le soluzioni automatiche e quelle manuali.



Concrete S.r.l. via della Pieve, 19 - 35121 Padova - P.IVA 02268670284 - Tel. 049 8754720 - Fax 0498755234 - www.concrete.it - e-mail: info@concrete.it

In applicazione di quanto richiesto al punto 10.2. del D.M. 14-01-08, sul sito www.concrete.it alcuni casi di prova riproducibili dall'utilizzatore del software per il controllo ed il riscontro dell'affidabilità e robustezza del codice. Alcuni esempi sono confrontati con semplici calcolazioni svolte direttamente negli esempi; in altri invece si confrontano i risultati ottenuti in SismiCad con esempi noti reperiti in letteratura. Per facilitare la riproduzione, da parte dell'utilizzatore del software, degli esempi svolti vengono forniti, nell'installazione del software, gli esempi realizzati.

l) 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;

Si rimanda all'Allegato 6.2 Relazione geotecnica ed al punto a) della presente relazione per una maggiore definizione delle scelte progettuali condotte per la unità strutturale, relativamente alle verifiche geotecniche svolte di capacità portante e scorrimento, oltre alla verifica delle pressioni esercitate al suolo.

ed inoltre, per le costruzioni esistenti:

m) indicazione della categoria di intervento previsto e motivazione della scelta adottata ⁶ ;

⁽⁶⁾ Intervento di adeguamento, intervento di miglioramento ovvero intervento locale o di riparazione.

NON PERTINENTE NEL CASO IN ESAME, IN QUANTO TRATTASI DI NUOVA COSTRUZIONE. Unico intervento sulla struttura esistente risulta inerente la costruzione di una quota di pavimentazione rialzata in paretine e tavelloni con getto di soletta armata superiore nella zona di passaggio tra la nuova unità strutturale e l'esistente; le masse in gioco risultano sostanzialmente insignificanti a livello globale, mentre localmente investono una quota parte limitata del campo di solaio interessato.

n) descrizione della struttura esistente nel suo insieme, delle eventuali interazioni con altre unità strutturali e delle modalità con cui di ciò si è tenuto conto, dei principali interventi realizzati nel tempo, nonché sintesi delle vulnerabilità riscontrate, derivanti dal rilievo strutturale;

NON PERTINENTE NEL CASO IN ESAME, IN QUANTO TRATTASI DI NUOVA COSTRUZIONE.

o) definizione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti le strutture interessate dall'intervento, in relazione ad eventuali indagini specialistiche condotte o ad altro materiale disponibile, e conseguente determinazione dei livelli di conoscenza e dei corrispondenti fattori di confidenza;

NON PERTINENTE NEL CASO IN ESAME, IN QUANTO TRATTASI DI NUOVA COSTRUZIONE.

p) risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento, in condizioni statiche sismiche.

NON PERTINENTE NEL CASO IN ESAME, IN QUANTO TRATTASI DI NUOVA COSTRUZIONE.

Il progettista strutturale

