



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA INERENTE LA REALIZZAZIONE DELLA
NUOVA SCUOLA PRIMARIA DI VIA OZANAM” - CIG 8565437637
NUOVA SCUOLA PRIMARIA DI VIA OZANAM
Relazione tecnica e di calcolo delle opere strutturali

Relazione Tecnica e di Calcolo delle opere strutturali

Attuazione dell'art. 10.1 del D. M. 17/01/2018

Documentazione fotografica

Relazione di calcolo delle strutture

Relazione sui materiali impiegati

COMMITTENTE

***Comune di Concorezzo
Piazza della Pace, 2 20863 - Concorezzo (MB)***

OPERA

***Concorezzo
Realizzazione della nuova scuola Primaria di Via Ozanam***

OGGETTO

Progetto di fattibilità tecnico-economica

<u>DATA</u>	<i>Luglio 2023</i>	<u>ARCHIVIO</u>	<i>21-075 – D001</i>	<u>REVISIONE</u>	<i>00</i>
-------------	--------------------	-----------------	----------------------	------------------	-----------



INDICE

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	4
3	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	5
3.1	INQUADRAMENTO NORMATIVO	5
3.2	RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA	6
3.3	ANALISI DEI CARICHI	10
3.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	11
3.5	AZIONE SISMICA	12
3.6	CARICO DA NEVE	14
3.7	CARICO DA VENTO.....	15
3.8	COMBINAZIONI DEI CARICHI	17
3.9	CARICHI DI PROGETTO.....	18
3.10	MATERIALI	19
3.11	DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE	21
3.11.1	SCUOLA "A"	21
3.11.2	SCUOLA "B"	29
3.11.3	PALESTRA".....	37
3.12	CODICI DI CALCOLO E VALIDAZIONE.....	42
4	RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE	45
5	RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI	48
6	CONCLUSIONI	52

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il progetto di Fattibilità Tecnico-Economica dell'intervento di realizzazione di una nuova Scuola Primaria in Via Ozanam nel Comune di Concorezzo (MB).

La struttura della scuola è prevista principalmente in cemento armato gettato in opera, con solai in lastre tipo "predalles" o in lastre alveolari in cemento armato precompresso, mentre la struttura della palestra con annessi spogliatoi è prefabbricata su fondazioni gettate in opera.

Si presenta una descrizione della struttura, la caratterizzazione dei materiali prescritti, le ipotesi di progetto strutturale e i principali risultati di calcolo di alcuni elementi esemplificativi, ottenuti per mezzo del modello di calcolo agli elementi finiti.

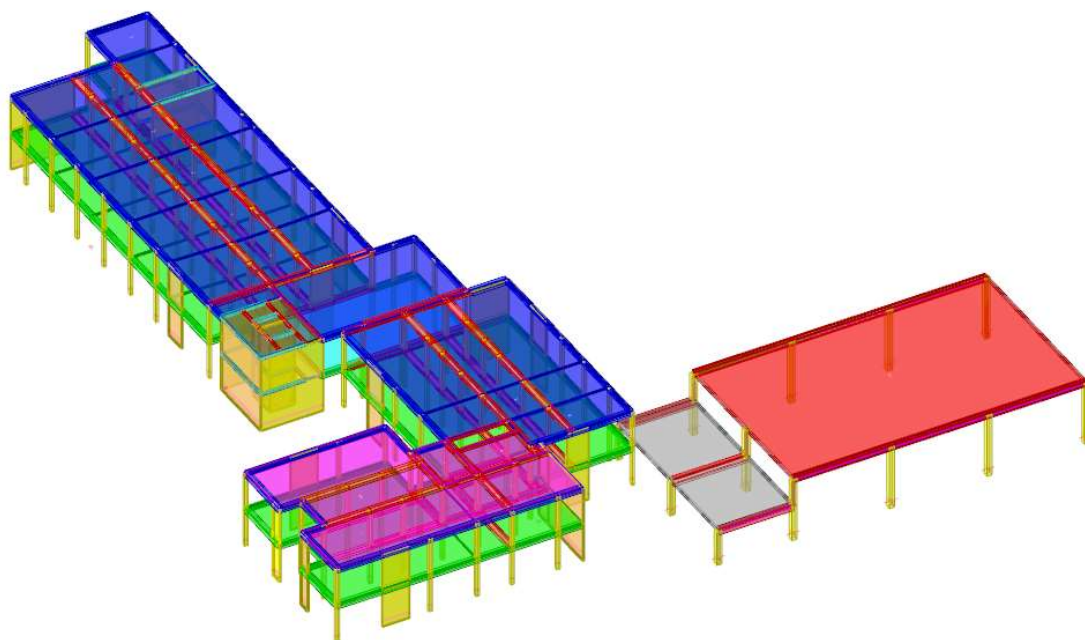


Figura 1: Immagine tridimensionale della struttura.

2 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Si riporta l'individuazione dell'area in cui sorgerà il complesso oggetto della presente relazione, da realizzare in comune di Concorezzo (MB), Via Ozanam.



Figura 2: Individuazione dell'area in cui sorgerà il complesso scolastico.

3 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

3.1 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il calcolo della struttura è eseguito nel rispetto delle normative attualmente in vigore. Di seguito si elencano le normative assunte come riferimento:

Decreto Ministeriale del 17/01/2018

“Norme Tecniche per le Costruzioni”

Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 21/01/2019, n. 7

“Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”

Eurocodice 0 EN 1990

“Principi di progettazione strutturale”

Eurocodice 1 EN 1991

“Azioni sulle strutture”

Eurocodice 2 EN 1992

“Progetto di strutture in calcestruzzo”

Eurocodice 3 EN 1993

“Progetto di strutture in acciaio”

Eurocodice 5 EN 1995

“Progetto di strutture in legno”

Eurocodice 7 EN 1997

“Geotecnica”

Eurocodice 8 EN 1998

“Progetto di strutture resistenti al sisma”

Istruzioni e linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Decreto del Presidente della repubblica del 06/06/2001 n. 380

“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia”



3.2 RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA

La presente relazione si riferisce alla realizzazione delle opere strutturali relative all'intervento di costruzione di una nuova Scuola Primaria nel Comune di Concorezzo (MB), nella parte centrale del territorio comunale compresa tra Via Federico Ozanam e la Strada Provinciale.

Nel dettaglio, si prevede la demolizione della scuola esistente e ricostruzione della nuova scuola costituita da n.2 piani: piano terra e piano primo con annessi locali mensa e palestra, illustrati nella presente relazione.

Il sito dove avverrà la costruzione in oggetto è caratterizzato da un'altitudine di 167 m s.l.m. e le sue coordinate geografiche espresse in latitudine Nord (distanza angolare dall'equatore verso Nord) e longitudine Est (distanza angolare dal meridiano di Greenwich verso Est) sono rispettivamente pari a Latitudine 45°58'54"N e Longitudine 9°33'13"E.

Dall'analisi della "Tavola 8 – Carta della Fattibilità geologica" del P.G.T. comunale, si osserva che l'area di indagine rientra in **classe di fattibilità F3 – fattibilità con consistenti limitazioni, in particolare nella classe F3B - aree con presenza di "occhi pollini" a rischio geotecnico** nelle quali è possibile incontrare terreni dalle caratteristiche scadenti o in cui si potrebbero verificare crolli dovuti alla presenza di vuoti pollini.

Per tali aree valgono le prescrizioni "Linee guida" indicate nella "Relazione di Piano del P.T.C.P. della Provincia di Monza e Brianza, dove nel dettaglio si segnala la necessità di evitare l'immissione concentrata di acque nel sottosuolo (ad esempio con pozzi perdenti) se non dopo avere provveduto a svolgere analisi dirette che consentano l'esclusione localizzata di cavità sotterranee potenzialmente in grado di generare un dissesto anche superficiale.

La "Tavola 8 – Carta della Fattibilità geologica" fornendo informazioni sulla microzonazione sismica (Allegato 5 D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011), include l'area in oggetto in quelle zone in cui è necessaria l'applicazione non solo dell'analisi della pericolosità sismica al II livello ma anche al III livello di approfondimento in fase progettuale più avanzata.

Per quanto riguarda le caratteristiche del sito dove l'opera verrà realizzata si rimanda agli elaborati del progetto architettonico e alla relazione geologico-geotecnica a firma del Dott. Davide Roverselli Geologo.

L'edificio si sviluppa su due piani fuori terra ed è costituito da due porzioni ortogonali e connesse tra loro: una destinata alle aule per attività didattiche, laboratori e uffici con orientamento Nord-Sud; l'altra destinata ad ospitare mensa, locali di servizio, palestra e

spogliatoi con orientamento Est-Ovest. La struttura nella sua interezza presenta dimensioni massime in pianta pari a circa 82 x 98 m, con una superficie coperta complessiva di circa 2890 m².

Fondazioni: poiché la relazione geologica di fattibilità tecnica ed economica a firma del Dott. Davide Roverselli svolta sull'area che ospiterà la scuola ha evidenziato che il sottosuolo in esame, oltre ad essere costituito da strati superficiali con caratteristiche meccaniche scarse, presenta anche cavità (dette anche "occhi pollini") di dimensioni importanti e potenzialmente distribuiti su tutta l'area in esame. Per questo motivo sia per la porzione adibita a scuola sia per quella adibita a palestra e spogliatoi sono previste fondazioni di tipo indiretto costituite da micropali di fondazione con profondità dal piano di posa della fondazione di circa 12-15m, la cui portata dovrà essere approfondita nelle successive fasi progettuali. Tali micropali saranno realizzati mediante una perforazione del terreno di diametro 24cm che sarà riempita con boiaccia a base cementizia ed armata con un tubolare metallico a sezione circolare di diametro 139,7cm e spessore 8mm. La testa del micropalo, per sviluppare la necessaria portata, dovrà andare ad ammorsarsi per un tratto sufficientemente lungo, all'interno dell'orizzonte di fondo caratterizzato da parametri meccanici migliori.

Relativamente alla porzione gettata in opera della scuola, le strutture di collegamento alla testa dei micropali saranno costituite da travi a T rovescio, di altezza totale 100cm e larghezza 90cm, incrociate e collegate a formare un graticcio per garantire una uniforme distribuzione dei carichi che discendono dai muri, dai setti e dai pilastri sui micropali di fondazione su cui appoggiano. Nelle zone interne al graticcio sarà realizzato un vespaio aerato composto da casseri a perdere, del tipo "igloo", poggianti su uno strato di magrone, con getto di completamento e soletta collaborante, al di sopra della quale sarà realizzato il pacchetto di pavimentazione.

Relativamente alla porzione prefabbricata della palestra e spogliatoi, le strutture di collegamento alla testa dei micropali saranno costituite da fondazioni isolate, del tipo a plinto di dimensione 270cm x 200cm x 90cm, poggianti su 6 micropali ciascuno di profondità congrua a sopportare gli sforzi assiali e flettenti trasmessi dalla sovrastruttura prefabbricata alla base dei pilastri. Plinti di dimensione 170cm x 70cm x 50cm su due micropali saranno posti a metà trave portapannello.

In conformità alle richieste della vigente normativa i plinti saranno collegati, in entrambe le direzioni, mediante travi in c.a. dimensionate in modo tale da evitare spostamenti relativi fra

le fondazioni, soprattutto in caso di sisma, e limitatamente alle travi perimetrali con funzione di portapannello.

Strutture verticali: le strutture in elevazione della nuova struttura gettata in opera della scuola sono costituite da muri in c.a. di spessore 25 cm in corrispondenza dei vani scala, da pilastri in c.a. con sezioni variabili in rapporto ai carichi agenti e comprese tra 30x40 cm e 30x50 cm e da setti sismici con sezioni variabili di spessore 30cm.

Ai setti è affidata la funzione di assorbire le azioni orizzontali derivanti dal sisma e dal vento, sgravando i pilastri da questo compito e destinandoli allo scopo di resistere alle azioni gravitazionali.

Strutture orizzontali: l'edificio vede la presenza di diverse tipologie di solaio.

I solai delle due stecche rettangolari sono costituiti da solette in lastre di tipo "Predalles", di spessore 25+5cm di cappa, da solette in lastre alveolari in cemento armato precompresso di spessore 32 cm+5cm di cappa e da solette piene di spessore pari a 20 cm.

Le solette in predalles e in lastre alveolari prevedono una cappa superiore in calcestruzzo di spessore pari a 5cm. Le travi, nelle quali si inseriscono le solette, sono in parte in spessore di solaio e in parte ribassate, adibite a garantire la necessaria resistenza per la presenza di carichi concentrati o luci significative, e hanno sezioni variabili in funzione del carico da sopportare. La loro disposizione è indicata in modo esauriente nelle tavole allegate. Lo schema statico adottato per il calcolo delle travi è quello di continuità su più appoggi. Ai fini dell'analisi sismica le solette sono considerate piani infinitamente rigidi.

Le scale interne di collegamento tra i due piani sono realizzate in c.a., costituite da solette di spessore pari a 12 cm e soprastanti gradini sagomati.

La scala esterna di sicurezza è costituita da una struttura portante verticale ed orizzontale metallica in tubolari 160x160x6, profilati metallici HEA/HEB200, cosciali UPN 240, controventi in tubolari 80x80x3, tiranti Ø 20 mm; i pianerottoli e i gradini in lamiera piegata bugnata di spessore 3+2 mm.

Struttura prefabbricata: come detto la palestra, strutturalmente separata da giunto dalla scuola gettata in opera, ha struttura in elevazione prefabbricata composta da due volumi: gli spogliatoi e la palestra per le attività sportive. L'area per le attività sportive con il volume

più alto ha copertura con tegoli alari tipo ONDAL MC Prefabbricati; gli spogliatoi con un volume più basso hanno copertura in tegoli piani di impalcato in c.a.p. con sezione "TT". Conformemente a quanto indicato nel D.M. 3 dicembre 1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate, ogni fornitura deve essere corredata, oltre che dai disegni del manufatto e dall'indicazione delle sue caratteristiche d'impiego, anche da apposito certificato di origine firmato dal produttore e dal tecnico responsabile della produzione. In presenza delle condizioni sopra elencate, i manufatti potranno essere accettati senza ulteriori esami e controlli.

Le caratteristiche degli elementi prefabbricati della palestra sono:

- Pilastrini in c.a.v., con incorporato pluviale in pvc completi di curva di uscita al piede, ove previsto di sezione 60x70cm
- Travi piane in c.a.p. con sezione a doppio T di altezza 70cm
- Tegoli di copertura in c.a.p., con tegoli alari tipo ONDAL MC Prefabbricati, larghi m 2,50 ed alti cm 70, posati ad un interasse massimo di m 5,00, con superficie all'intradosso completamente liscia da cassero metallico, di lunghezza 20,15m
- Coppelle di copertura in c.a.v. poste a completamento tra i tegoli alari tipo ONDAL MC Prefabbricati, con superficie all'intradosso completamente liscia da cassero metallico.
- Elementi terminali in c.a.v. per la chiusura delle testate delle coppelle di copertura poste a completamento tra i tegoli alari tipo ONDAL MC Prefabbricati, con finitura interna completamente liscia da cassero metallico.

Le caratteristiche degli elementi prefabbricati degli spogliatoi sono:

- Pilastrini in c.a.v., con incorporato pluviale in pvc completi di curva di uscita al piede, ove previsto di sezione 60x70cm
- Mensole in c.a.v. predisposte sui pilastrini della copertura a sostegno delle travi portaimpalcato
- Travi piane in c.a.p. con sezione ad L di altezza 75cm
- Travi piane in c.a.p. con sezione a T rovescio di altezza 75cm
- Tegoli piani di impalcato in c.a.p., di altezza 50cm, con sezione a "TT" e larghezza standard di m 2,50, calcolati per il sovraccarico permanente + variabile definito nella parte "Caratteristiche dell'edificio" oltre al peso proprio del tegolo e del getto integrativo in c.a., da eseguirsi in opera a cura e spese dell'Impresa a secondo delle prescrizioni dell'prefabbricatore.

Al fine di evitare la possibile espulsione di tamponature, partizioni interne e controsoffitti



sotto l'azione sismica, l'esecuzione dovrà avvenire mediante tipologie e con gli opportuni accorgimenti atti a soddisfare le verifiche sismiche in accordo al 7.3.6.2 del D.M. 17 gennaio 2018 e dovranno essere preventivamente sottoposti alla D.L. per approvazione.

3.3 ANALISI DEI CARICHI

Le sollecitazioni sono valutate considerando le combinazioni di carico definite al paragrafo 2.5.3 del D.M. 17/01/2018. Le verifiche sono condotte con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, secondo le modalità definite nel 17/01/2018.

Il paragrafo 2.5.1.3 "Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo" definisce le seguenti azioni:

- a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P).
- b) variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- - sovraccarichi;
 - - azioni del vento;
 - - azioni della neve;
 - - azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

- c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
- incendi
 - esplosioni

- urti ed impatti;
- d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

3.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il livello di sicurezza previsto dal D.M. 17/01/2018 è correlato alla vita nominale e alla classe d'uso dell'edificio, al periodo di riferimento, alle azioni e alle loro combinazioni, comprese le azioni sismiche e quelle eccezionali. La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. L'edificio in oggetto è classificabile come "struttura ordinaria", con una vita nominale pari a $V_N=50$ anni.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Inoltre, rientrando tra le costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti in accordo con la committenza, rientra nella classe IV, per la quale il coefficiente d'uso risulta pari a $C_U=2,0$.

<i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 = 100$ anni.

3.5 AZIONE SISMICA

In accordo con il D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129, la località risulta ricadente in "Zona 3", relativamente alla classificazione sismica regionale.

Con riferimento alla Relazione geologico-geotecnica redatta dal Geologo incaricato, la categoria di sottosuolo di riferimento è assunta di tipo "B", con condizioni topografiche "T1".

In base alle coordinate geografiche del luogo il punto di riferimento del reticolo risulta essere caratterizzato all'SLO da un'accelerazione orizzontale massima attesa pari a 0,029 g e dai seguenti valori per $T_R = 60$:

$$a_g = 0,029$$

$$F_O = 2,54$$

$$T_C = 0,205$$

In base alle coordinate geografiche del luogo il punto di riferimento del reticolo risulta essere caratterizzato all'SLV da un'accelerazione orizzontale massima attesa pari a 0,074 g e dai seguenti valori per $T_R = 949$:

$$a_g = 0,074$$

$$F_O = 2,63$$

$$T_C = 0,293$$

Lo spettro elastico di risposta dell'accelerazione orizzontale del terreno è determinato con riferimento al paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018. Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici in accelerazione per gli Stati Limite SLO e SLV.

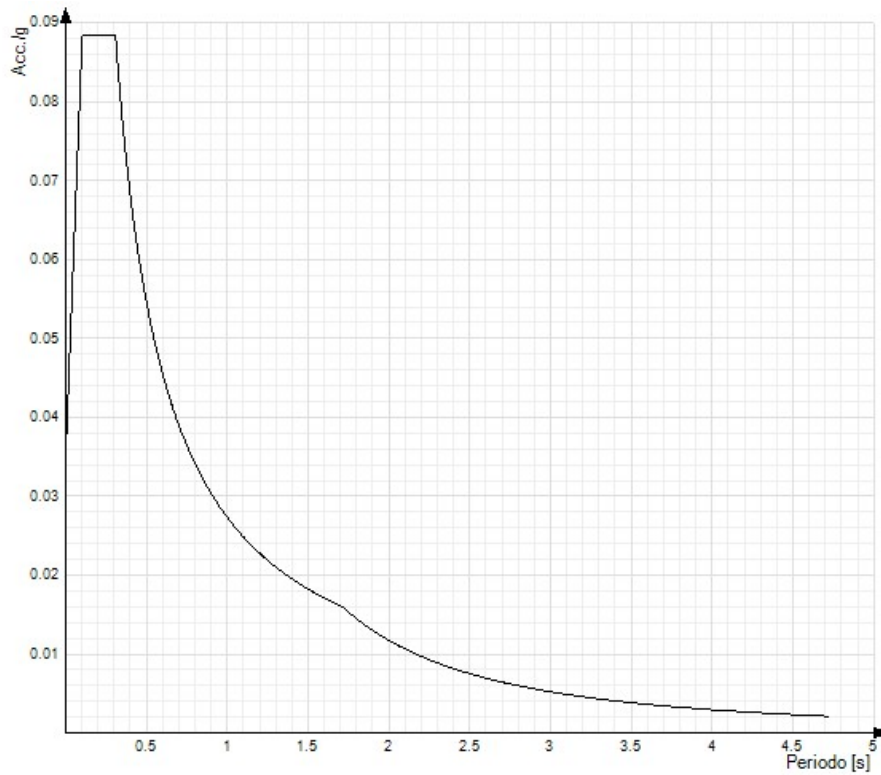


Figura 3: Spettro di risposta elastico in accelerazione SLO

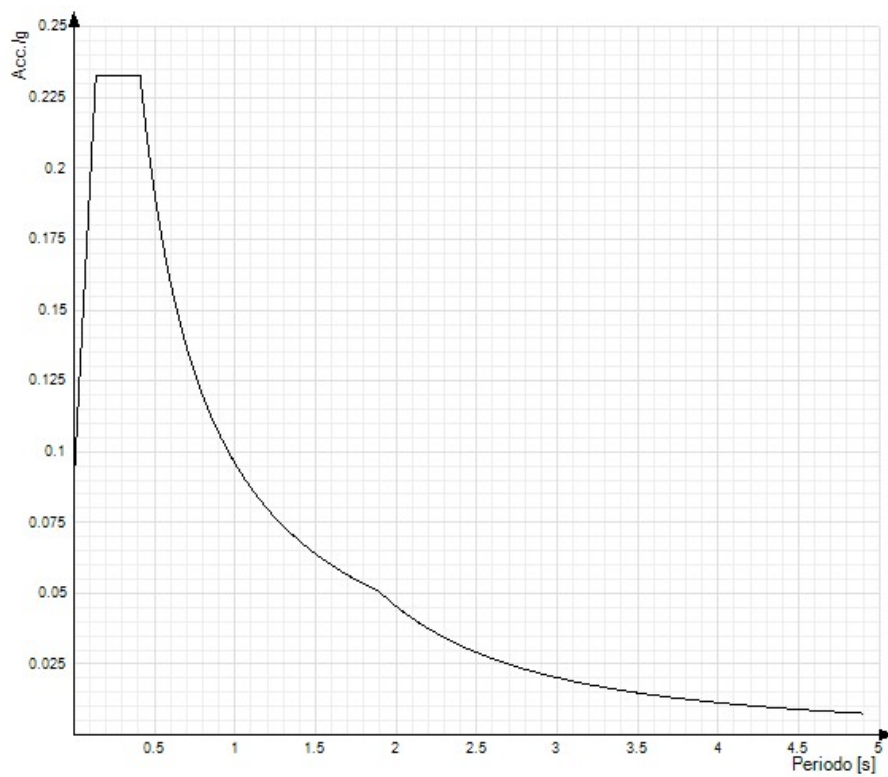


Figura 4: Spettro di risposta elastico in accelerazione SLV

3.6 CARICO DA NEVE

Per il calcolo del carico da neve, si fa riferimento al paragrafo 3.4 del D.M. 17/01/2018.

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/60)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{3.4.3}$$

Essendo il sito dove sorge la costruzione caratterizzato da un'altitudine di 170 m s.l.m. e in provincia di Monza Brianza (Zona I - Mediterranea), il valore caratteristico di riferimento del carico neve risulta:

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

Il carico sulle coperture viene calcolato per le due principali condizioni geometriche, ovvero copertura piana e copertura a più falde, in funzione del Coefficiente di esposizione C_E e del coefficiente di forma μ_i .

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso di coperture piane il coefficiente di forma μ_i della copertura risulta pari a 0,8, mentre i coefficienti di esposizione C_E e termico C_t risultano pari a 1.

Il carico neve sulle coperture piane dell'edificio scolastico risulta quindi pari a $q_s = 0,8 \times 1,50 \times 1 \times 1 = 1,20 \text{ kN/m}^2$.

In favore di sicurezza, poiché la copertura è piana con muretti di contenimento perimetrali, si è considerata un carico di $1,50 \text{ kN/m}^2$ per tenere in conto della possibile presenza di accumulo di acque meteoriche.

3.7 CARICO DA VENTO

Per il calcolo del carico da vento, si fa riferimento al paragrafo 3.3 del D.M. 17/01/2018.

Essendo il sito dove sorge la costruzione caratterizzato da un'altitudine di 170 m s.l.m. e in Lombardia (Zona 1), in accordo con la tabella 3.3.I la velocità di riferimento risulta $v_b = 25$ m/s.

La pressione cinetica di riferimento risulta di conseguenza:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Il coefficiente di esposizione viene valutato in funzione dell'esposizione, che in accordo con la tabella 3.3.III risulta di Categoria IV, e del coefficiente di topografia, pari a $c_t = 1$.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

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

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare	10 km	30 km			
	2 km					
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Valutato sulla massima altezza dell'edificio, corrispondente ai colmi della copertura a più falde e pari a circa 9,3 m, il coefficiente di esposizione è pari a $c_e = 1,74$.

La pressione del vento viene calcolata in funzione del coefficiente di forma per ciascuna specifica configurazione geometrica:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = c_e \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2$$

Dalle analisi svolte sul modello dell'edificio della scuola emerge che il carico da vento, avendo un coefficiente di combinazione $\Psi_2 = 0$ in condizioni sismiche ed essendo comunque di entità non particolarmente elevata, limitatamente alla struttura in esame della scuola gettata in opera, nelle combinazioni statiche in cui compare, produce sollecitazioni meno gravose rispetto a quelle generate dalla combinazione sismica. Pertanto la presenza del vento viene trascurata nelle combinazioni di carico della struttura in esame

3.8 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Le combinazioni di carico adottate sono quelle definite al paragrafo 2.5.3 “Classificazione delle azioni”:

- Combinazione fondamentale, da utilizzarsi nelle verifiche per gli stati limite ultimi (S.L.U.) di cui al paragrafo 2.2.1 del D.M. 17/01/2018:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), da utilizzarsi nelle verifiche agli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili di cui al paragrafo 2.2.2 del D.M. 17/01/2018:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (S.L.E.) di cui al paragrafo 2.2.2 del D.M. 17/01/2018:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, connessa all'azione sismica E di cui al paragrafo 3.2 del D.M. 17/01/2018:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

3.9 CARICHI DI PROGETTO

Sulla base dell'analisi dei carichi sopra esposta, si riportano di seguito i carichi agenti sulla struttura nelle principali Combinazioni di carico.

Carichi caratteristici		Pesi propri	Permanenti	Variabili	
Tipo	Descrizione	G _{1k} [kN/m ²]	G _{2k} [kN/m ²]	Q _k [kN/m ²]	Cat.
A	Soletta in predalles h=30	4,40	4,00	3,00	C1
B	Soletta in alveolare h=32+5	5,20	2,40	5,00	C3
C	Soletta in predalles h=30	4,40	3,00	1,50	Neve
D	Soletta in alveolare h=32+5	5,20	3,00	1,50	Neve
E	Soletta in predalles h=30	4,40	6,60	1,50	Neve
F	Soletta in getto pieno h=20	5,00	2,40	5,00	C3
G	Soletta in getto pieno h=20	5,00	3,00	1,50	Neve

Le verifiche sono condotte agli Stati Limite, secondo le modalità definite dal D.M. 17/01/2018, adottando i coefficienti di sicurezza:

$$\gamma_{G1}=1,0 / 1,3$$

$$\gamma_{G2}= 0,8 / 1,5$$

$$\gamma_{Q2}= 0,0 / 1,5$$

3.10 MATERIALI

I materiali da impiegare nelle opere di cui trattasi consisteranno in:

a) Calcestruzzo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE DI NUOVA COSTRUZIONE GETTATE IN OPERA				
	FONDAZIONI	PILASTRI, SETTI TRAVI E SOLETTE	ELEMENTI ESTERNI NON PROTETTI	MISCELA PER MICROPALI
	C25/30	C30/37	C30/37	C25/30
RESISTENZA CARATTERISTICA R_{ck}	30 N/mm ²	37 N/mm ²	37 N/mm ²	30 N/mm ²
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2	XC1	XC4	XC2
CLASSE DI CONSISTENZA	S4	S4	S4	S4
DIAMETRO MAX AGGREGATI	32 mm	20 mm	25 mm	8 mm
COPRIFERRO MINIMO	40 mm	25 mm	35 mm	

ACCIAIO DA C.A. B450C $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA S275JR $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
S235JR $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

ACCIAIO MICROPALI S355 $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

In accordo al 4.1.2.1.1.1. delle NTC2018 si adottano:

$\alpha_{cc} = 0,85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c = 1,5$ coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

b) Acciaio Armatura: B450C

Tutte le armature dei calcestruzzi saranno ad aderenza migliorata di tipo B450C, con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio d'armatura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

In accordo al 4.1.2.1.1.3. delle NTC2018 si adotta:

$\gamma_s = 1,15$ coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

c) Acciaio da Carpenteria: S275 e S235

Densità	$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
Modulo d'elasticità	$E = 210 \text{ kN/mm}^2$



Modulo tangenziale	$G = 81 \text{ kN/mm}^2$
Coefficiente di contrazione laterale	$\nu = 0,3$
Resistenza ultima a trazione	$f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ (S275)}; 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (S235)};$
Limite di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (S275)}; 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (S235)};$

In accordo al 4.2.4.1.1 delle NTC2018 si adotta:

$\gamma_{M0} = 1,05$ coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza ed instabilità delle membrature

d) Bulloneria: Classe 8.8

Resistenza ultima a trazione	$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$
Limite di snervamento	$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

In accordo al 4.2.8 delle NTC2018 si adotta:

$\gamma_{M2} = 1,25$ coefficiente parziale di sicurezza per la verifica delle unioni bullonate

e) Acciaio Micropali: S355

Densità	$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
Modulo d'elasticità	$E = 210 \text{ kN/mm}^2$
Modulo tangenziale	$G = 81 \text{ kN/mm}^2$
Coefficiente di contrazione laterale	$\nu = 0,3$
Resistenza ultima a trazione	$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
Limite di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

3.11 DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

3.11.1 SCUOLA "A"

La modellazione e il calcolo della struttura del corpo in oggetto denominato Scuola "A" sono stati condotti con l'ausilio di Programma di calcolo agli elementi finiti Sismicad 12.21.

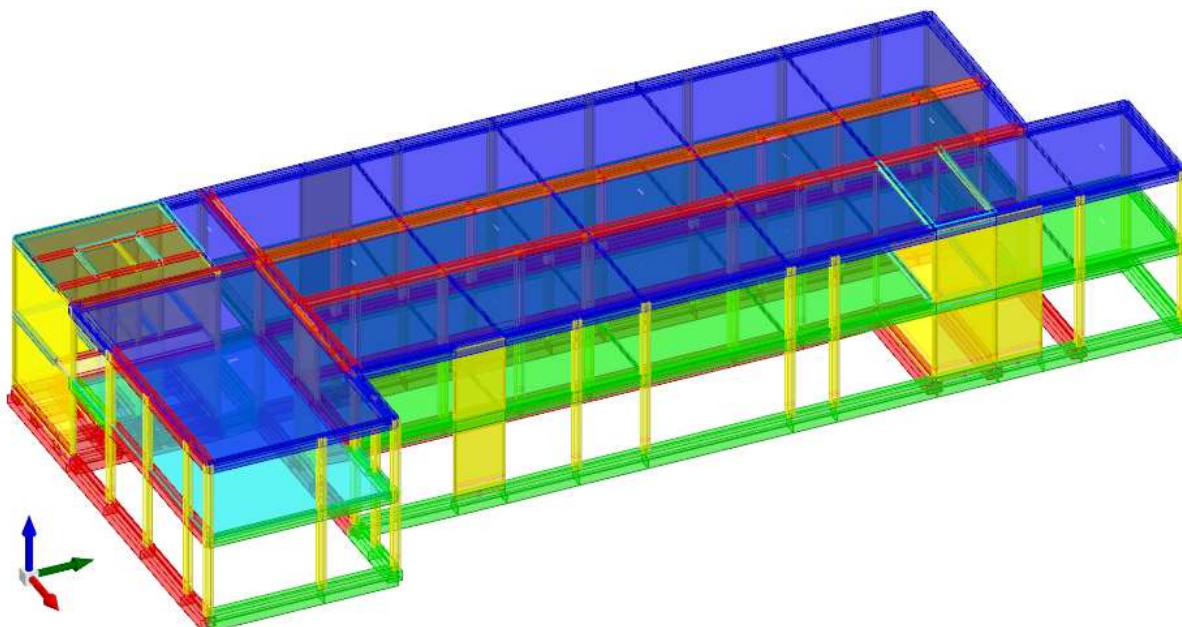


Figura 5: Modello strutturale globale

Nella tabella sottostante è presente un riepilogo dei parametri utilizzati per determinare le azioni sismiche.

Regione	Lombardia
Provincia	Monza Brianza
Comune	Concorezzo
Classificazione zona sismica	3
Vita nominale della struttura in anni (V_N)	50
Classe d'uso della struttura	IV
Coefficiente d'uso della costruzione (C_u)	2,0
Categoria di sottosuolo per il calcolo dell'azione sismica	B
Categoria topografica	T1
Classe di duttilità	CD "B"

Il sistema strutturale è a pareti, cioè la resistenza alle azioni orizzontali (imperfezioni

geometriche, vento e sisma) è affidata ai setti. Le sollecitazioni sono valutate considerando le combinazioni di carico definite ai paragrafi 2.5.3 e 3.2.4 del D.M. 17/01/2018 ed applicando il sistema di forze definito per l'analisi dinamica lineare.

I pilastri sono considerati elementi secondari in quanto è rispettato il capitolo 7.2.3 delle NTC2018: "In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari".

Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante, spostamenti valutati nella più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC (gli spostamenti SLV vengono amplificati del fattore 1,25 secondo quanto prescritto dal D.M. 17-01-2018, §7.3.3.2). La verifica viene condotta in termini di rotazione alla corda.

Indipendentemente dal fatto che l'elemento subisca plasticizzazioni o meno, si ritiene opportuno adottare i particolari costruttivi prescritti al capitolo 7 delle NTC 2018, garanzia di una maggior duttilità strutturale.

La struttura è progettata imponendo un comportamento strutturale a capacità dissipativa (Par. 7.2.2 - 7.3.1 delle NTC 2018), con spettro di progetto con fattore di struttura pari a 2,4.

Gli orizzontamenti nella modellazione sismica sono assimilati a piani infinitamente rigidi, in quanto costituiti da solette con cappa in calcestruzzo armato collaborante di spessore maggiore o uguale a 40 mm; nel software di calcolo è computata in automatico un'eccentricità dell'azione sismica pari al 5% della dimensione in pianta dell'edificio, come previsto dalle NTC2018 al paragrafo 7.2.6.

Sempre in accordo al paragrafo 7.2.6 delle NTC2008, nell'analisi sismica il modulo elastico di setti e pilastri è definito tenendo conto della fessurazione: "In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente." In accordo con la Circolare Applicativa n. 7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 21/01/2019, § C.7.2.6, il modulo elastico di setti e pilastri è stato ridotto del 20% rispetto al materiale non fessurato, mentre per le travi la riduzione è stata del 50%.

Diagrammi delle azioni

Si riporta di seguito la rappresentazione grafica del modello sismico della struttura in oggetto.

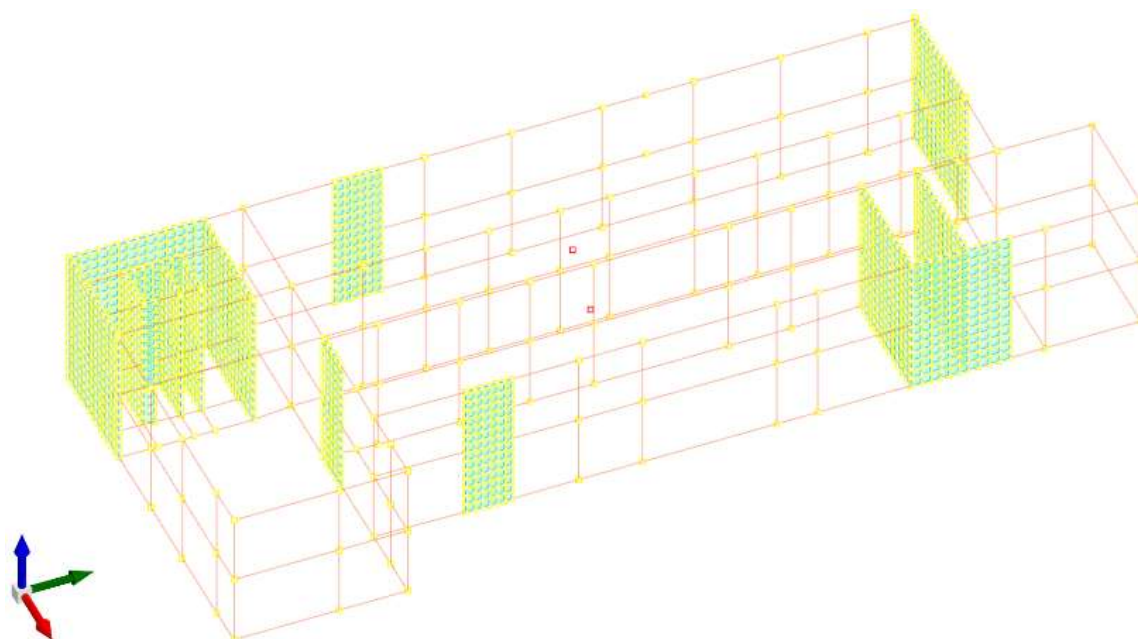


Figura 6: Modello tridimensionale unifilare

Seguono rappresentazioni grafiche delle azioni interne esemplificative del comportamento strutturale degli elementi, nelle condizioni di involucro massimo e minimo delle Combinazioni sismiche allo SLV e/o statiche allo SLU.

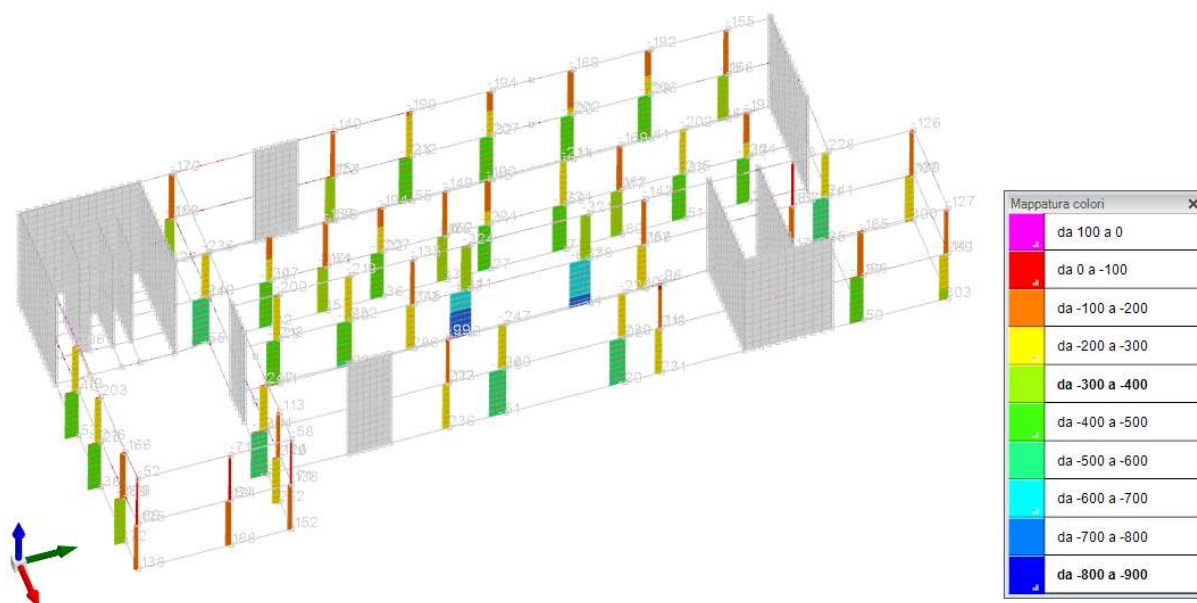


Figura 7: Azione assiale – Involucro massimo Combinazioni SLU [kN]

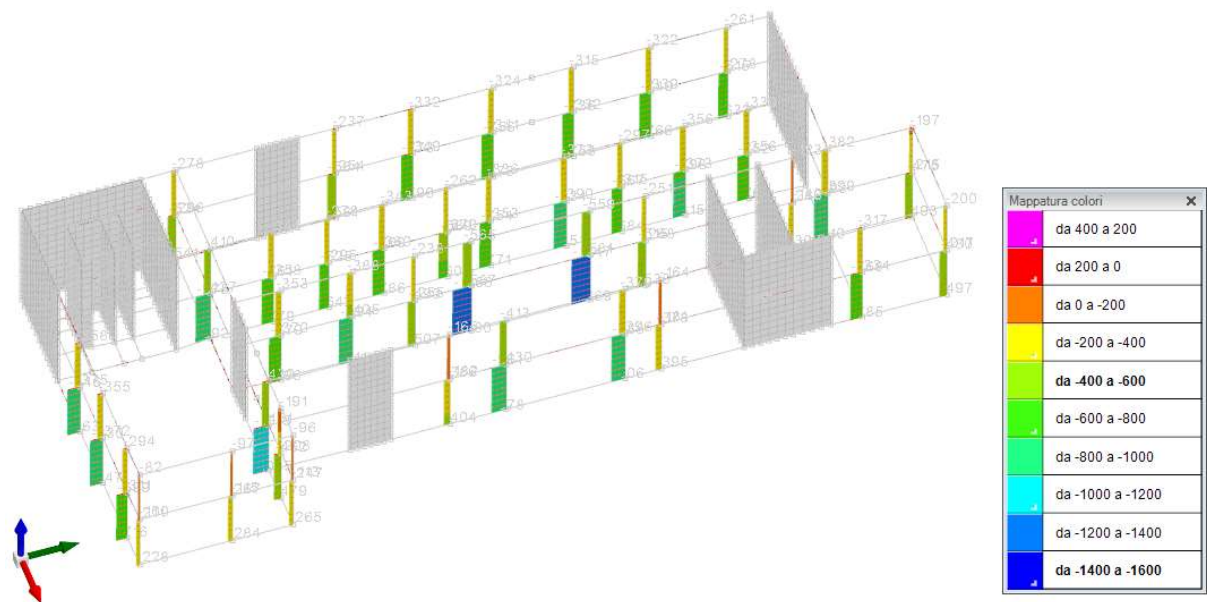


Figura 8: Azione assiale – Involuppo minimo Combinazioni SLU [kN]

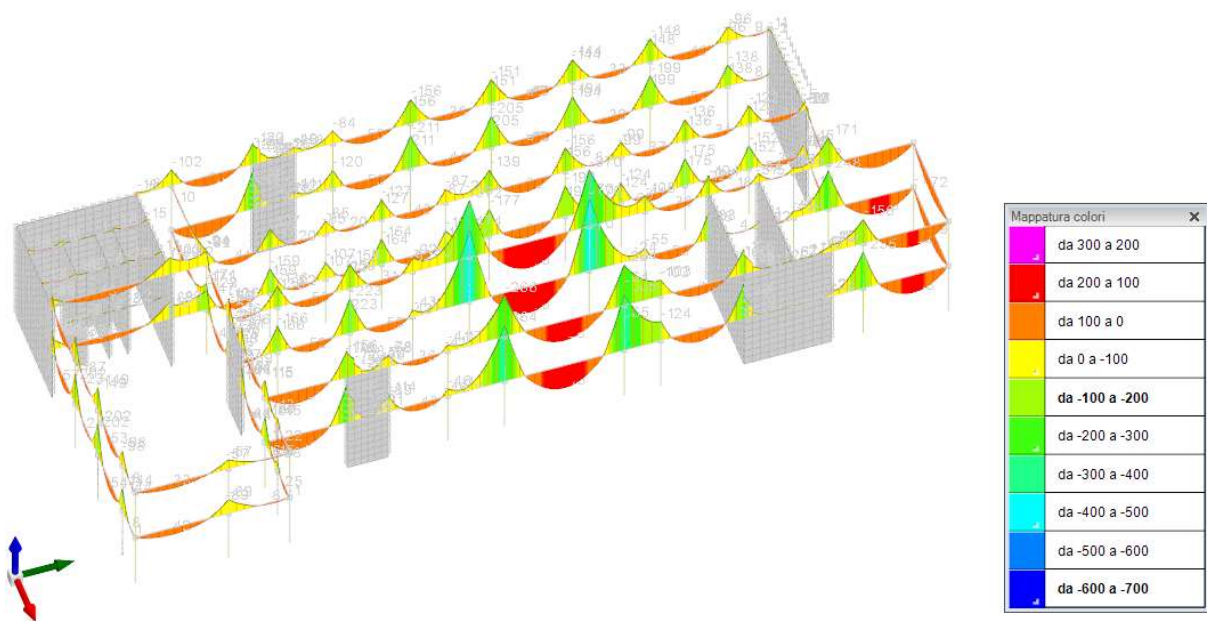


Figura 9: Azione flettente – Involuppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

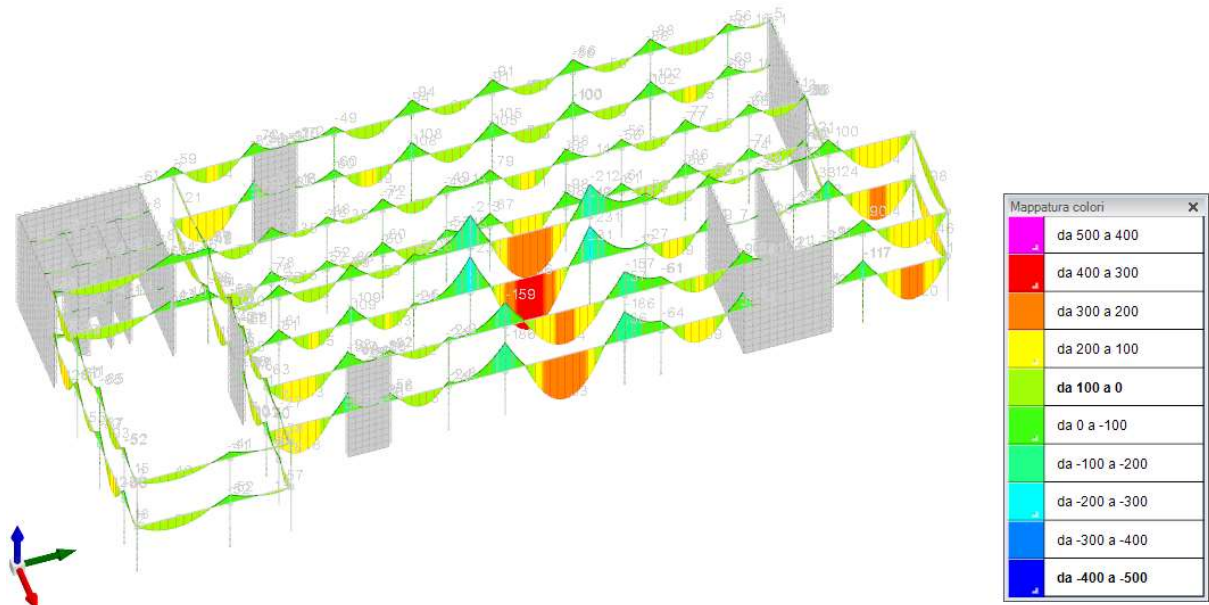


Figura 10: Azione flettente – Inviluppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

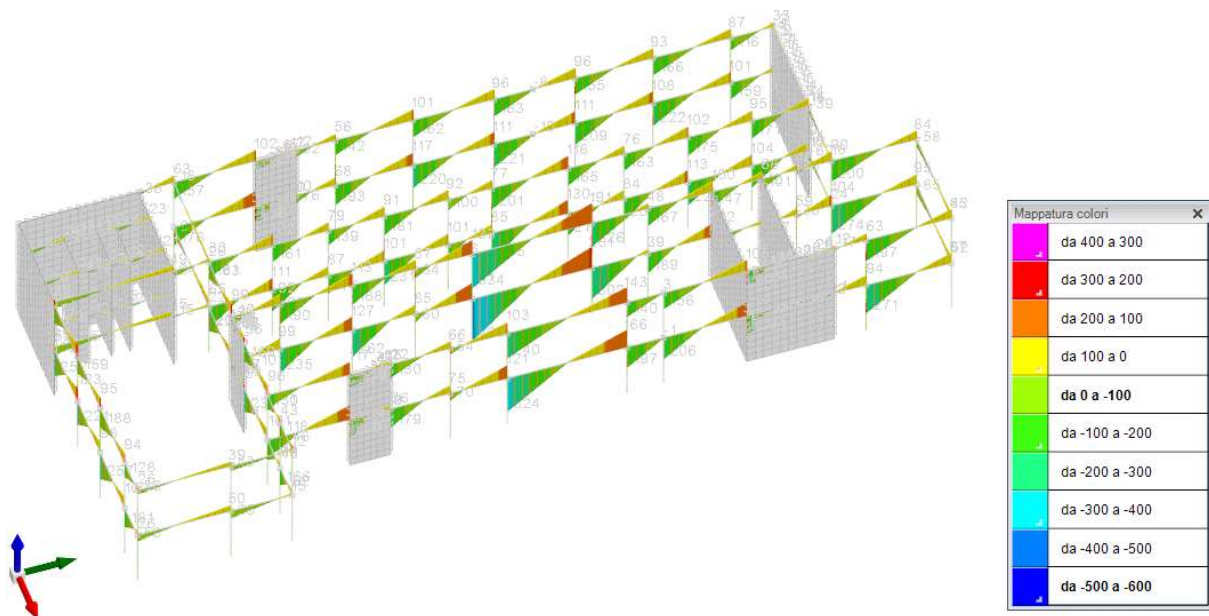


Figura 11: Azione di taglio – Inviluppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kN]

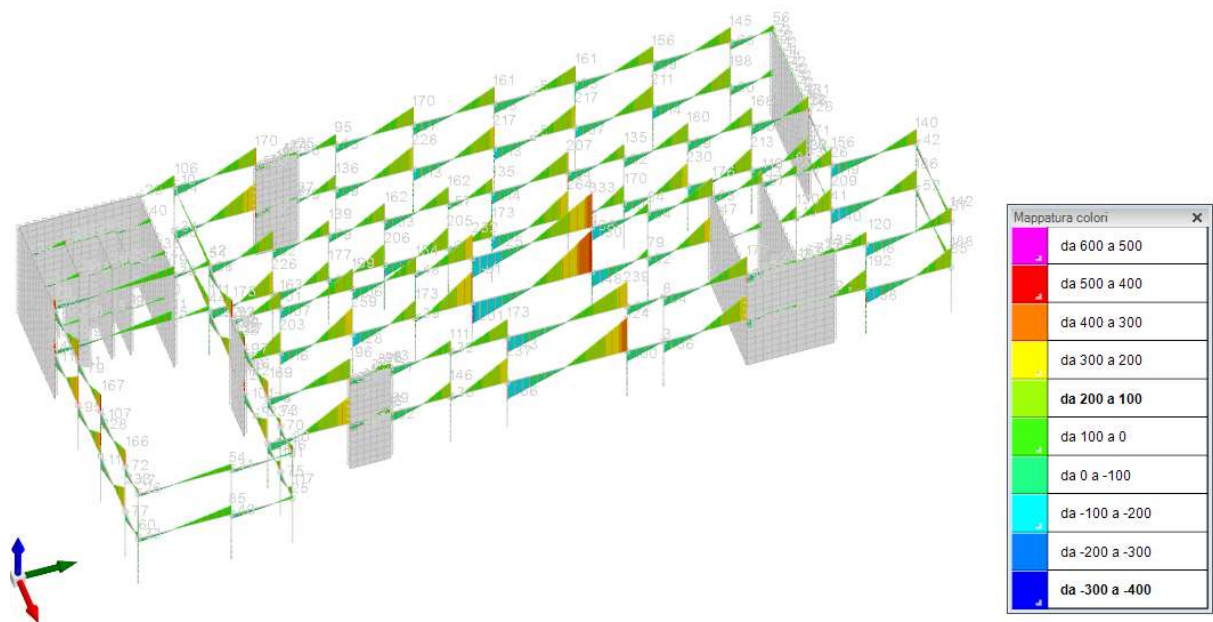


Figura 12: Azione di taglio – Involuppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kN]

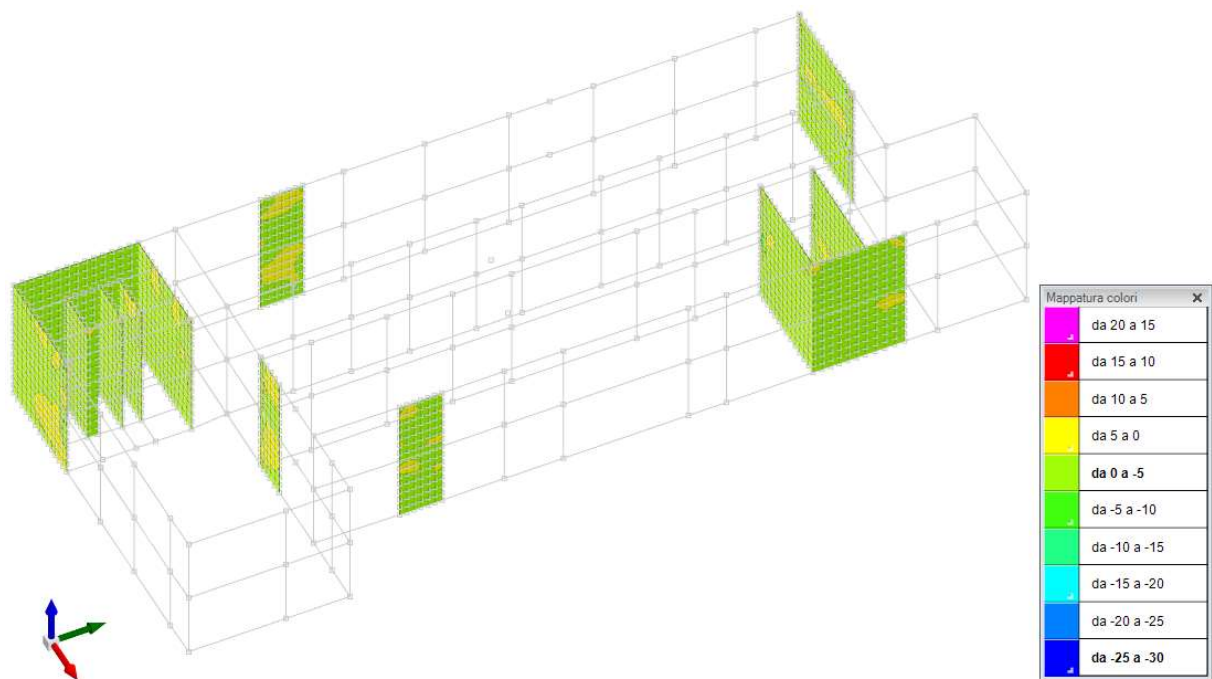


Figura 13: Azione flettente Moo – Involuppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

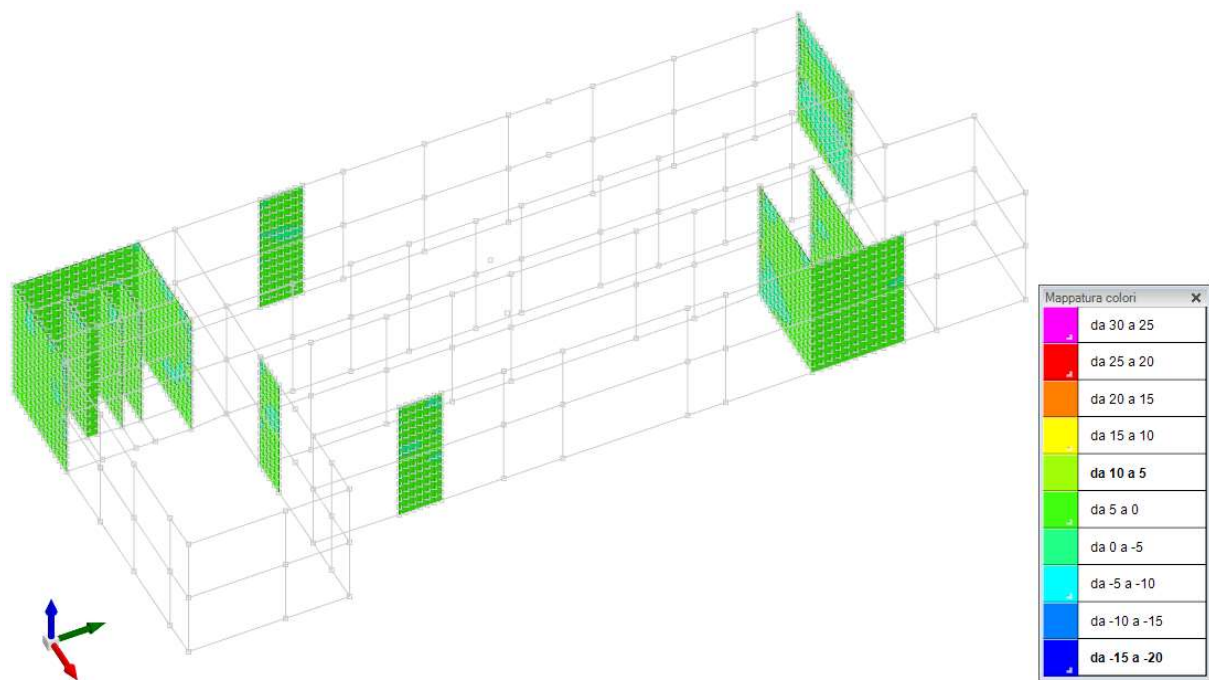


Figura 14: Azione flettente M_{oo} – Involuppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

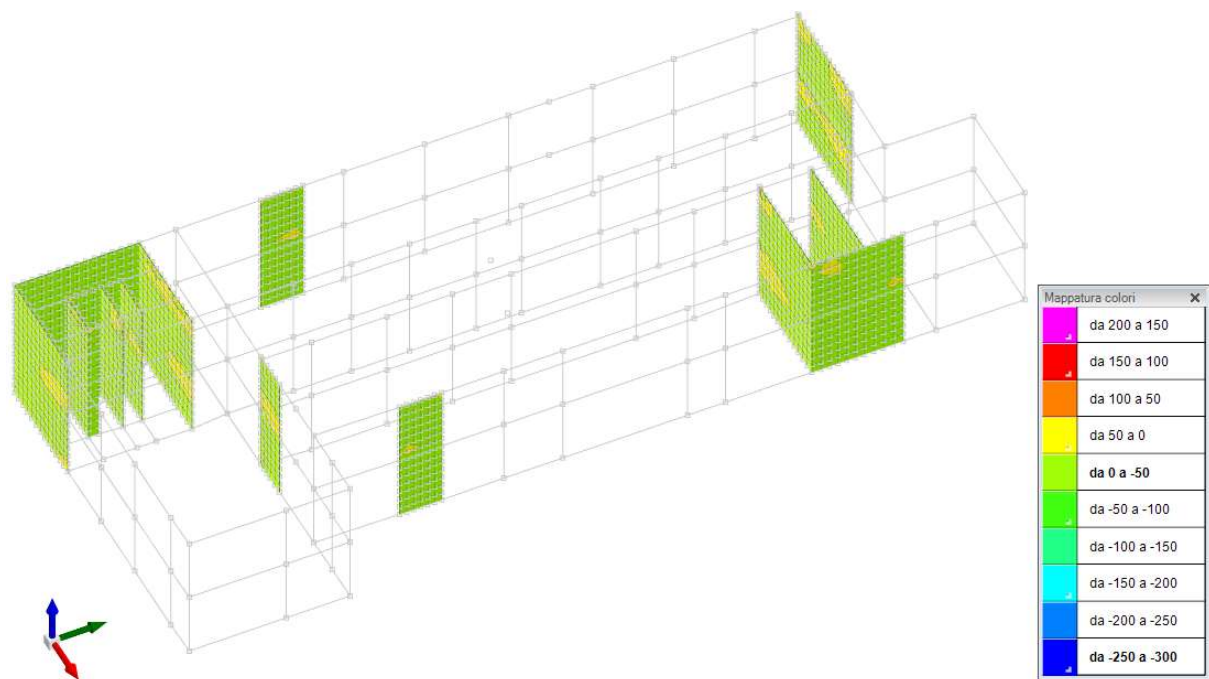


Figura 15: Azione flettente M_{zz} – Involuppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

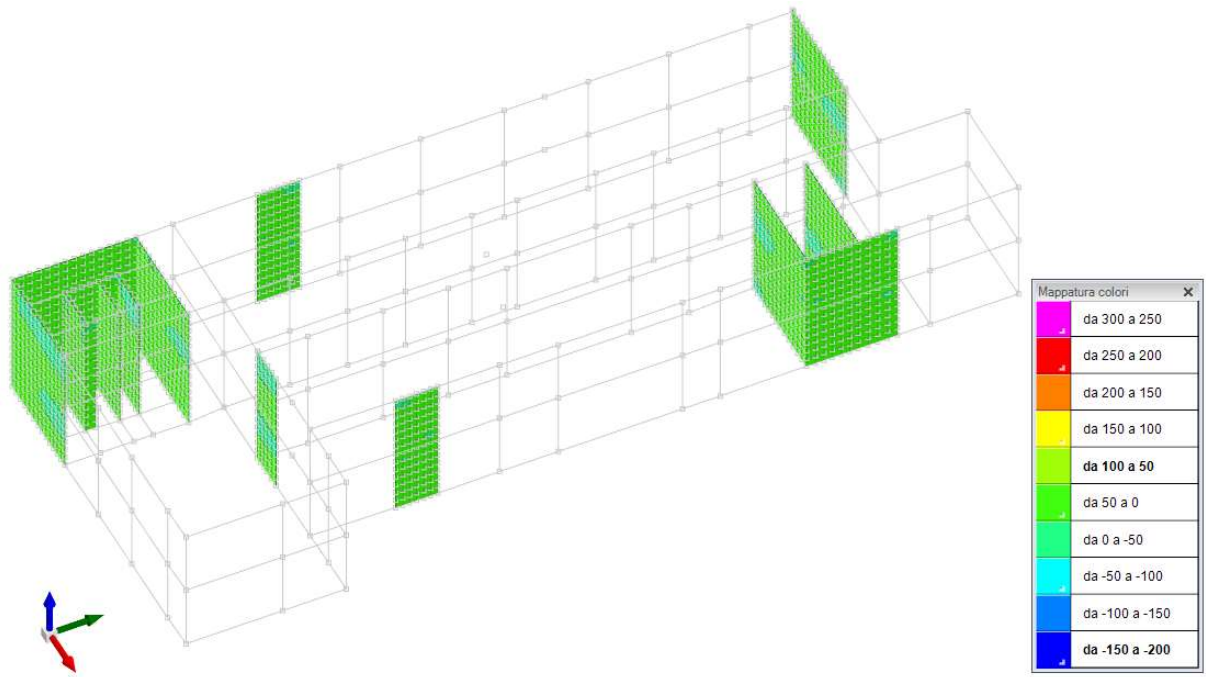


Figura 16: Azione flettente M_{zz} – Involuppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

3.11.2 SCUOLA "B"

La modellazione e il calcolo della struttura del corpo in oggetto denominato Scuola "B" sono stati condotti con l'ausilio di Programma di calcolo agli elementi finiti Sismicad 12.21.

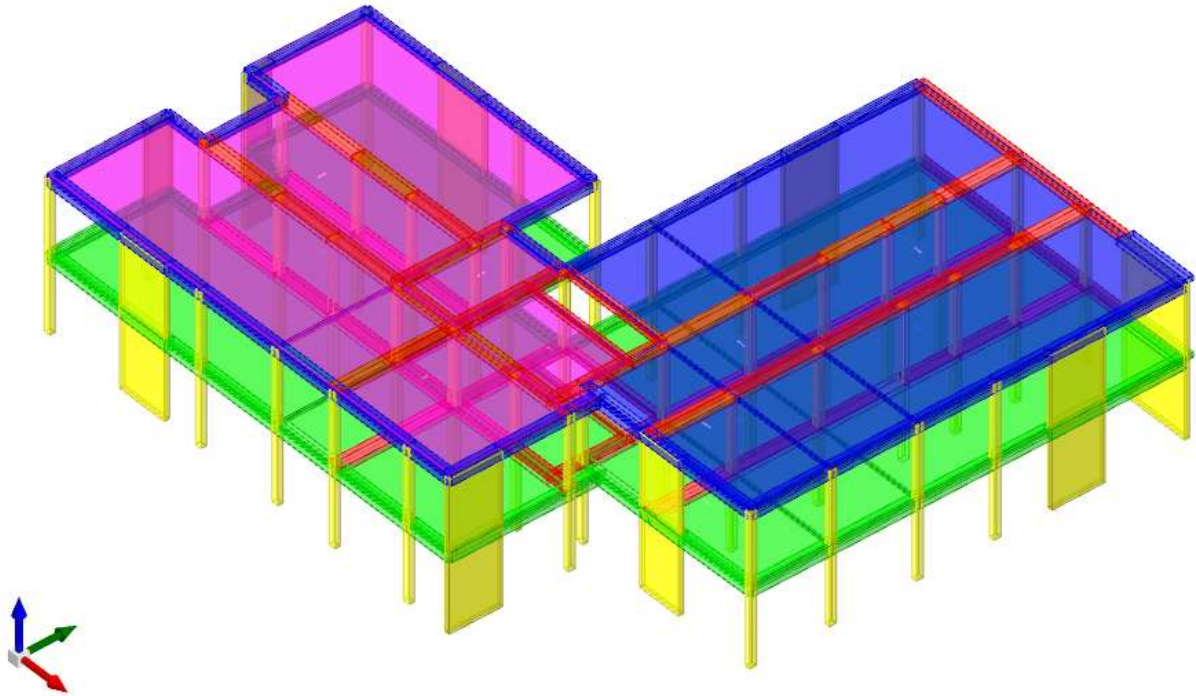


Figura 17: Modello strutturale globale

Nella tabella sottostante è presente un riepilogo dei parametri utilizzati per determinare le azioni sismiche.

Regione	Lombardia
Provincia	Monza Brianza
Comune	Concorezzo
Classificazione zona sismica	3
Vita nominale della struttura in anni (V_N)	50
Classe d'uso della struttura	IV
Coefficiente d'uso della costruzione (C_u)	2,0
Categoria di sottosuolo per il calcolo dell'azione sismica	B
Categoria topografica	T1
Classe di duttilità	CD "B"

Il sistema strutturale è a pareti, cioè la resistenza alle azioni orizzontali (imperfezioni

geometriche, vento e sisma) è affidata ai setti. Le sollecitazioni sono valutate considerando le combinazioni di carico definite ai paragrafi 2.5.3 e 3.2.4 del D.M. 17/01/2018 ed applicando il sistema di forze definito per l'analisi dinamica lineare.

I pilastri sono considerati elementi secondari in quanto è rispettato il capitolo 7.2.3 delle NTC2018: "In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari".

Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante, spostamenti valutati nella più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC (gli spostamenti SLV vengono amplificati del fattore 1,25 secondo quanto prescritto dal D.M. 17-01-2018, §7.3.3.2). La verifica viene condotta in termini di rotazione alla corda.

Indipendentemente dal fatto che l'elemento subisca plasticizzazioni o meno, si ritiene opportuno adottare i particolari costruttivi prescritti al capitolo 7 delle NTC 2018, garanzia di una maggior duttilità strutturale.

La struttura è progettata imponendo un comportamento strutturale a capacità dissipativa (Par. 7.2.2 - 7.3.1 delle NTC 2018), con spettro di progetto con fattore di struttura pari a 2,4.

Gli orizzontamenti nella modellazione sismica sono assimilati a piani infinitamente rigidi, in quanto costituiti da solette con cappa in calcestruzzo armato collaborante di spessore maggiore o uguale a 40 mm; nel software di calcolo è computata in automatico un'eccentricità dell'azione sismica pari al 5% della dimensione in pianta dell'edificio, come previsto dalle NTC2018 al paragrafo 7.2.6.

Sempre in accordo al paragrafo 7.2.6 delle NTC2008, nell'analisi sismica il modulo elastico di setti e pilastri è definito tenendo conto della fessurazione: "In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente." In accordo con la Circolare Applicativa n. 7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 21/01/2019, § C.7.2.6, il modulo elastico di setti e pilastri è stato ridotto del 20% rispetto al materiale non fessurato, mentre per le travi la riduzione è stata del 50%.

Diagrammi delle azioni

Si riporta di seguito la rappresentazione grafica del modello sismico della struttura in oggetto.

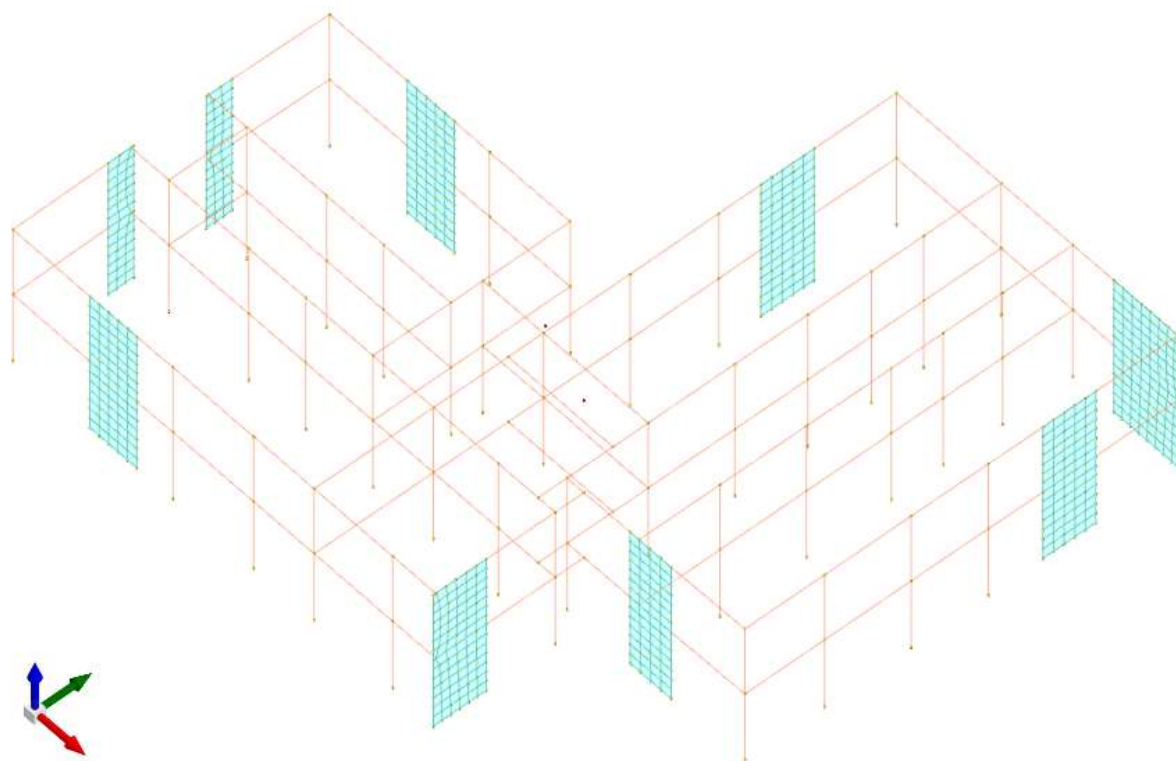


Figura 18: Modello tridimensionale unifilare

Seguono rappresentazioni grafiche delle azioni interne esemplificative del comportamento strutturale degli elementi, nelle condizioni di inviluppo massimo e minimo delle Combinazioni sismiche allo SLV e/o statiche allo SLU.

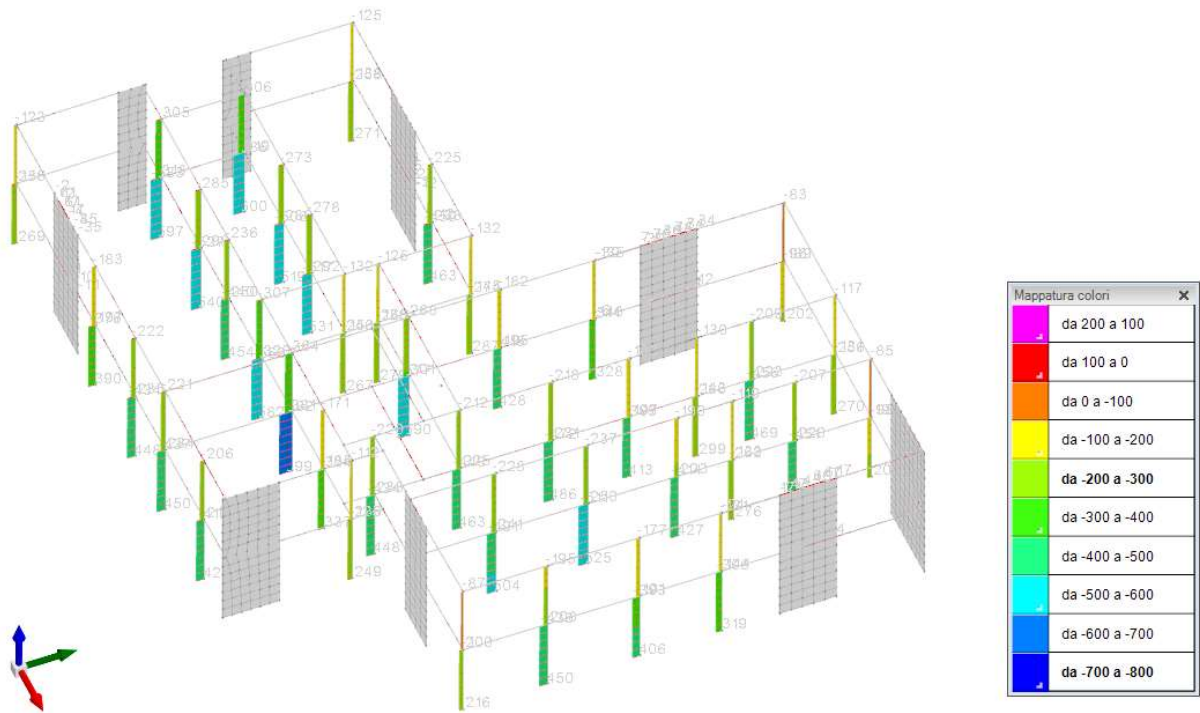


Figura 19: Azione assiale – Involuppo massimo Combinazioni SLU [kN]

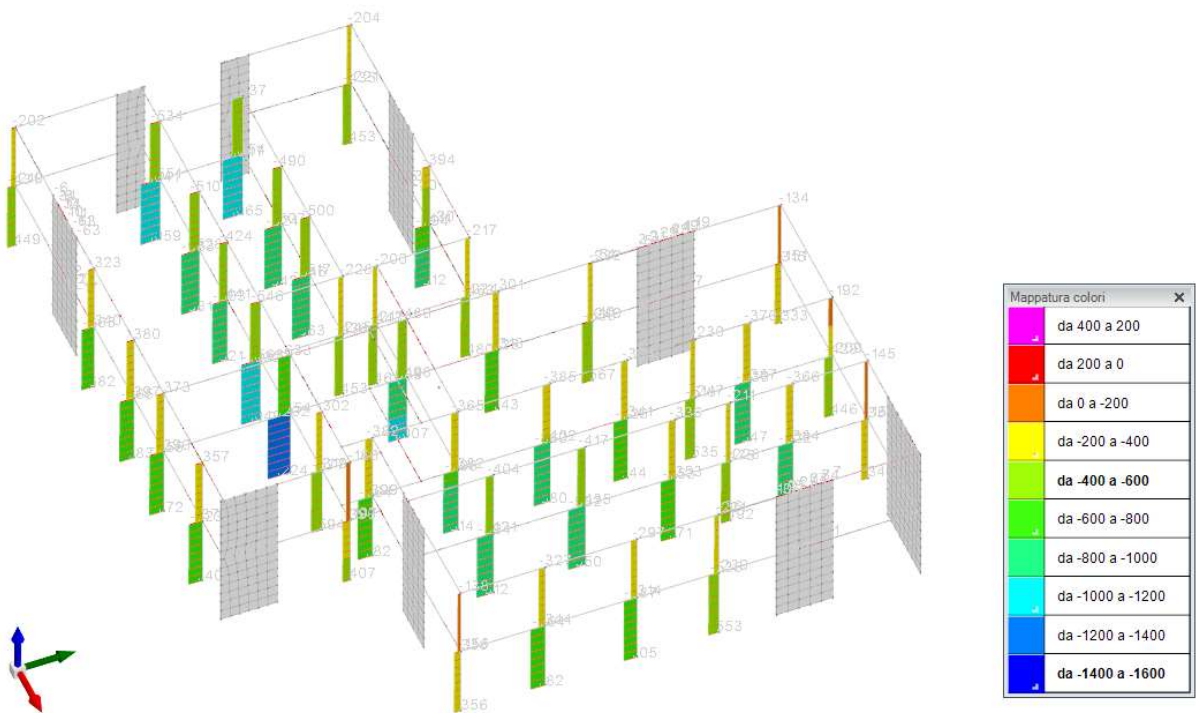


Figura 20: Azione assiale – Involuppo minimo Combinazioni SLU [kN]

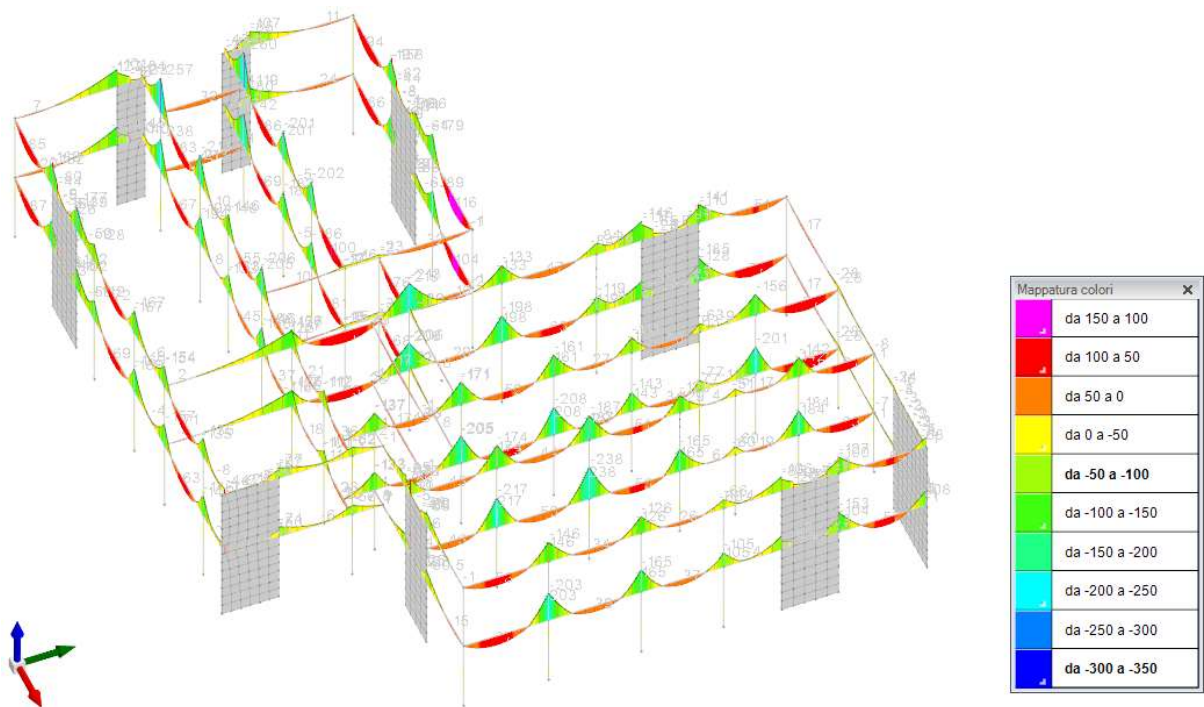


Figura 21: Azione flettente – Involuppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

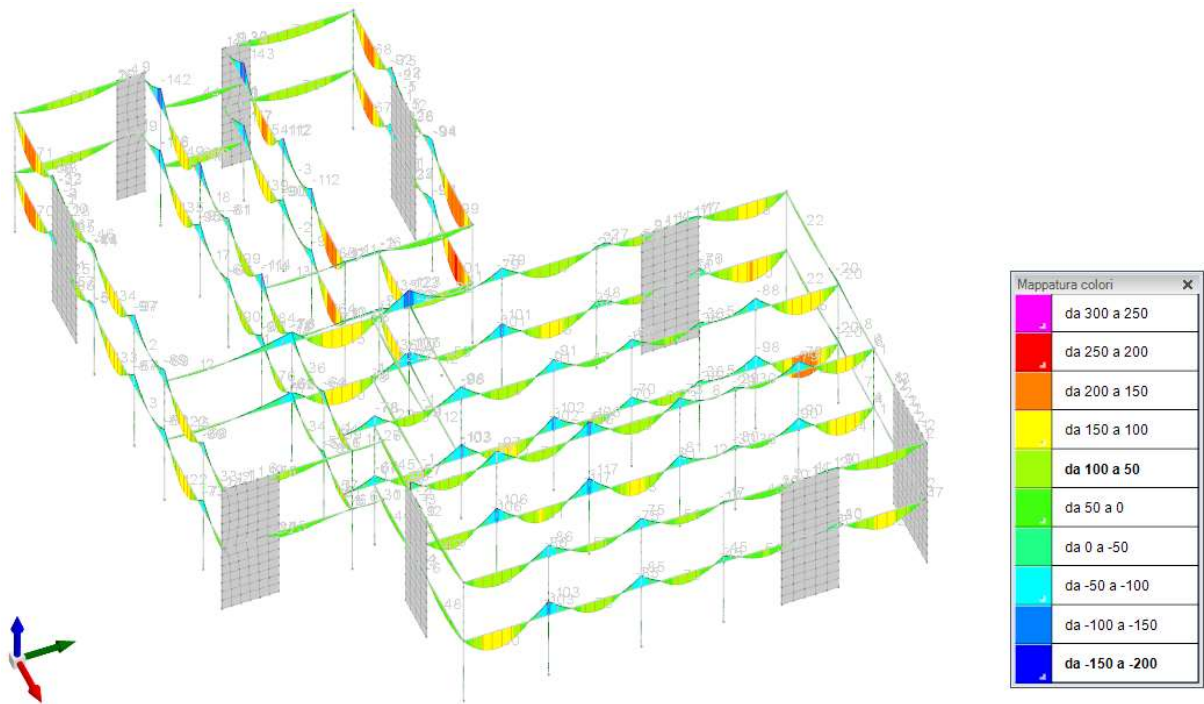


Figura 22: Azione flettente – Involuppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

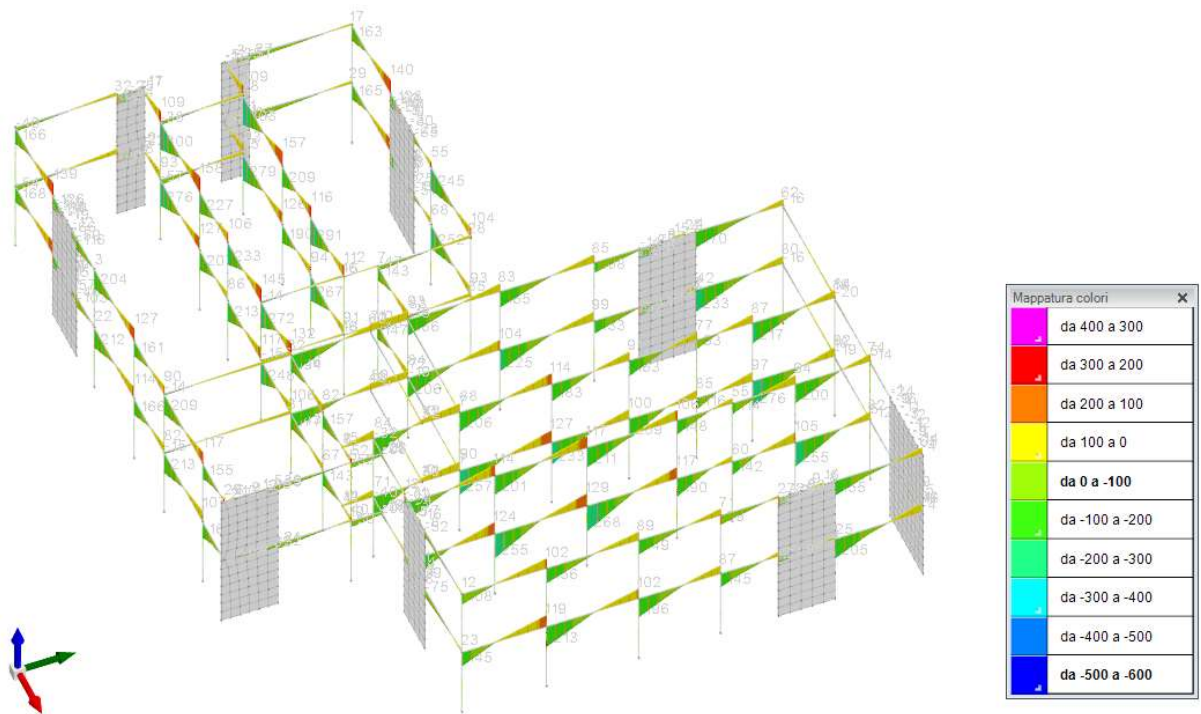


Figura 23: Azione di taglio – Inviluppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kN]

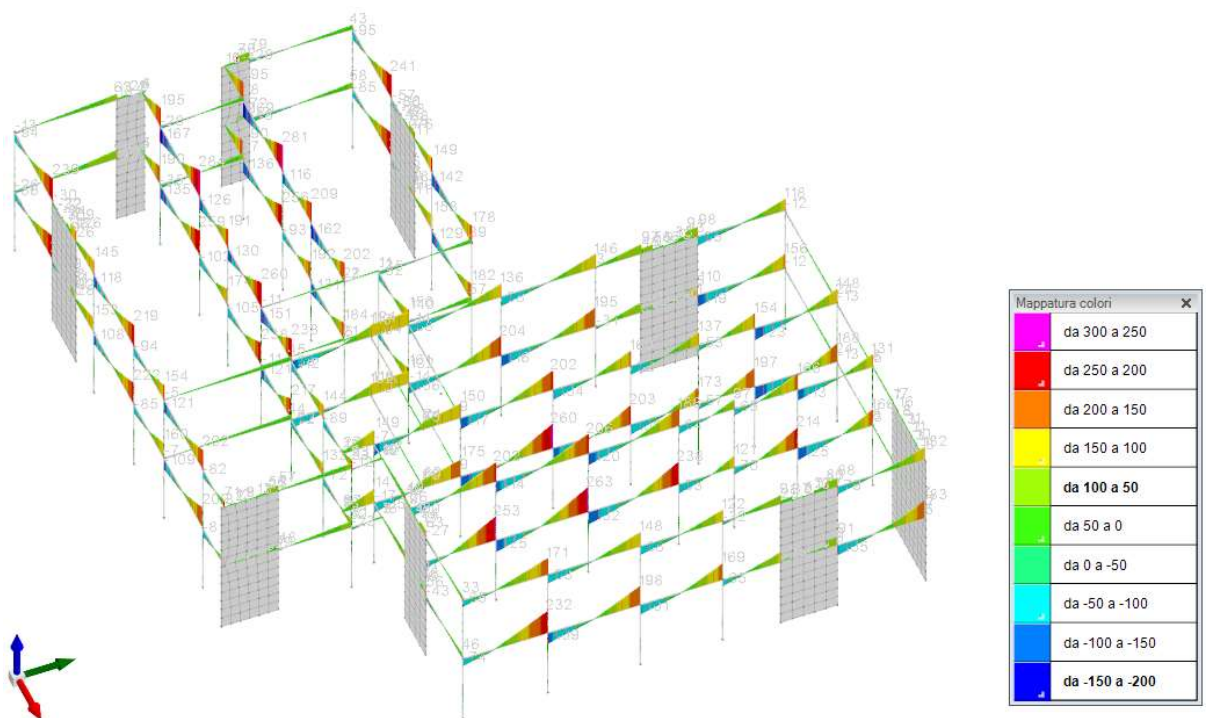


Figura 24: Azione di taglio – Inviluppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kN]

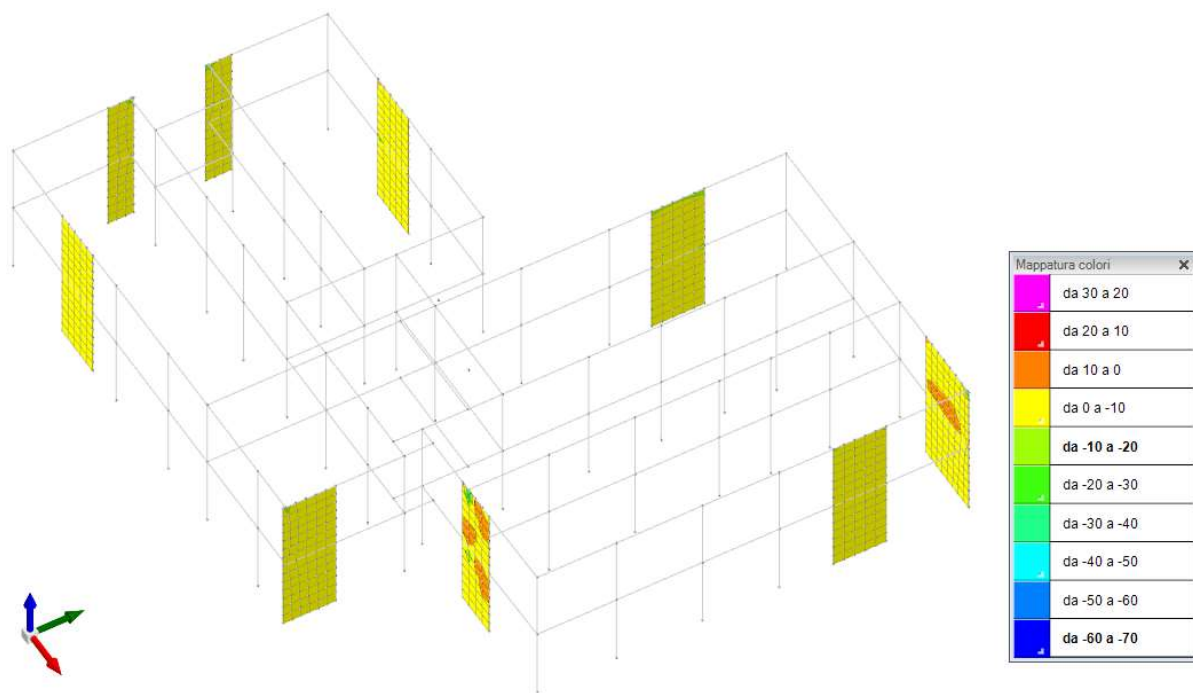


Figura 25: Azione flettente Moo – Inviluppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

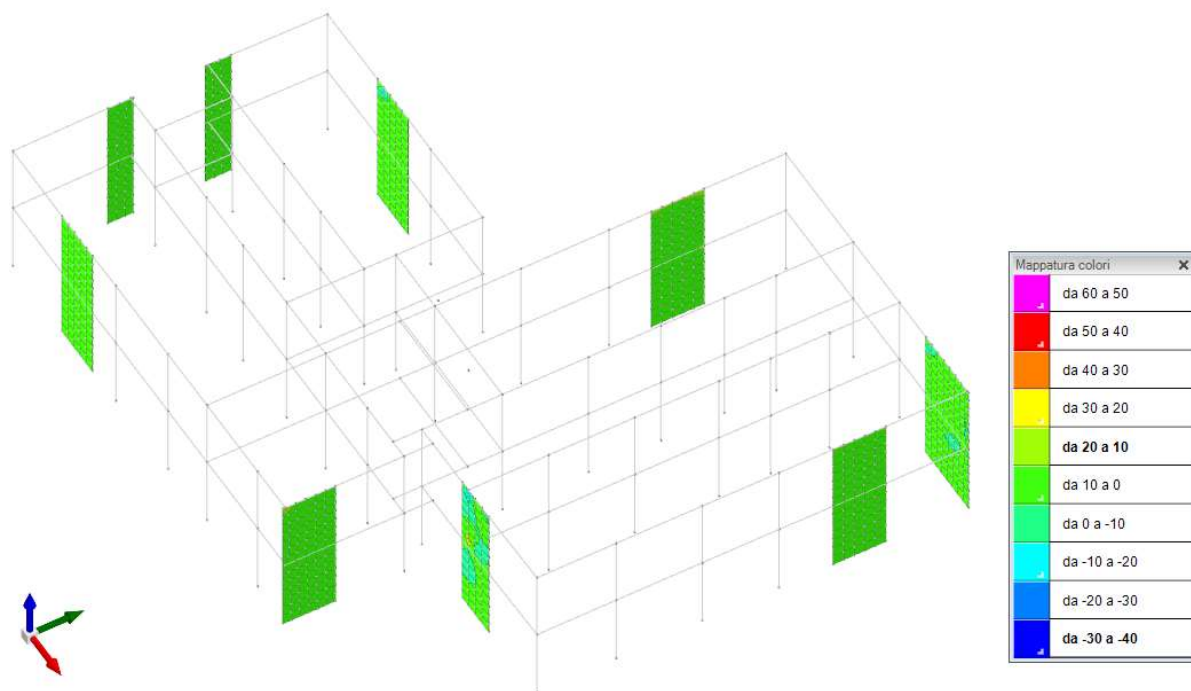


Figura 26: Azione flettente Moo – Inviluppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

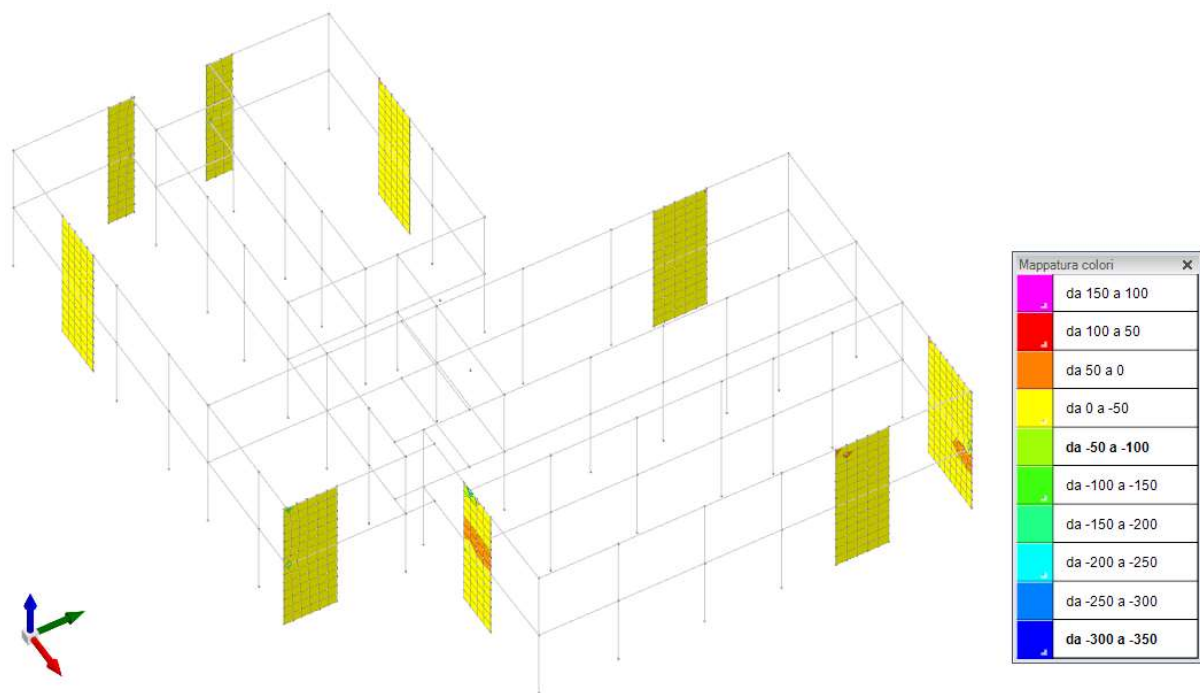


Figura 27: Azione flettente M_{zz} – Involuppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

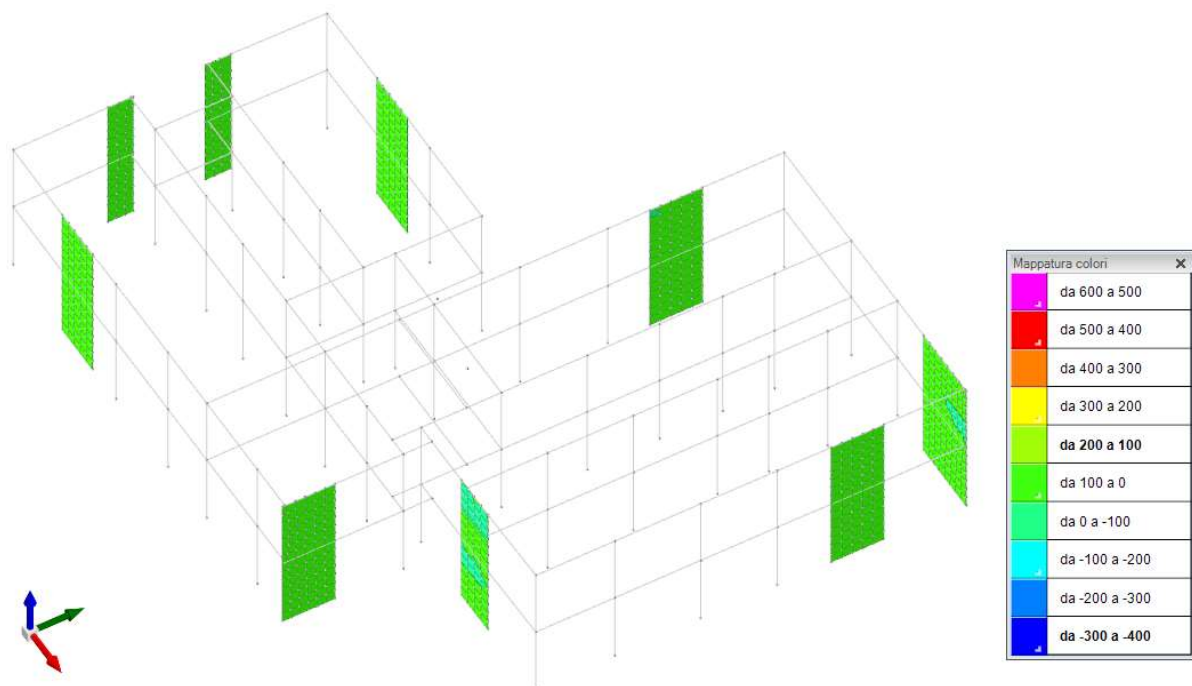


Figura 28: Azione flettente M_{zz} – Involuppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

3.11.3 PALESTRA”

La modellazione e il calcolo della struttura del corpo in oggetto denominato Palestra sono stati condotti con l'ausilio di Programma di calcolo agli elementi finiti Sismicad 12.21.

Tale modello strutturale è stato utilizzato per il calcolo delle fondazioni in opera oggetto della presente relazione. Per il calcolo delle strutture prefabbricate in elevazione si rimanda alla relazione del prefabbricatore.

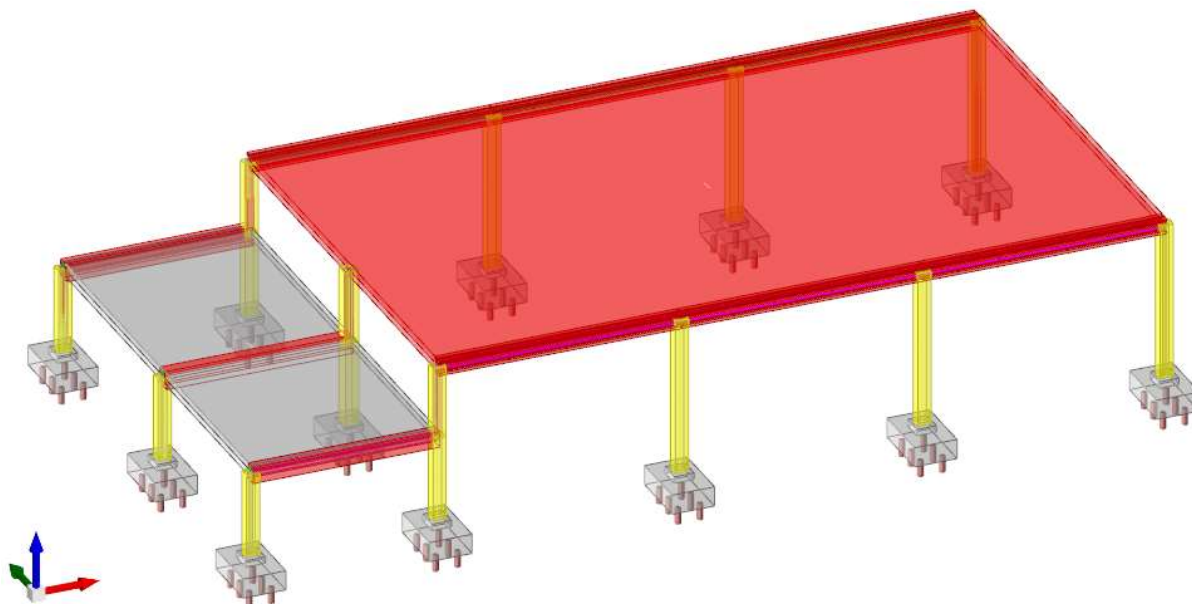


Figura 29: Modello strutturale globale

Nella tabella sottostante è presente un riepilogo dei parametri utilizzati per determinare le azioni sismiche.

Regione	Lombardia
Provincia	Monza Brianza
Comune	Concorezzo
Classificazione zona sismica	3
Vita nominale della struttura in anni (V_N)	50
Classe d'uso della struttura	IV
Coefficiente d'uso della costruzione (C_u)	2,0
Categoria di sottosuolo per il calcolo dell'azione sismica	B
Categoria topografica	T1
Classe di duttilità	Non dissipativa

Il sistema strutturale è a pilastri prefabbricati incastrati alla base e orizzontalmente incernierati, cioè la resistenza alle azioni orizzontali (imperfezioni geometriche, vento e sisma) è affidata ai pilastri. Le sollecitazioni sono valutate considerando le combinazioni di carico definite ai paragrafi 2.5.3 e 3.2.4 del D.M. 17/01/2018 ed applicando il sistema di forze definito per l'analisi dinamica lineare.

Per il calcolo delle fondazioni gettate in opera, oggetto della presente relazione, la struttura è progettata imponendo un comportamento strutturale non dissipativa (Par. 7.2.2 - 7.3.1 delle NTC 2018), con spettro di progetto con fattore di struttura pari a 1,5.

L'orizzontamento della copertura degli spogliatoi nella modellazione sismica è assimilato a piano infinitamente rigido in quanto costituito dal soletta con cappa in clacestruzzo armato collaborante di spessore maggiore o uguale a 40 mm, mentre alla copertura della palestra non è attribuito alcun comportamento rigido o membranale. Nel software di calcolo è computata in automatico un'eccentricità dell'azione sismica pari al 5% della dimensione in pianta dell'edificio, come previsto dalle NTC2018 al paragrafo 7.2.6.

Diagrammi delle azioni

Si riporta di seguito la rappresentazione grafica del modello sismico della struttura in oggetto. Tali sollecitazioni sono state utilizzate per il calcolo delle fondazioni in opera. Per il calcolo delle strutture prefabbricate in elevazione si rimanda alla relazione del prefabbricatore.

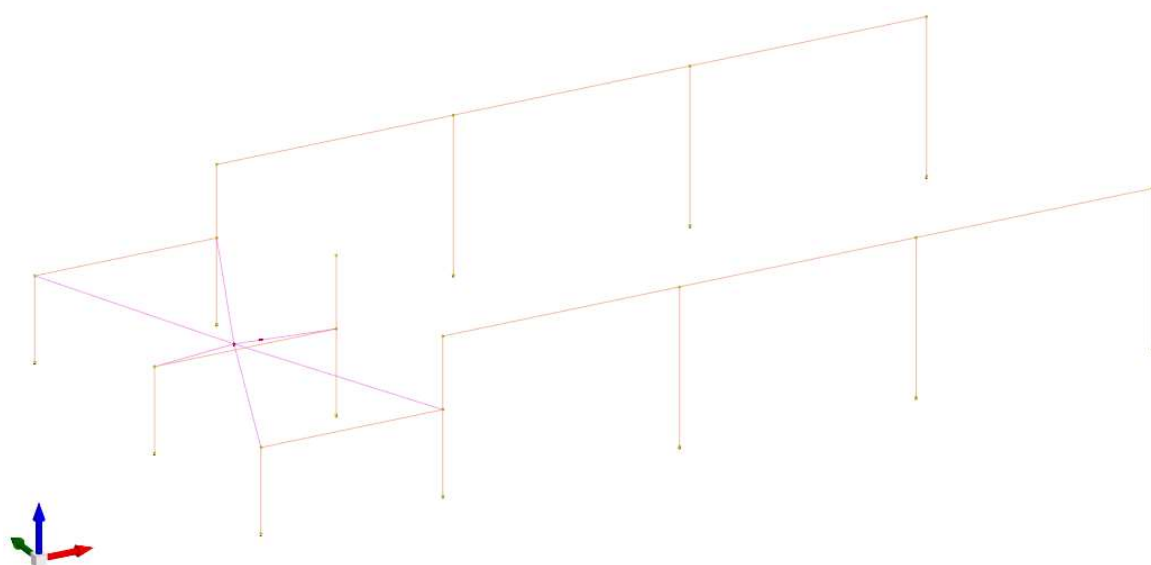


Figura 30: Modello tridimensionale unifilare

Seguono rappresentazioni grafiche delle azioni interne esemplificative del comportamento strutturale degli elementi, nelle condizioni di involucro massimo e minimo delle Combinazioni sismiche allo SLV e/o statiche allo SLU.

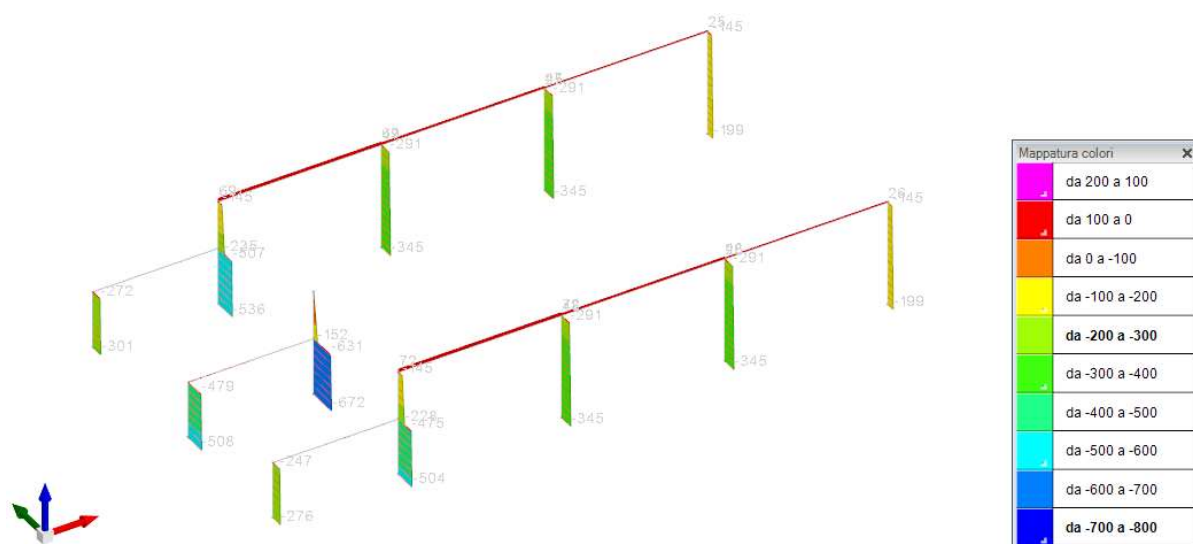


Figura 31: Azione assiale – Involucro massimo Combinazioni SLU/SLV [kN]

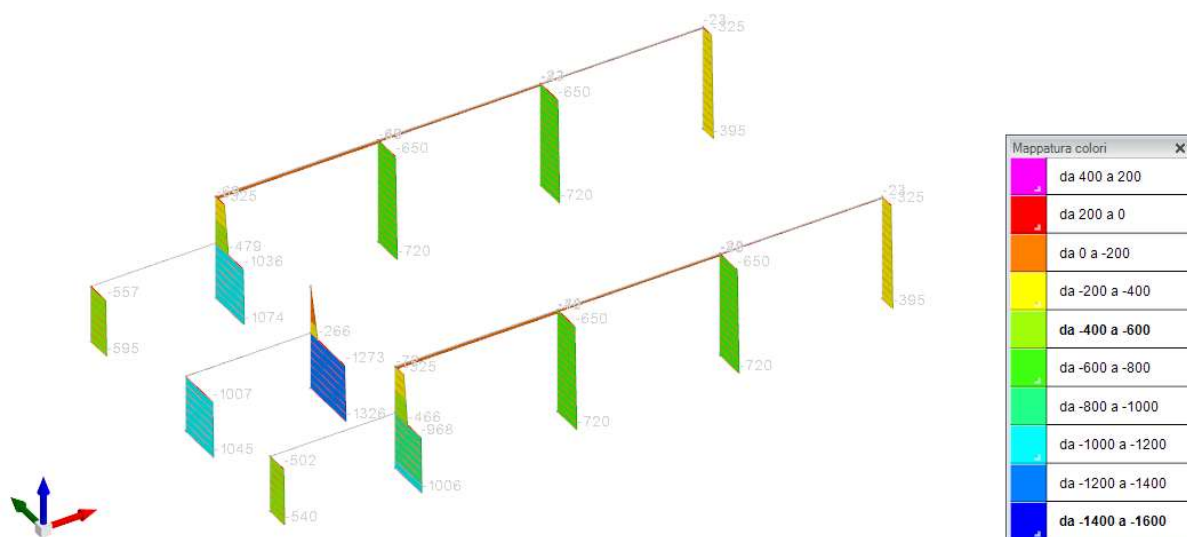


Figura 32: Azione assiale – Involucro minimo Combinazioni SLU/SLV [kN]

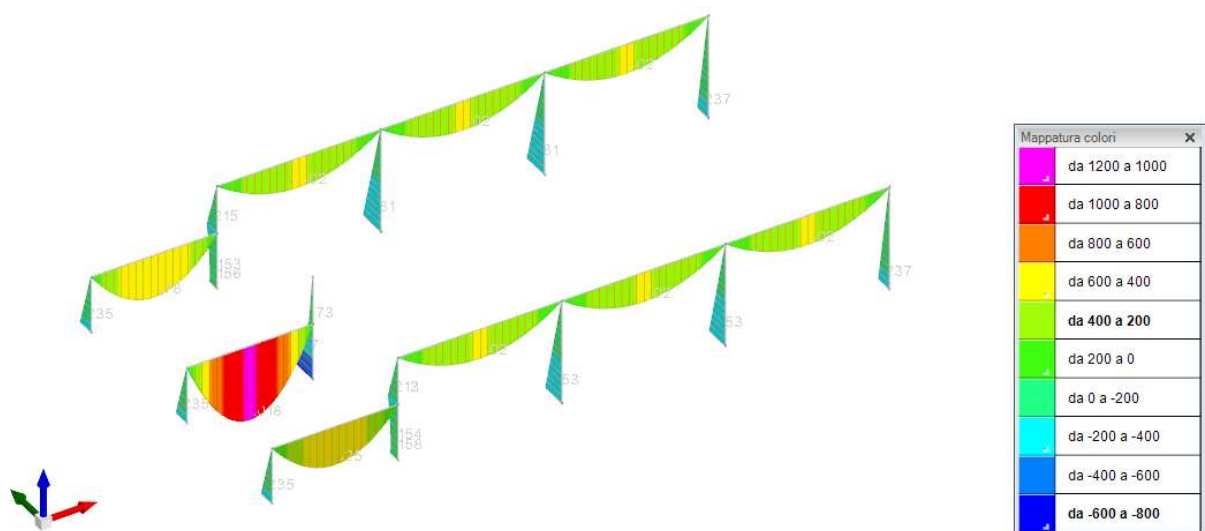


Figura 33: Azione flettente – Involuppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

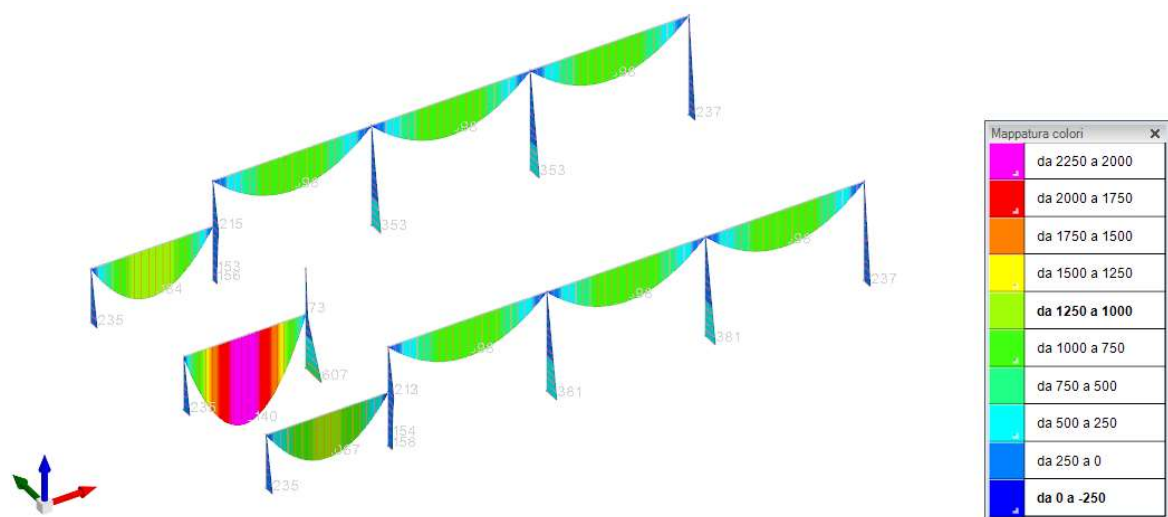


Figura 34: Azione flettente – Involuppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kNm]

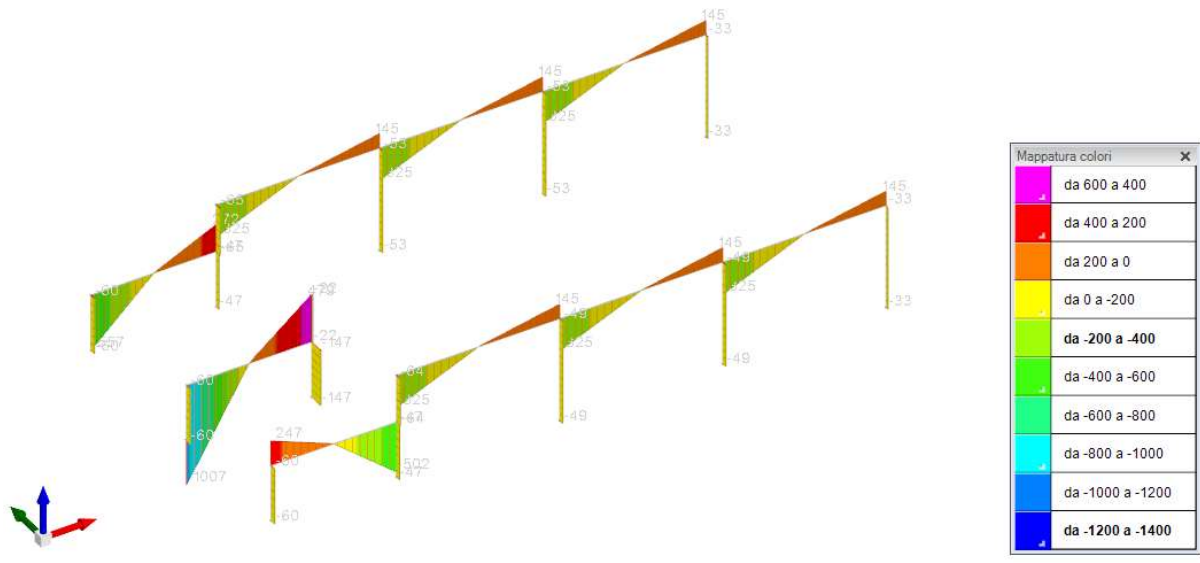


Figura 35: Azione di taglio – Inviluppo minimo Combinazioni SLV/SLU [kN]

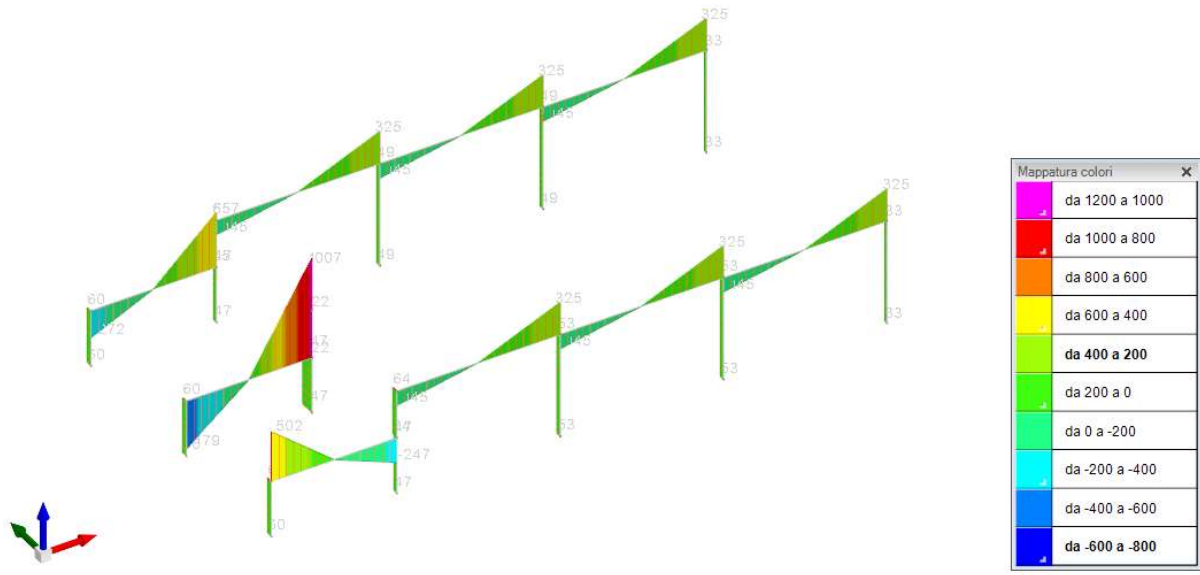


Figura 36: Azione di taglio – Inviluppo massimo Combinazioni SLV/SLU [kN]

3.12 CODICI DI CALCOLO E VALIDAZIONE

Ai sensi del § 10.2 del D.M 17/01/2018, allo scopo di fornire un quadro sintetico delle caratteristiche delle analisi e delle verifiche svolte con l'ausilio del codice di calcolo automatico, si riportano il tipo di analisi adottato e le validazioni del codice.

§10.2.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

L'analisi sismica è condotta con il metodo dell'analisi dinamica modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, che si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale e le incognite del problema, nell'ambito del metodo degli spostamenti, sono le componenti di spostamento dei nodi stessi, cioè le traslazioni secondo X, Y, Z e le rotazioni attorno X, Y, Z. Le azioni interne si ottengono con un sistema di equazioni i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura. La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limiti; le combinazioni di carico adottate sono quelle previste dalle NTC2018 e si ritengono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

§10.2.2 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

La modellazione della struttura, la rielaborazione dei risultati del calcolo e le verifiche sezionali sono state effettuate con il solutore ad elementi finiti:

Sismicad 12.21, prodotto da Concrete - Italia

§10.2.3 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e dal distributore del software, contiene una descrizione esauriente delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dai file di input necessari a riprodurre l'elaborazione: La società produttrice, ha verificato l'affidabilità del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche e con altri software di calcolo. Presso il nostro studio abbiamo i documenti forniti dalla società stessa attestanti la validazione dei codici; data la corposità, tali files non vengono allegati alla presente relazione ma, su richiesta, possono essere trasmessi.

§10.2.4 Validazione dei Codici di Calcolo

Sono state effettuate delle verifiche e dei controlli con calcoli manuali semplificati per ottenere dei riscontri sulla correttezza dei risultati del modello di calcolo. L'esecuzione dei calcoli manuali è garanzia della correttezza della modellazione eseguita.

§10.2.5 Modalità di presentazione dei risultati.

La presente relazione di calcolo strutturale presenta i dati di input ed i risultati in modo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità; a questo scopo i risultati delle analisi sono spesso presentati sia in forma grafica che tabellare.

§10.2.6 Informazioni generali sull'elaborazione.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere un maggior controllo dei risultati.

§10.2.7 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di calcoli semplificati, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di pre-dimensionamento della struttura.

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico e che i risultati di calcolo sono validi ed accettabili.

4 RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE

Le strutture di fondazione della nuova costruzione saranno caratterizzate da un piano di imposta a -1,75 m per i plinti della palestra -1,55 m per le travi a T rovescia della scuola rispetto allo zero architettonico. Sotto le fondazioni è previsto uno strato di magrone di minimo 10cm.

Le fondazioni previste sono di tipo indiretto costituite da micropali di fondazione con profondità dal piano di posa della fondazione di circa 12-15m, la cui portata dovrà essere approfondita nelle successive fasi progettuali. Tali micropali saranno realizzati mediante una perforazione del terreno di diametro 24cm che sarà riempita con boiaccia a base cementizia ed armata con un tubolare metallico a sezione circolare di diametro 139,7cm e spessore 8mm. La testa del micropalo, per sviluppare la necessaria portata, dovrà andare ad ammorsarsi per un tratto sufficientemente lungo, all'interno dell'orizzonte di fondo caratterizzato da parametri meccanici migliori.

Relativamente alla porzione gettata in opera della scuola, le strutture di collegamento alla testa dei micropali saranno costituite da travi a T rovescio, di altezza totale 100cm e larghezza 90cm, incrociate e collegate a formare un graticcio

Relativamente alla porzione prefabbricata della palestra e spogliatoi, le strutture di collegamento alla testa dei micropali saranno costituite da fondazioni isolate, del tipo a plinto di dimensione 270cm x 200cm x 90cm, poggianti su 6 micropali ciascuno di profondità congrua a sopportare gli sforzi assiali e flettenti trasmessi dalla sovrastruttura prefabbricata alla base dei pilastri. Plinti di dimensione 170cm x 70cm x 50cm su due micropali saranno posti a metà trave portapannello.

In conformità alle richieste della vigente normativa i plinti saranno collegati, in entrambe le direzioni, mediante travi in c.a. dimensionate in modo tale da evitare spostamenti relativi fra le fondazioni, soprattutto in caso di sisma, e limitatamente alle travi perimetrali con funzione di portapannello.

Per il calcolo della stima della portanza dei micropali, compatibilmente con l'attuale fase progettuale di progetto di fattibilità tecnica ed economica, si è fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche riportati nella relazione geologica, geotecnica e sismica a firma del geol. Davide Roverselli e datata 30.06.2023 per la fase progettuale di PTFE adottando però i fattori di correzione ξ relativi a 10 verticali indagate, in accordo al 6.4.3 del D.M. 17 gennaio 2018: pertanto il calcolo della portanza dei micropali dovrà essere verificato con le ulteriori necessarie prove e sondaggi in sito nelle fasi progettuali più avanzate.

In conformità alle richieste della vigente normativa al 7.2.5 del D.M. 17 gennaio 2018, i plinti saranno collegati, in entrambe le direzioni, mediante travi in c.a. dimensionate in modo tale da evitare spostamenti relativi fra le fondazioni, soprattutto in caso di sisma, e limitatamente alle travi perimetrali con funzione di portapannello.

La suddetta relazione geologica di fattibilità tecnica ed economica a firma del Dott. Davide Roverselli svolta sull'area che ospiterà la scuola ha evidenziato che il sottosuolo in esame, oltre ad essere costituito da strati superficiali con caratteristiche meccaniche scarse, presenta anche cavità (dette anche "occhi pollini") di dimensioni importanti e potenzialmente distribuiti su tutta l'area in esame; lo schema del modello geotecnico di sito rappresentativo del sottosuolo con i parametri determinati per ogni singolo livello con caratteristiche differenti è il seguente:

Livello A (dal p.c. a -2.40/-3.30 m p.c., in DP1 dal p.c. a -9.00 dal p.c.)	
<i>Litologia: sabbia in matrice limosa debolmente argillosa da poco a mediamente addensata con presenza di ghiaia alterata subordinata</i>	
Peso di volume γ	1.85 t/m ³
Coesione non drenata C_u	0.5 Kg/cm ²
Angolo di attrito ϕ	28°
Modulo di deformazione elastico E	96 Kg/cm ²
Densità relativa D_r	36 %
Livello B (da -2.40/-3.30m a -7.20/-7.80m dal p.c., in DP1 da -4.80m a -5.70m dal p.c.)	
<i>Litologia: sabbia in matrice limosa da sciolti a molto sciolti con diffusa presenza di vuoti "occhi pollini"</i>	
Peso di volume γ	1.75 t/m ³
Angolo di attrito ϕ	21°
Modulo di deformazione elastico E	24 Kg/cm ²
Densità relativa D_r	18 %
Livello C (da -7.20/-7.80/-9.00m e fino ad almeno -10.00m dal p.c.)	
<i>Litologia: ghiaia in matrice sabbiosa ben addensata e/o ghiaia conglomeratica</i>	
Peso di volume γ	1.95 t/m ³

Angolo di attrito φ	33°
Modulo di deformazione elastico E	320 Kg/cm ²
Densità relativa Dr	52 %

5 RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali da impiegare nelle opere strutturali di cui trattasi consisteranno in:

A – Cls per c.a.:

I calcestruzzi previsti per i diversi elementi della struttura sono i seguenti:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE DI NUOVA COSTRUZIONE GETTATE IN OPERA				
	FONDAZIONI	PILASTRI, SETTI TRAVI E SOLETTE	ELEMENTI ESTERNI NON PROTETTI	MISCELA PER MICROPALI
	C25/30	C30/37	C30/37	C25/30
RESISTENZA CARATTERISTICA R_{ck}	30 N/mm ²	37 N/mm ²	37 N/mm ²	30 N/mm ²
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2	XC1	XC4	XC2
CLASSE DI CONSISTENZA	S4	S4	S4	S4
DIAMETRO MAX AGGREGATI	32 mm	20 mm	25 mm	8 mm
COPRIFERRO MINIMO	40 mm	25 mm	35 mm	

<u>ACCIAIO DA C.A.</u>	B450C	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
<u>ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA</u>	S275JR	$f_{yk} = 275$ N/mm ²
	S235JR	$f_{yk} = 235$ N/mm ²
<u>ACCIAIO MICROPALI</u>	S355	$f_{yk} = 355$ N/mm ²

I calcestruzzi dovranno garantire resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione superiore a 30,0 N/mm² (300 kg/cm²), classe di resistenza C25/30, classe di consistenza S4 per le opere di fondazione, mentre per le opere fuori terra è richiesta una resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione superiore a 37,0 N/mm² (370 kg/cm²), classe di resistenza C30/37.

Classi di esposizione alla corrosione indotta da carbonatazione:

XC1	ASCIUTTO O PERMANENTEMENTE BAGNATO	Interni di edifici con umidità' relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.
XC2	BAGNATO, RARAMENTE ASCIUTTO	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	UMIDITA' MODERATA	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità' da moderata ad alta.
XC4	CICLICAMENTE ASCIUTTO E BAGNATO	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2

Classi di esposizione alla corrosione indotta da cloruri (non provenienti da acqua di mare):

XD1	UMIDITA' MODERATA	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi di acqua contenente cloruri.
-----	-------------------	--

Classi di esposizione all'attacco di cicli di gelo/disgelo:

XF1	MODERATA SATURAZIONE DI ACQUA, IN ASSENZA DI AGENTE DISGELANTE	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.
-----	--	--

Per gli eventuali calcestruzzi preconfezionati saranno date prescrizioni scritte all'Impresa esecutrice dei lavori in modo che i valori di carico a rottura 28 giorni non risultino inferiori a 30,0 N/mm² per le fondazioni e 37,0 N/mm² per le strutture fuori terra o secondo le indicazioni dettate dal D.L. o indicate nel progetto esecutivo delle strutture.

Tutti i manufatti in c.a. e c.a.p. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE che soddisfino i requisiti previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006 e tutte le forniture di cemento devono essere accompagnate dall'attestato di conformità CE.

Le forniture effettuate da un intermediario, ad esempio un importatore, dovranno essere accompagnate dall'Attestato di Conformità CE rilasciato dal produttore di cemento e completato con i riferimenti ai DDT dei lotti consegnati dallo stesso intermediario.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, debbono possedere marcatura CE secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi.

Gli aggregati debbono essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo.

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

Per le riprese di getto si potrà far ricorso all'utilizzo di ritardanti di presa e degli adesivi per riprese di getto.



Gli additivi per la produzione del calcestruzzo devono possedere la marcatura CE ed essere conformi, in relazione alla particolare categoria di prodotto cui essi appartengono, ai requisiti imposti dai rispettivi prospetti della norma UNI EN 934 (parti 2, 3, 4, 5).

Il produttore del calcestruzzo dovrà adottare tutti gli accorgimenti in termini di ingredienti e di composizione dell'impasto per garantire che il calcestruzzo posseda al momento della consegna del calcestruzzo in cantiere la lavorabilità prescritta.

Sono assolutamente proibite le aggiunte di acqua in betoniera al momento del getto dopo l'inizio dello scarico del calcestruzzo dall'autobetoniera.

B – Armature in acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C.

Si rimanda al capitolo 3.10 per la definizione delle caratteristiche meccaniche del materiale.

L'acciaio deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione e non saranno accettati fasci di acciaio contenenti barre di differente marcatura.

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai B450C, saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 17/01/2018.

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate dell'“Attestato di Qualificazione” rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

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

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli “Attestati di Qualificazione” dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in



aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

Alla consegna in cantiere, l'impresa esecutrice dovrà avere cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

C – Elementi in acciaio laminato tipo S275 e S235, acciaio per micropali S355.

Si rimanda al capitolo 3.10 per la definizione delle caratteristiche meccaniche del materiale.

Si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025.

L'acciaio deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate dell' "Attestato di Qualificazione" rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

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

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli "Attestati di Qualificazione" dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

Alla consegna in cantiere, l'impresa esecutrice dovrà avere cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

6 CONCLUSIONI

Si precisa che:

- le strutture sono state calcolate a norma delle vigenti disposizioni di legge;
- gli elaborati sono completi e sufficienti a individuare e definire esattamente le opere ed i materiali sono idonei a sopportare le sollecitazioni assunte nei calcoli.

Concorezzo, Luglio 2023