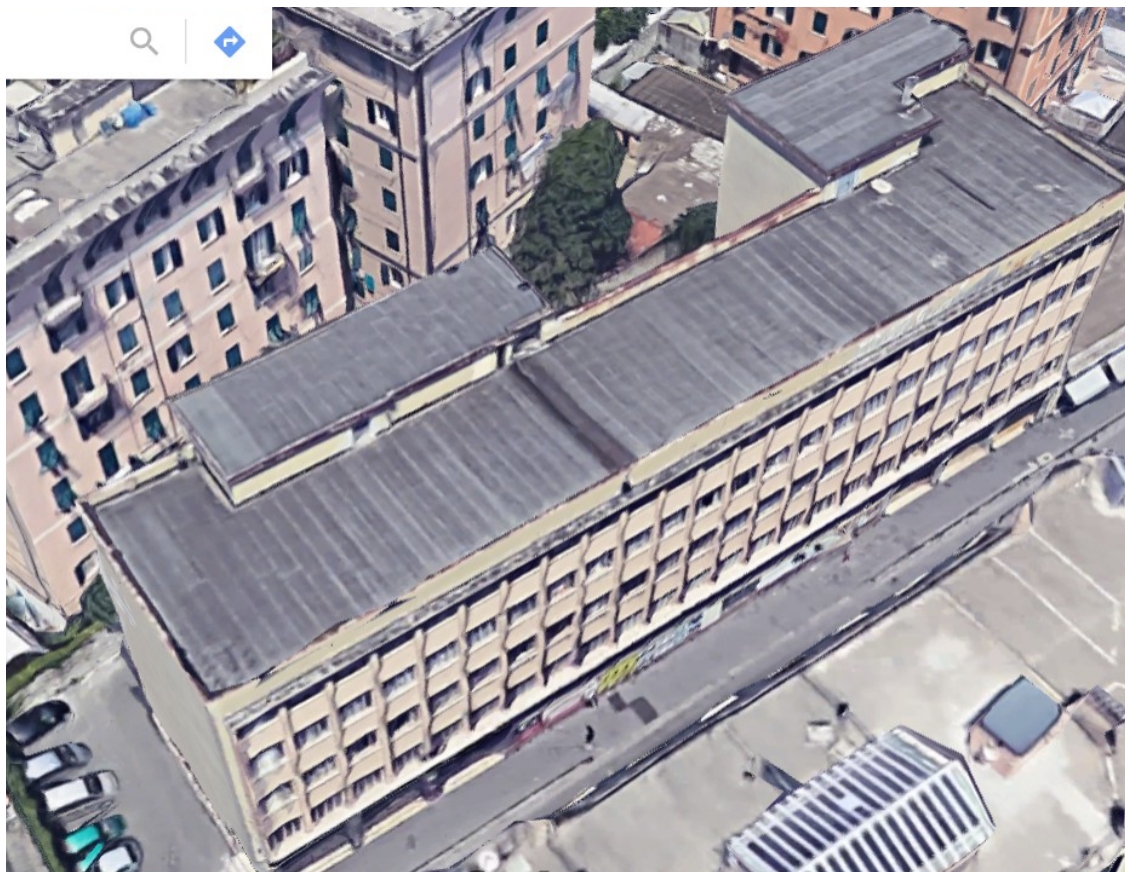




CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

DIREZIONE SVILUPPO ECONOMICO E SOCIALE

SERVIZIO EDILIZIA



VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA E PROGETTO DI
FATTIBILITA' PER ADEGUAMENTO SISMICO DEL COMPLESSO
SCOLASTICO *MONTALE* SITO IN GENOVA-VIA ARCHIMEDE 42-44-46

MONTALE-R02-VULN-VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA

GENOVA, GIUGNO 2018

Il Tecnico Incaricato

INDICE GENERALE

1. PREMESSA.....	2
2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....	3
3. CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA AI FINI DELL'AZIONE SISMICA.....	4
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
5. DEFINIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE (§8.5 NTC 2018).....	5
5.1. ANALISI STORICO-CRITICA (§8.5.1 NTC 2018).....	5
5.2. RILIEVO (§8.5.2 NTC 2018).....	7
5.3. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA (§8.5.4 NTC 2018).....	10
5.4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI (§8.5.3 NTC 2018).....	10
5.5. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO (§8.5.5 NTC 2018).....	11
6. MODELLAZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE.....	21
7. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DINAMICO E DEFORMATIVO.....	26
8. VERIFICHE NUMERICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	31
8.1. VERIFICHE PER LE AZIONI STATICHE.....	31
8.1.1. CONSIDERAZIONI DI NATURA QUALITATIVA.....	31
8.1.2. VERIFICHE ANALITICHE.....	32
8.2. VERIFICHE PER L'AZIONE SISMICA.....	44
8.2.1. CONSIDERAZIONI DI NATURA QUALITATIVA.....	44
8.2.2. VERIFICHE ANALITICHE.....	45
9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	55
10. ANALISI E VERIFICHE CON CODICI DI CALCOLO (§10 NTC 2018).....	58
10.1. CODICE DI CALCOLO ADOTTATO.....	58
10.2. AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	60

ALLEGATO A-PROVE SUI MATERIALI

1. **PREMESSA**

Nell'ambito dell'incarico conferito dalla Città Metropolitana di Genova con Ordine di Servizio del 20/04/2018 a firma del R.U.P. Ing. Gianni Marchini, nella presente relazione si riportano i risultati della valutazione di vulnerabilità sismica ai sensi del D.M. 17.01.2018 *Norme tecniche per le costruzioni* del plesso scolastico di cui in epigrafe.

L'attività viene ricondotta alla Valutazione della Sicurezza di cui al §8.3 del D.M. 17/01/2018, giudicando se la struttura esistente sia idonea a sopportare le azioni di progetto previste da detto decreto e distinguendo tra le azioni statiche (carichi permanenti e variabili legati alle destinazioni d'uso, vento, neve, temperatura, cedimenti fondali) e quelle sismiche.

Gli elementi utili alla formulazione di un giudizio di idoneità sono stati acquisiti:

- dall'esame della documentazione fornita dalla Stazione Appaltante;
- dall'esame della documentazione reperita presso gli Uffici del Comune di Genova;
- dalle risultanze del Piano delle Indagini predisposto in accordo con il R.U.P., ed attuato con la collaborazione: a) delle Ditte cui è affidata in *global service* la manutenzione degli edifici di proprietà e in disponibilità della Città Metropolitana: b) della società EDILCONTROL s.r.l. Di Cogoleto (GE), laboratorio di prova di cui all'art. 59 D.P.R. 380/01: c) del Dott. Pittaluga per gli aspetti geognostici.

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il complesso scolastico, costruito nei primi anni Sessanta del secolo scorso ed adibito a scuola media inferiore e superiore, fronteggia ad EST via Archimede per l'intero asse longitudinale di 60 metri e presenta una larghezza variabile in direzione trasversale da 10 a 18 metri ed un'altezza in gronda (al netto dei volumi emergenti in copertura) di circa 19 metri.

Il fabbricato è composto da tre volumi: a) corpo NORD, inscritto in un rettangolo di dimensioni 18x15,5 m, esteso su cinque livelli fuori terra (oltre ad un volume tecnico in copertura) collegati da un corpo scale-ascensore ed adibito ad aule e laboratori scolastici ad eccezione di alcuni locali al piano terra (sede dell'appartamento dell'ex custode e della centrale termica) ed al piano primo (sede della scuola Vespertina l'Oasi); b) corpo centrale, inscritto in un rettangolo di dimensioni 21x12 m, esteso su quattro livelli fuori terra e dedicato a palestra (nel primo livello a doppia altezza) ed aule scolastiche (nei livelli superiori); c) corpo SUD, inscritto in un rettangolo di dimensioni 25x15,5 m, esteso su cinque livelli fuori terra (oltre ad un volume tecnico in copertura) collegati da un corpo scale-ascensore ed adibito ad aule e laboratori scolastici ad eccezione del piano terra (sede di locali accessori della palestra). Ciascuno dei tre volumi presenta un accesso diretto indipendente: da via Archimede attraverso porticati, per i corpi NORD e SUD, dal cortile presente sul retro (prospetto OVEST) per il corpo centrale.

L'organismo strutturale del complesso scolastico, rilevato nell'ambito della presente attività per integrare le informazioni contenute nei documenti disponibili, è costituito da un'intelaiatura spaziale di travi e pilastri in c.a.o. con fondazioni di tipo *diretto* mediante travi rovesce o plinti isolati: gli orizzontamenti laterocementizi (travetti e caldana in c.a.o. gettato in opera, blocchi in laterizio di alleggerimento) sono della tipologia SAP (acronimo di Solaio Auto Portante) o STIMIP (acronimo di Solai a Travi Incrociate di MINor Peso), brevetti degli anni Venti-Trenta della Ditta R.D.B. ancora largamente diffusi negli anni Sessanta. Le murature perimetrali e le tramezze divisorie interne sono in mattoni semipieni o forati.

La disposizione degli elementi strutturali e delle murature interne è piuttosto regolare, ma nel corpo centrale vi sono significative variazioni di rigidità dal piano terra al piano primo dovute al vano a doppia altezza adibito a palestra nel corpo centrale: è presente inoltre un giunto di dilatazione termica d'ampiezza 4 cm per le parti in elevazione, che separa strutturalmente il corpo SUD dagli altri due e identifica due Unità Strutturali (US) distinte.

3. CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA AI FINI DELL'AZIONE SISMICA

Come esposto in premessa, la presente valutazione di vulnerabilità sismica viene ricondotta alla valutazione della sicurezza di cui al D.M. 17/01/2018. Occorre pertanto classificare l'opera secondo i parametri che consentono la definizione di tali azioni: vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Le NTC 2018 indicano nella Tab. 2.4.I i valori minimi di V_N

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per gli edifici esistenti, riferimenti normativi precedenti (in ultimo la Circ. 619/09) correggono tale parametro in Vita nominale restante, funzione della Classe d'Uso.

Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si classificano le strutture secondo 4 distinte classi d'uso.

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: 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.

Classe III: 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.

Classe IV: 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.

Le NTC 2018 e la Circolare esplicativa delle NTC 2008 indicano per gli edifici scolastici la classe d'uso III, e la Giunta Regionale della Liguria, con Delibera 1384/2003, identifica asili nido e scuole di ogni ordine e grado come edifici "sensibili": in accordo con il R.U.P. si assume per la struttura in esame la classe d'uso III (da cui $C_u=1,5$).

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_r=V_N \times C_u$, che risulta pertanto pari a $50 \times 1,5 = 75$ anni.

4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli di dimensionamento delle opere strutturali, realizzate negli anni 1959÷1960, furono riferiti alle normative in allora vigenti:

- Regio Decreto n° 2229/1939, Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice e armato;
- Circ. Min. LL.PP. N° 1472/1957, Armature delle strutture in cemento armato.

I calcoli furono eseguiti con il metodo deterministico delle TENSIONI AMMISSIBILI.

Per le verifiche analitiche di singoli elementi strutturali riportate nella presente valutazione si fa riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 17/01/2018, Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare del C.S.LL.PP. n° 617 del 02/02/2009;
- D.G.R. 216/2017, che classifica il Comune di Genova (in cui si trova l'edificio in esame) in ZONA 3.

I calcoli sono eseguiti con il metodo semiprobabilistico degli STATI LIMITE.

5. DEFINIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE (§8.5 NTC 2018)

Per la definizione del modello strutturale è stato predisposto un Piano delle Indagini, attuato di concerto con il R.U.P. nei giorni immediatamente successivi all'affidamento dell'incarico: parallelamente sono state avviate ricerche documentali presso gli uffici del Comune di Genova, che hanno consentito in epoca successiva all'esecuzione del predetto Piano di reperire il progetto esecutivo strutturale redatto durante la costruzione dell'edificio. I saggi hanno pertanto assunto funzione di verifica *a campione* della corrispondenza tra quanto previsto a progetto e quanto effettivamente eseguito. Nel seguito si riportano le diverse attività di indagine, con riferimento ai punti delle NTC 2018.

5.1. ANALISI STORICO-CRITICA (§8.5.1 NTC 2018)

Si elenca di seguito in ordine cronologico la documentazione fornita dalla Committenza o reperita autonomamente per lo svolgimento dell'attività, corredata dai contenuti salienti:

- luglio 1958-*perizia su opere murarie e finiture della scuola media Giuseppe Parini*, contenente il computo metrico delle opere strutturali e la descrizione della geometria e dei materiali costituenti i diversi tipi di solaio;
- agosto 1958-n. 12 elaborati grafici dell'*ossatura in cemento armato della scuola media Giuseppe Parini*, a firma dell'ing. Bianco;
- luglio 1958: elenco prezzi dell'appalto di costruzione del fabbricato, in cui sono indicati i materiali da impiegare per le opere in c.a., le murature ed i pavimenti. In dettaglio si richiedeva: a) per il calcestruzzo delle opere di fondazione l'impiego di cemento tipo 500, dosato a 300 kg/m³ (cemento idraulico normale, secondo il R.D. 2229/39, con sollecitazioni ammissibili= 35 kg/cm² a compressione, 40 kg/cm² a flessione e 4÷14 kg/cm² a taglio: modulo elastico E=250000 kg/cm², n=10); b) per il calcestruzzo delle opere in elevazione fondazione l'impiego di cemento tipo 680, dosato a 300 kg/m³ (cemento idraulico ad alta resistenza, secondo il R.D. 2229/39, con sollecitazioni ammissibili= 45 kg/cm² a compressione, 50 kg/cm² a flessione e 6÷16 kg/cm² a taglio: modulo elastico E=250000, n=8) ; c) per le barre di armatura l'impiego di acciaio dolce AQ 42 (1400 kg/cm² con Rck=160 kg/cm²) o semiduro AQ 50 (1600 kg/cm² nelle sezioni a T e 1800 kg/cm² nelle sezioni rettangolari con Rck=160 kg/cm²); d) tramezze in mattoni forati in foglio di spessore 6, 8, 12 cm o in mattoni pieni in piano di larghezza 12 cm; e) murature a camera d'aria con paramento esterno in mattoni pieni spessore 12 cm e paramento interno ancora in mattoni pieni oppure in mattoni forati spessore 8 cm; f) pavimenti in graniglia o marmo con sottofondo di calcestruzzo spessore minimo 3 cm dosato a 200 kg/m³ di cemento; g) pavimenti in gres 5x10 cm di spessore 8-10 mm, su sottofondo di spessore 2 cm in malta cementizia dosata a 250 kg/m³ più 1 cm di cemento asciutto; h) pavimenti in piastrelle di cemento su sottofondo di 2 cm di sabbia e letto di posa in malta di calce;
- agosto 1958-relazione di calcolo dell'*ossatura in cemento armato della scuola media Giuseppe Parini*, a firma dell'ing. Bianco, contenente indicazioni sui materiali da impiegare, sui carichi permanenti ed accidentali previsti (300 kg/m² per aule e locali accessori, 400 kg/m² per palestra, scale e porticati di accesso), sulla consistenza delle solette, ed i calcoli di predimensionamento di solai, travi interne, piattabande perimetrali, scale, pilastri;
- agosto 1958-relazione tecnica a corredo del progetto dell'*ossatura in cemento armato della scuola media Giuseppe Parini*, a firma dell'ing. Bianco, contenente indicazioni sulla pressione ammissibile assunta per il terreno di fondazione (pari ad 1 kg/cm²), sulle soglie di tensione rispettate nel dimensionamento dell'ossatura in cemento armato (75 kg/cm² per il cls delle travi all'incastro, 50 kg/cm² per per il cls delle travi in mezzeria e dei pilastri, 1800 kg/cm² per il ferro delle travi, 1600 kg/cm² per il ferro delle

solette), sulla resistenza per rottura a compressione del cls a 28 giorni (almeno 300 kg/cm²);

- novembre 1959÷maggio 1960-elaborati grafici del progetto esecutivo strutturale, commissionato dall'impresa appaltatrice Ing. Natale Valdata e redatto in corso d'opera, che verrà messo a disposizione della Committenza. Tale progetto contiene modifiche alla geometria dell'organismo strutturale rispetto al progetto a firma dell'ing. Bianco, e di fatto lo sostituisce;
- luglio 1961-verbale di consegna dell'edificio redatto dalla Ripartizione Edilizia Comunale dei Lavori Pubblici-Comune di Genova, da cui si evince che: a) la costruzione è stata affidata all'Impresa Ing. Natale Valdata, iniziata il 27/07/1959 e terminata il 28/06/1961: b) la struttura portante è in cemento armato con solai a struttura mista e sovraccarico di 300 kg/m²: c) i pavimenti delle aule sono in graniglia, quelli dei servizi igienici in piastrelle di gres 5x10 cm, quelli delle scale in lastre di marmo spessore 4 cm: d) nel piano terrazzo sono sistemati 20 serbatoi di acqua da 1000 litri: e) la copertura del terrazzo è stata eseguita con due strati di vermiculite (spessore medio 10 cm), impermeabilizzazione (due veli di fibra di vetro da 0,4 kg/m², un foglio di cartonfeltro bitumato di 2,7 kg/m², tre spalmature di bitume), pavimentazione in piastrelle di cemento su sottofondo di malta: f) il fabbricato complessivamente è efficiente e funzionale, ma necessita riparazioni per inconvenienti dovuti all'assestamento del terreno specialmente sul lato di via Archimede;
- febbraio 1962-documenti relativi allo stato finale dei lavori, trasmesso dalla Ripartizione Edilizia Comunale dei Lavori Pubblici-Comune di Genova al Corpo del Genio Civile di Genova. Nell'elenco dei documenti si cita un verbale delle prove di carico delle opere in c.a. (lettera 612157/B del 30/06/1961);
- 1994-elaborati grafici del rilievo architettonico, eseguito da FISIA per il Comune di Genova;
- 2005-progetto preliminare di adeguamento antincendio, a firma dell'ing. Spezza del Comune di Genova;
- febbraio 2017-libretto sanitario sullo sfondellamento dei solai, realizzato da TecnoIndagini, in cui si evidenziano le porzioni di solaio interessate da lesioni o distacco dell'intonaco con potenziale sfondellamento.

5.2. RILIEVO (§8.5.2 NTC 2018)

L'analisi della predetta documentazione ha consentito l'acquisizione di elementi utili alla conoscenza dell'organismo strutturale del complesso scolastico, ed in particolare della tipologia costruttiva e dei materiali strutturali.

Stante la tempistica ristretta per lo svolgimento dell'incarico, e l'opportunità offerta dall'interruzione dell'attività didattica tra il 23 ed il 27 aprile, è stato immediatamente messo in atto il seguente Piano delle Indagini, in accordo con il R.U.P.:

- rilievo del quadro fessurativo dei locali interni del complesso scolastico, basato sull'esame visivo. Si sono rilevati fenomeni fessurativi prevalentemente nelle pavimentazioni e nelle murature interne delle aule con affaccio su via Archimede: le cause sono riconducibili rispettivamente alla rotazione della parte di solaio in campata rispetto alla fascia piena presente in appoggio, ed agli assestamenti fondazionali scontati durante o in epoca immediatamente successiva all'esecuzione (come segnalato nel verbale di consegna del luglio 1961);
- ispezione visiva, per quanto accessibile, dell'intercapedine sottostante il primo solaio dell'edificio;
- saggi diretti in solai, travi e pilastri per verificare la geometria delle sezioni resistenti, il diametro ed il tipo di acciaio delle barre di armatura presenti nell'ottica di successive verifiche analitiche e di validazione della geometria e delle sezioni resistenti rappresentate nel progetto esecutivo strutturale reperito successivamente. Il confronto rilievo-progetto ha consentito i seguenti riscontri, dimostrando sufficiente rispondenza al progetto: a) al piano interrato la disposizione di travi e pilastri (per quanto direttamente visionabile) è conforme a quella indicata in progetto: il pilastro 38 presenta sezione 60x35 cm anziché 35x60 cm ed il pilastro 52 sezione 40x40 cm anziché 50x40 cm. La trave TR S del locale caldaia presenta sezione 20x60 cm ed armatura inferiore in campata 4Ø16. Tutti i solai presentano direzione di orditura conforme al progetto: il solaio SAP della rampa altezza 20+4 ed armatura 2Ø10/travetto, come in progetto: il solaio SAP 20+4 **h** armatura 2Ø12/travetto, anziché 1Ø12+1Ø14; b) al piano terra la disposizione di travi e pilastri (per quanto direttamente visionabile) è conforme a quella indicata in progetto: il pilastro 5 presenta sezione 40x45÷85 cm anziché 45x45÷90 cm e sono stati rilevati alla base 6Ø14 anziché 6Ø14+4Ø16+4Ø18, il pilastro 18 presenta sezione come da progetto e risulta armato con 6Ø14 verticali come nel progetto, il pilastro 67 presenta sezione come da progetto e risulta armato con 2Ø16+6Ø18 verticali come nel progetto, il pilastro 69 presenta sezione come da progetto e risulta armato con 6Ø16 verticali anziché 4Ø14+4Ø16. La trave PC presenta sezione come da progetto e armatura inferiore in campata Ø18 anziché Ø20 e staffe Ø10/20 come da progetto, la trave P1 presenta sezione come da progetto e armatura inferiore in campata Ø8 come da progetto, la trave PS presenta sezione come da progetto. Tutti i solai presentano direzione di orditura conforme al progetto: il solaio STIMIP **b** presenta altezza 43+4, armatura inferiore in campata 1Ø14+1Ø16/travetto e travetto di ripartizione in mezzeria come da progetto; c) al

piano primo la disposizione di travi e pilastri (per quanto direttamente visionabile) è conforme a quella indicata in progetto: il pilastro 12 presenta sezione come da progetto e risulta armato con 4Ø14+2Ø12 come da progetto. La trave PS1 presenta sezione come da progetto. Tutti i solai presentano direzione di orditura conforme al progetto: il solaio STIMIP **a** presenta altezza 43+4 come da progetto, armatura inferiore in appoggio 2Ø18/travetto come da progetto ed in campata 2Ø18/travetto anziché 4Ø18/travetto (probabilmente i restanti 2Ø18 piegati sono disposti su una fila superiore) e due travetti di ripartizione ai terzi della luce con armatura inferiore in campata 2Ø14/travetto come da progetto; d) al piano secondo la disposizione di travi e pilastri (per quanto direttamente visionabile) è conforme a quella indicata in progetto: le travi TR1, TR10 presentano altezza come da progetto. Tutti i solai presentano direzione di orditura conforme al progetto; e) al piano terzo la disposizione di travi e pilastri (per quanto direttamente visionabile) è conforme a quella indicata in progetto: la trave TR1 presenta altezza come da progetto e la trave TR8 sezione 47x30 cm anziché 47x40 cm. Tutti i solai presentano direzione di orditura conforme al progetto: il solaio SAP **h** altezza 20+4 come da progetto, armatura inferiore in campata 2Ø12/travetto anziché 1Ø12+1Ø14/travetto; f) al piano quarto la disposizione di travi e pilastri (per quanto direttamente visionabile) è conforme a quella indicata in progetto: la trave TR10 presenta altezza come da progetto. Tutti i solai presentano direzione di orditura conforme al progetto; g) al piano copertura la disposizione di travi e pilastri (per quanto direttamente visionabile) e la direzione di orditura dei solai sono conformi al progetto.

- esecuzione di prove distruttive sui materiali strutturali. In dettaglio sono state eseguite:
 - a) prove di rottura per compressione monoassiale e di carbonatazione su carote di calcestruzzo, prelevate a diversi livelli dell'edificio (3 al piano terra, 3 al piano secondo, 3 al piano quarto) per verificare la qualità dei getti nelle diverse fasi di cantiere; b) prove di rottura a trazione su barre di armatura, prelevate con lo stesso criterio (1 al piano terra, 1 al piano secondo, 1 al piano quarto);
- esecuzione di prove non distruttive (3 pull-out) sui travetti del solaio STIMIP di copertura della palestra, sui quali non era possibile per questioni geometriche il prelievo di carote. Tali prove, correlate con uno dei carotaggi eseguiti sui pilastri, non hanno però fornito risultati attendibili;

Il rilievo geometrico dell'organismo strutturale, basato sui saggi diretti e sugli elaborati del progetto esecutivo strutturale successivamente reperito presso l'Archivio Comunale, è stato restituito sul rilievo architettonico fornito dalla Committenza (tavv. T01-T02-T03-T04).

Il rilievo del quadro fessurativo, la posizione dei saggi, delle prove, dei prelievi ed i punti di vista fotografici sono stati anch'essi restituiti sul rilievo architettonico fornito dalla

Committenza (tavv. T05-T06-T07): i risultati delle prove di laboratorio sono riportati nell'allegato A.

5.3. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA (§8.5.4 NTC 2018)

La documentazione di progetto recuperata presso gli Archivi Comunali, integrata con gli elementi raccolti nel Piano delle Indagini, consente di raggiungere il livello di conoscenza delle NTC 2018 indicato nell'incarico (LC2- Conoscenza Adeguata).

Ai fini delle verifiche analitiche su singoli elementi strutturali riportate nel seguito, il livello di conoscenza LC2-Adeguata comporta la riduzione dei valori di resistenza di un fattore di confidenza $FC=1,2$.

5.4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI (§8.5.3 NTC 2018)

Sulla base delle prove di laboratorio eseguite, nello specchio seguente sono riassunti i valori di calcolo che possono essere assunti per cls e barre di armatura nelle verifiche con il metodo delle Tensioni Ammissibili (normativa dell'epoca) e con il metodo degli Stati Limite (normativa attuale).

Calcestruzzo (confezionato con cemento 680 dosato a 300 kg/m³)

Resistenza cilindrica media f_{cm} (N/mm ²)	28,9*
Tensione normale ammissibile a compressione (T.A.) $\sigma_c = f_{cm}/3$ (N/mm ²)	9,6
Tensione normale di calcolo-meccanismi fragili $f_{cd} = f_{cm}/(\gamma_c \cdot FC)$ (N/mm ²)	16
Tensione normale di calcolo-meccanismi duttili $f_{cd} = f_{cm}/FC$ (N/mm ²)	24,1
Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$ (N/mm ²)	30247

*Valore medio tra i risultati delle prove su cls.

Barre di armatura (tipo Aq50)

Tensione di snervamento media f_{ym} (N/mm ²)	436,5**
Tensione normale ammissibile a trazione $\sigma_s = 0,5f_{ym}$ (N/mm ²)	218,2
Tensione normale di calcolo $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s FC$ (N/mm ²)	316,3

**Valore medio tra i risultati delle prove su barre, trascurando cautelativamente la prova sulla barra Ø6.

Terreno di fondazione

Per la caratterizzazione del terreno di fondazione si fa riferimento alle indagini geognostiche eseguite nell'aprile 2017 dal Dott. Pittaluga nelle immediate vicinanze, ad una

distanza variabile da 20 a 40 m dal sedime del plesso, ed ai sondaggi a carotaggio continuo eseguiti nell'area circostante nel 1990 e reperiti dal Dott. Pittaluga negli archivi Comunali.

Le indagini recenti sono consistite in 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti, posizionate lungo un asse NORD-OVEST/SUD-EST tra via Luca Cambiaso e via Archimede, ed hanno rilevato il deposito alluvionale del torrente Bisagno (sabbie e ghiaie) a profondità decrescente da 5 a 2 m procedendo verso SUD-EST (anche in virtù dell'andamento altimetrico del piano di campagna), per cui è ragionevole ritenere che il piano di posa delle fondazioni del plesso, rilevato circa 2 metri al di sotto del piano stradale di via Archimede, sia costituito da tali depositi alluvionali. In nessuna prova si è riscontrata la presenza della falda, ma di umidità nelle aste a partire dalla profondità di 2 m.

L'esame delle stratigrafie del carotaggio continuo eseguito in piazza Giusti nel 1990 confermano la presenza di un riporto di spessore circa 2 m.

Dalla relazione geologica a firma del Dott. Pittaluga si evincono le seguenti stratigrafia e parametri meccanici:

Riporti in materiale detritico: $\phi=28^\circ$, $\gamma=13 \text{ kN/m}^3$, $E=6,2 \text{ Mpa}$, $V_s=131 \text{ m/s}$

Deposito alluvionale (sabbie e ghiaie): $\phi=39^\circ$, $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$, $E=38,1 \text{ Mpa}$, $V_s=188 \text{ m/s}$

Categoria del sottosuolo (anche in base alla velocità delle onde sismiche): C

Categoria topografica: T1

Parametri di resistenza medi. Prove 1 - 2									
- 3 - 4									
STRATO	Prof. massima [m da pc]	Dr [%]	ϕ' [°]	γ [t/mc]	M [kg/cm ²]	E [kg/cm ²]	Go [t/m ²]	Vs [m/s]	Nspt
2	3,1	53	28	1,3	37	62	3059	131	5
3	5,5	100	39	1,9	225	381	16695	188	31

Tabella 2. Principali caratteristiche medie risultanti dalle indagini svolte in sito.

Ai fini delle verifiche analitiche su singoli elementi strutturali riportate nel seguito, cautelativamente si assume che il terreno di fondazione sia costituito da riporti: per considerare l'innalzamento della falda in occasione degli eventi alluvionali, per la combinazione statica si considerano condizioni di terreno saturo ($\gamma=11 \text{ kN/m}^3$).

5.5.AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO (§8.5.5 NTC 2018)

Il D.M. 2018 definisce le seguenti azioni (e carichi):

- PERMANENTI (G): carichi che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la cui variabilità nel tempo è talmente piccola da poterle considerare costanti.
- VARIABILI (Q): azioni che agiscono sulla struttura con valori istantanei che possono risultare molto diversi tra loro.

- ECCEZIONALI (A): azioni che si verificano molto raramente nel corso della vita utile della struttura e che si considerano incidenti – urti, esplosioni, incendi
- SISMICHE (E).

Di conseguenza sono definiti:

- G_k valore caratteristico del carico permanente;
- Q_k valore caratteristico dell'azione variabile;
- $\Psi_0 \cdot Q_k$ valore di combinazione dell'azione variabile;
- $\Psi_1 \cdot Q_k$ valore frequente dell'azione variabile (probabilità del 10%);
- $\Psi_2 \cdot Q_k$ valore quasi permanente dell'azione variabile (probabilità del 50%).

Ai fini della presente valutazione si distinguono ulteriormente, tra le azioni VARIABILI:

- azioni VARIABILI controllate dall'uomo (legate alle destinazioni d'uso);
- azioni VARIABILI ambientali (vento, neve, sisma, cedimenti fondali).

Si elencano di seguito i valori caratteristici delle azioni assunti per le verifiche analitiche.

Carichi permanenti

SAP 20+4 corrente

Peso proprio solaio	3,4 kN/m ²
Pacchetto pavimentazione	1,2 kN/m ²
Tramezze	1,0 kN/m ²
Totale	$G_k=5,6$ kN/m ²

SAP 20+4 volumi copertura

Peso proprio solaio	3,4 kN/m ²
Pacchetto pavimentazione	1,2 kN/m ²
Totale	$G_k=4,6$ kN/m ²

SAP 20+4 rampe scale

Peso proprio solaio	3,4 kN/m ²
Pavimentazione in marmo	1,1 kN/m ²
Battiscopa in marmo	0,3 kN/m ²
Sottofondo e intonaco	2,2 kN/m ²
Totale	$G_k=7,0$ kN/m ²

SAP 35+5 pianerottoli scale

Peso proprio solaio	3,4 kN/m ²
Pavimentazione in marmo	1,1 kN/m ²
Battiscopa in marmo	0,3 kN/m ²

Sottofondo e intonaco	1,6 kN/m ²
Totale	Gk=6,4 kN/m ²

STIMIP A 43+4

Peso proprio solaio	2,5 kN/m ²
Caldana 4 cm	1,0 kN/m ²
Pavimento e intonaco	1,2 kN/m ²
Totale	Gk=4,7 kN/m ²

Carichi permanenti non strutturali

Peso proprio murature perimetrali	3,25*3,0=9,8 kN/m
Peso proprio murature divisorie aule	3,25*2,4=7,8 kN/m

Azioni variabili controllate dall'uomo

Solai d'interpiano – aule scolastiche e locali accessori	Qk = 3,0 kN/m ²
Solai d'interpiano – palestra, scale, porticati, locale serbatoi (in conformità al progetto esecutivo strutturale)	Qk = 4,0 kN/m ²
Solai di copertura accessibili per manutenzione	Qk = 0,5 kN/m ²

Azioni variabili ambientali

Neve - Solaio di copertura	Qk = 0,8 kN/m ²
Vento – Pressione sui prospetti per z=0÷10 m	Qk = 0,8 kN/m ²
– Pressione sui prospetti per z= 10÷20 m	Qk = 1,0 kN/m ²

Temperatura

Data la presenza del giunto di dilatazione, si ritiene che la temperatura non sia azione fondamentale per la verifica della sicurezza ed efficienza funzionale delle strutture, limitandosi a verifiche locali applicando un gradiente termico $\pm 15^{\circ}\text{C}$ per gli elementi esposti e $\pm 10^{\circ}\text{C}$ per quelli protetti.

Sisma

Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta $V_r = V_n \times C_u = 75$ anni.

Si verifica la struttura nei confronti di SLV, SLD e SLO: risulta una probabilità di superamento nel periodo di riferimento rispettivamente pari a $P_{vr} = 10\%$, 63% e 81% ed un periodo di ritorno $T_r = 712,5$, 75 e 45 anni. Di seguito si riepilogano tutti i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica, ottenuti inserendo le coordinate del sito e considerando i parametri sismici derivanti dalla mappatura della figura seguente.

Via Archimede, 44, 16142 Genova GE, Italia

CERCA



VITA NOMINALE:

50 (anni)

CLASSE DI UTILIZZO:

Classe III

VITA DI RIFERIMENTO:

75

SPETTRO:

SLC 5%

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA

VITA DI RIFERIMENTO:

5 %

PERIODO DI RITORNO

1462 (anni)

LATITUDINE:

44.40681

LONGITUDINE:

8.95186

RISULTATI:

AG/G:

0.1054

F0:

2.51

TC:

0.3

Parametri sismici per SLC

Via Archimede, 44, 16142 Genova GE, Italia

CERCA



VITA NOMINALE:

50 (anni)

CLASSE DI UTILIZZO:

Classe III

VITA DI RIFERIMENTO:

75

SPETTRO:

SLV 10%

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA

VITA DI RIFERIMENTO:

10 %

PERIODO DI RITORNO

712 (anni)

LATITUDINE:

44.40679

LONGITUDINE:

8.95187

RISULTATI:

AG/G:

0.082

F0:

2.53

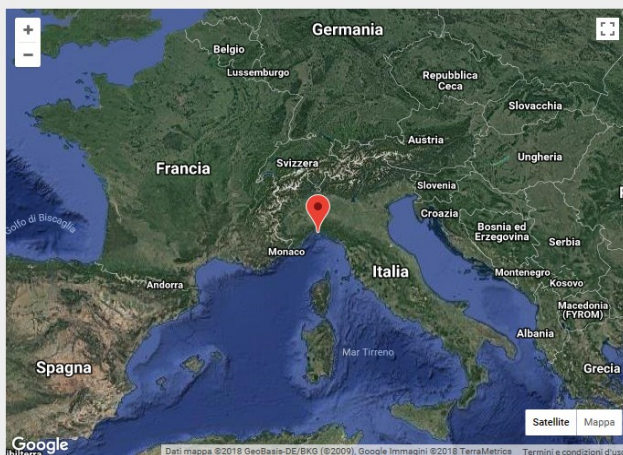
TC:

0.29

Parametri sismici per SLV

Via Archimede, 44, 16142 Genova GE, Italia

CERCA



VITA NOMINALE:

50 (anni)

CLASSE DI UTILIZZO:

Classe III

VITA DI RIFERIMENTO:

75

SPETTRO:

SLD 63%

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA

VITA DI RIFERIMENTO:

63 %

PERIODO DI RITORNO

75 (anni)

LATITUDINE:

44.40679

LONGITUDINE:

8.95187

RISULTATI:

AG/G:

0.0358

F0:

2.55

TC:

0.22

Parametri sismici per SLD

01. INSERIRE INDIRIZZO:

02. INSERIRE PARAMETRI:

VITA NOMINALE:
 (anni)

CLASSE DI UTILIZZO:

VITA DI RIFERIMENTO:

SPETTRO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO:
 %

PERIODO DI RITORNO:
 (anni)

LATITUDINE:

LONGITUDINE:

RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.0292	2.53	0.2

Parametri sismici per SLO

TABELLA RIEPILOGATIVA PARAMETRI SISMICI

Intestazione del lavoro	MONTALE						
Tipo di struttura	Nello Spazio						
Tipo di analisi	Statica e Dinamica						
Tipo di soluzione	Lineare						
Unita' di misura delle forze	kg						
Unita' di misura delle lunghezze	cm						
Normativa	NTC-2018						
Vita nominale costruzione	50 anni						
Classe d'uso costruzione	III						
Vita di riferimento	75 anni						
Luogo	Genova - Via Archimede 44						
Categoria del suolo	C						
Fattore topografico	1						
	TR	ag/g	FO	TC*	Ss	CC	Pga (ag/g*S)
SLO	45	0.029	2.53	0.20	1.50	1.78	0.043
SLD	75	0.035	2.55	0.22	1.50	1.72	0.053
SLV	712	0.082	2.53	0.29	1.50	1.57	0.123
SLC	1462	0.103	2.52	0.30	1.50	1.56	0.155
TR utilizzato nel progetto	712 anni (SLV)						
Comportamento strutturale in elevazione	Dissipativo						
Comportamento strutturale in fondazione	Non Dissipativo						
Coefficiente di smorzamento	5%						
Eccentricita' accidentale	5%						
Numero di frequenze	10						
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	Qor=1.6 dissipativo, QND=2*Qor/3=1.06 Non Dissipativo						
Duttilita'	Bassa Duttilita'						
Periodo proprio T1 in direzione X	0,889						
Periodo proprio T1 in direzione Y	1,294						
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0						
Sisma verticale	Presente						
Fattore di struttura qv per sisma verticale	1.5						
Combinazione dei modi	CQC						
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8						
λ	0.3						
μ	0.3						

Il fattore di struttura q per tenere conto della capacità di dissipare energia, deve essere valutato a mezzo della seguente espressione:

$$q = q_0 k_r = 1,6$$

dove

q_0 è il valore base del coefficiente di comportamento, in dipendenza della tipologia strutturale;

k_r dipende dalla regolarità strutturale in altezza ed in pianta;

Per le due Unità Strutturali in questione, il q minimo risulta dalle seguenti considerazioni:

- $q_0 = 2$ per struttura deformabile torsionalmente non regolare in pianta (assunzione cautelativa), in classe di duttilità bassa;
- $k_r = 0,8$ per struttura non regolare in altezza (incremento di rigidezza dal piano primo al piano secondo nel corpo centrale > 10%).

Azioni eccezionali-Incendio

Per la destinazione d'uso dell'edificio in oggetto si ritiene necessario il livello di prestazione III (§3.6.1.2 NTC 2018), cui si può far corrispondere una classe di resistenza al fuoco REI 60: ciò significa, applicando le tabelle di cui allegato D del D.M. 16.02.2007, garantire le seguenti geometrie; a) solai: distanza minima tra l'asse delle armature e la superficie esposta 30 mm, spessore minimo 200 mm; b) travi: distanza minima tra l'asse delle armature e la superficie esposta 40 mm per travi di larghezza 120 mm, 35 mm per travi di larghezza 160 mm, 30 mm per travi di larghezza 200 mm; c) pilastri: distanza minima tra l'asse delle armature e la superficie esposta 45 mm per pilastri di lato minimo 250 mm, 40 mm per pilastri di lato minimo 350 mm. Ove tali misure non siano garantite andrà applicato un intonaco REI 60.

Azioni eccezionali-Urti

Per strade urbane l'azione orizzontale caratteristica da considerare per simulare l'urto di un veicolo (§3.6.3.3 NTC 2018) è pari a 500 kN in direzione parallela alla strada, 250 kN in direzione perpendicolare alla strada, ad altezza 125 cm dal piano di marcia.

Per contemplare tutte le azioni nel modello sono stati inseriti i seguenti codici di carico

Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
murature perimetrali	6	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.030000	0.000	-0.030000	0.000	1.0000	1.0000
murature aule	7	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.024000	0.000	-0.024000	0.000	1.0000	1.0000
murature perimetrali PT	11	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.072000	0.000	-0.072000	0.000	1.0000	1.0000

Carico distribuito con riferimento globale Y, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Vento y+ 0-10 m	13	Condizione 3	Variable: Vento	0.008000	0.000	0.008000	0.000	0.0000	0.0000
Vento y+ 10-20 m	14	Condizione 3	Variable: Vento	0.010000	0.000	0.010000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Categoria C1 - Ospedali, ristoranti, banche, scuole	1	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.030600	0.000	-0.030600	0.000	0.6000	0.6000
STIMIP 43+4 cm	2	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	-0.035000	0.000	-0.035000	0.000	1.0000	1.0000
portato STIMIP	3	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.012000	0.000	-0.012000	0.000	1.0000	1.0000
SAP h = 20+4 cm	4	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	-0.034000	0.000	-0.034000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria C3 - Musei, sale da ballo, palestre	5	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.051000	0.000	-0.051000	0.000	0.6000	0.6000
portato SAP	8	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.022000	0.000	-0.022000	0.000	1.0000	1.0000
portato rampe	9	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.036000	0.000	-0.036000	0.000	1.0000	1.0000
portato pianerottoli	10	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.030000	0.000	-0.030000	0.000	1.0000	1.0000
soletta piena 10 cm	12	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	-0.025000	0.000	-0.025000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	15	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.005100	0.000	-0.005100	0.000	0.0000	0.0000
Categoria C2 - Balconi, sale convegni, cinema,	16	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.040800	0.000	-0.040800	0.000	0.6000	0.6000

Combinazioni di carico

Le sollecitazioni sono determinate attraverso modellazioni della risposta strutturale in corrispondenza di combinazioni delle azioni. Le combinazioni cumulano gli effetti più sfavorevoli dei carichi che possono trovarsi ad agire contemporaneamente sulla struttura, pur considerando la pratica impossibilità che tutte le azioni variabili concomitanti agiscano con il loro valore massimo. Le combinazioni di progetto sono (§2.5.3 NTC):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Con i coefficienti γ_F espressi dalla seguente tabella (§2.6.1 NTC):

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
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_{Qs}	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.

Ed i coefficienti ψ di partecipazione dei carichi espressi dalla seguente tabella (§2.5.2 NTC):

Tab. 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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Come indicato nella nota della tabella 2.6.I delle NTC, essendo i carichi permanenti non strutturali noti sulla base dei saggi eseguiti, si adottano per detti carichi gli stessi coefficienti dei carichi permanenti strutturali.

Inoltre, come indicato nel §8.5.5 delle NTC 2018, essendo stato condotto un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali, per i carichi permanenti si ritiene lecito adottare $\gamma_G=1,15$ anziché 1.3.

Infine, come indicato dal §3.1.4.1 delle NTC 2018, in presenza di edificio multipiano per calcolare le sollecitazioni su membrature verticali si adotta un coefficiente riduttivo $\alpha_n = [2 + (n - 2)\psi_0]/n$ che per $n=6$ piani caricati è pari a 0,8. Per tali elementi si adotta quindi $\gamma_Q=1,2$ anziché 1.5 per le combinazioni SLU STR e $\gamma_Q=1,04$ anziché 1.3 per le combinazioni SLU GEO. Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, per lo stato limite di esercizio e per lo stato limite di danno. Le combinazioni prese in esame sono:

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.600
2	SLU STR Q	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.150
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.150
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.900
7	SLU STR W	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.150
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.150
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.840
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
8	SLU EQU	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	0.900
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	0.900
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
9	SLU GEO Q	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.040
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.780
10	SLU GEO W	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.728
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.300

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara Q	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.600
4	Frequente Q	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
5	Quasi permanente Q	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000

			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.600
11	Rara W	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.000
12	Frequente W	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
13	T.A.	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.600

La combinazione 1 riguarda l'azione sismica, le combinazioni 2 e 7 riguardano le verifiche SLU STR (resistenza degli elementi strutturali), le combinazioni 9 e 10 le verifiche SLU GEO (capacità portante, scorrimento eseguite con approccio 2 (A1+M1+R3) §6.4.2.1.); la combinazione 8 riguarda le verifiche SLU EQU (ribaltamento); le combinazioni 3, 4, 5, 11 e 12 riguarda le verifiche SLE (frecce, cedimenti); la combinazione 6 riguarda le verifiche SLD (frecce, cedimenti).

6. **MODELLAZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE**

Sulla scorta della documentazione fornita e del Piano delle Indagini eseguito (§§ 3 e 4), la valutazione si fonda su considerazioni di natura qualitativa supportate da verifiche analitiche di singoli elementi strutturali, ed è finalizzata a formulare un giudizio separato nei confronti delle azioni controllate dall'uomo e di quelle ambientali.

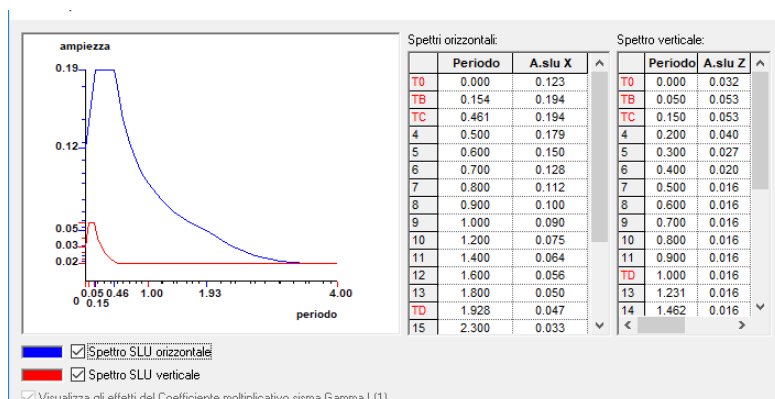
Nel progetto esecutivo strutturale dell'epoca erano state fatte le seguenti ipotesi di calcolo:

- travi di fondazione di larghezza variabile ed altezza 120 cm dimensionate a flessione con momento positivo $ql^2/10$ o $ql^2/12$ (semincastro) e ferri generalmente ancorati nei nodi trave-pilastro, non dimensionate a momento negativo, dimensionate a taglio assegnando almeno il 40% della sollecitazione alle staffe (aperte a 4 braccia con passo costante) e la restante parte ai ferri piegati, ancorati generalmente oltre i nodi trave-pilastro;
- travi in elevazione dimensionate a flessione con momento positivo $ql^2/10$ o $ql^2/12$ (semincastro) e ferri generalmente ancorati nei nodi trave-pilastro, non dimensionate a momento negativo, dimensionate a taglio assegnando almeno il 50% della sollecitazione a staffe a 2 braccia con passo costante (generalmente aperte nelle travi ricalate, chiuse nelle travi in spessore) e la restante parte ai ferri piegati, ancorati generalmente oltre i nodi trave-pilastro;
- pilastri dimensionati a carico verticale centrato, con armatura verticale secondo i minimi di normativa (0,8% A_c strettamente necessaria, quest'ultima calcolata con tensione ammissibile nel cls pari a 50 kg/cm²) ed armatura a taglio (non indicata a progetto) presumibilmente secondo lo stesso criterio (nei saggi si sono rilevate staffe Ø6÷8 mm passo 20 cm);
- setti ascensori non dimensionati, con armatura verticale (Ø12 passo 25 cm) ed orizzontale (staffe Ø6÷8 passo 18 cm) secondo i minimi di normativa.

Per valutare il comportamento statico e dinamico in tutte le possibili combinazioni tra azioni di diversa natura (permanenti e variabili), il comportamento strutturale è stato valutato con il programma di modellazione agli elementi finiti Mastersap, della software house AMV, procedendo ad un'analisi dinamica multimodale delle due Unità Strutturali (corpo SUD e corpo NORD-centrale) separate dal giunto di dilatazione. Il modello strutturale illustrato nella figura della pagina seguente si basa sulle seguenti assunzioni:

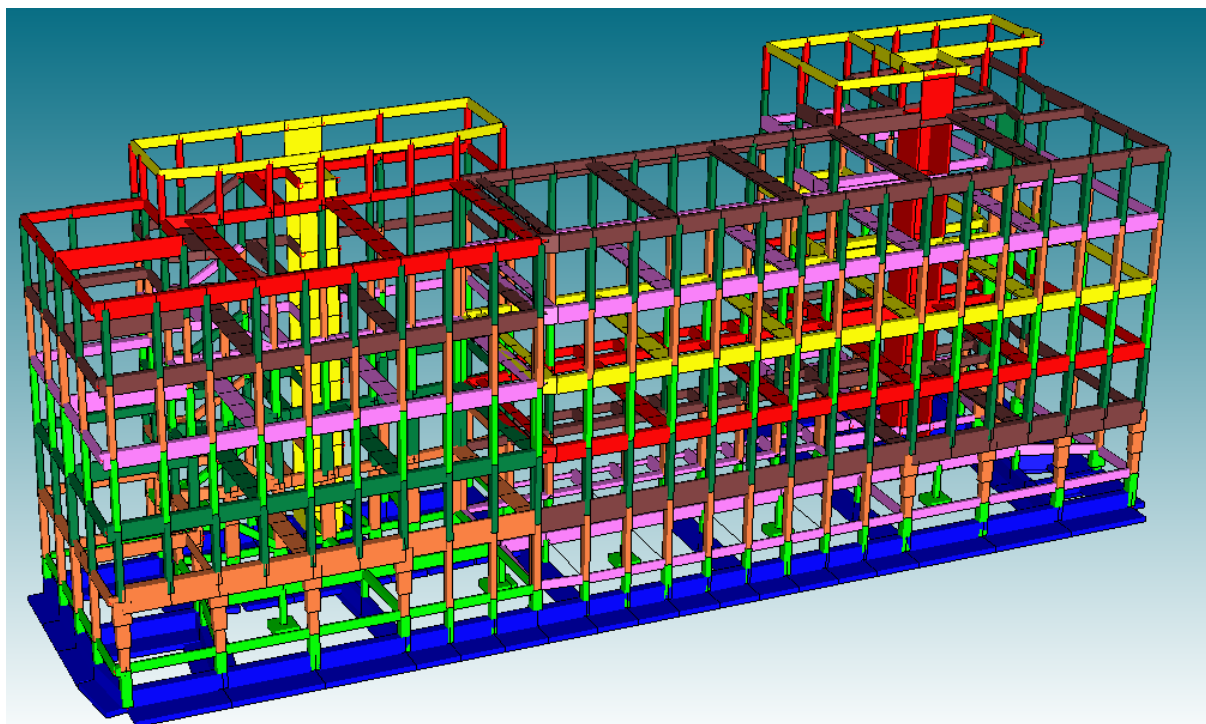
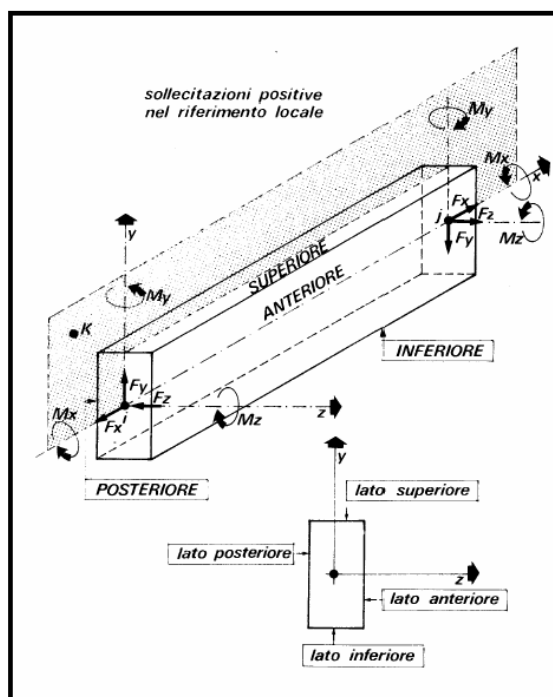
- peso proprio degli elementi trave, pilastro, plinto, lastra appartenenti al modello agli elementi finiti calcolato automaticamente dal programma, sulla base dei pesi specifici dei materiali ricavati dalla normativa vigente e dal progetto esecutivo strutturale;

- travi di fondazione su suolo elastico con costante di sottofondo (Winkler)=5 kg/cm³;
- travi e pilastri costituiti da elementi trave con offset strutturali per considerare le eccentricità tra i baricentri, connessi con nodi rigidi (pilastri) o semirigidi (travi) e soggetti ad azioni applicate come carichi lineari lungo l'asse;
- armatura a flessione ed a taglio nelle travi e nei pilastri assegnata sulla base del progetto strutturale esecutivo e del Piano delle Indagini eseguito;
- piani rigidi (distinti tra corpo SUD e corpo centrale-NORD) in corrispondenza di ogni quota di solaio, con vincolo a mantenere un'uguale distanza reciproca di tutti i nodi appartenenti al piano ed assegnazione delle eccentricità accidentali per l'azione sismica;
- analisi dinamica modale con gli spettri sismici orizzontale e verticale di cui alla figura seguente e considerando le prime 15 frequenze proprie di vibrazione per eccitare masse >85% in direzione x ed y.

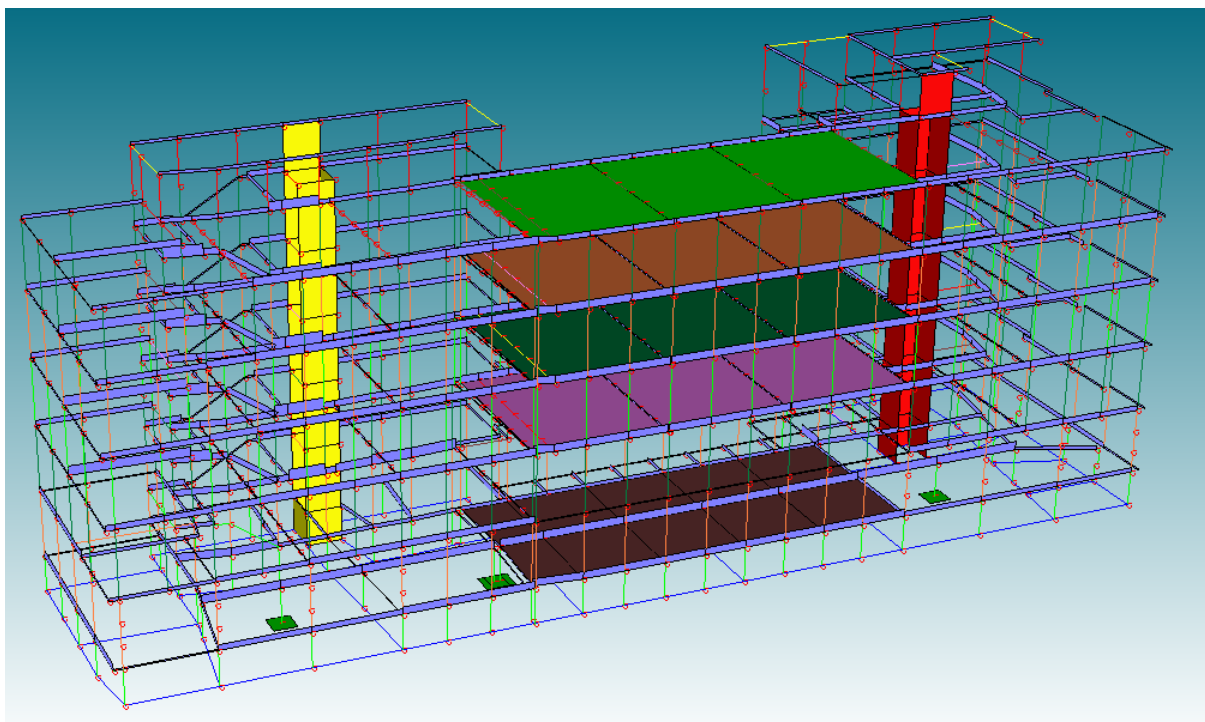


Le sollecitazioni negli elementi trave sono riferite alla terna locale rappresentata nella figura seguente e le convenzioni sui segni delle sollecitazioni sono quelle seguenti:

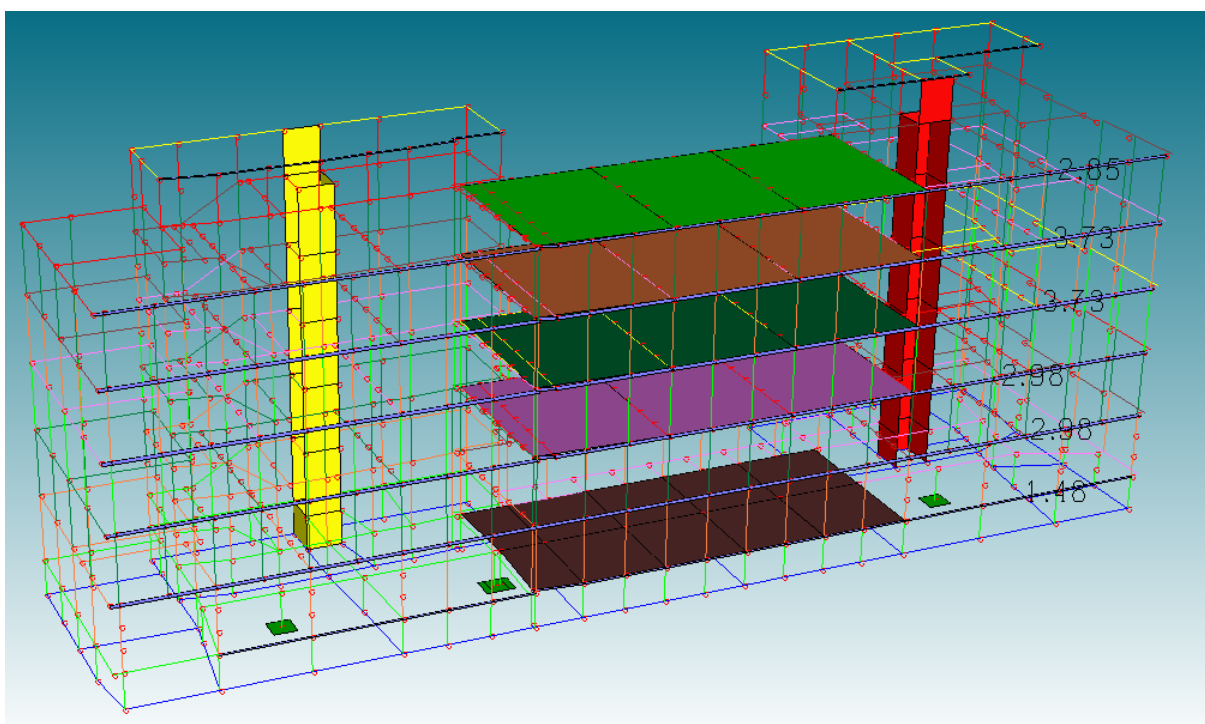
- Fx (forza normale) è positivo se di trazione;
- Fy (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- Fz (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- Mx (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- My (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z;
- Mz (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y.



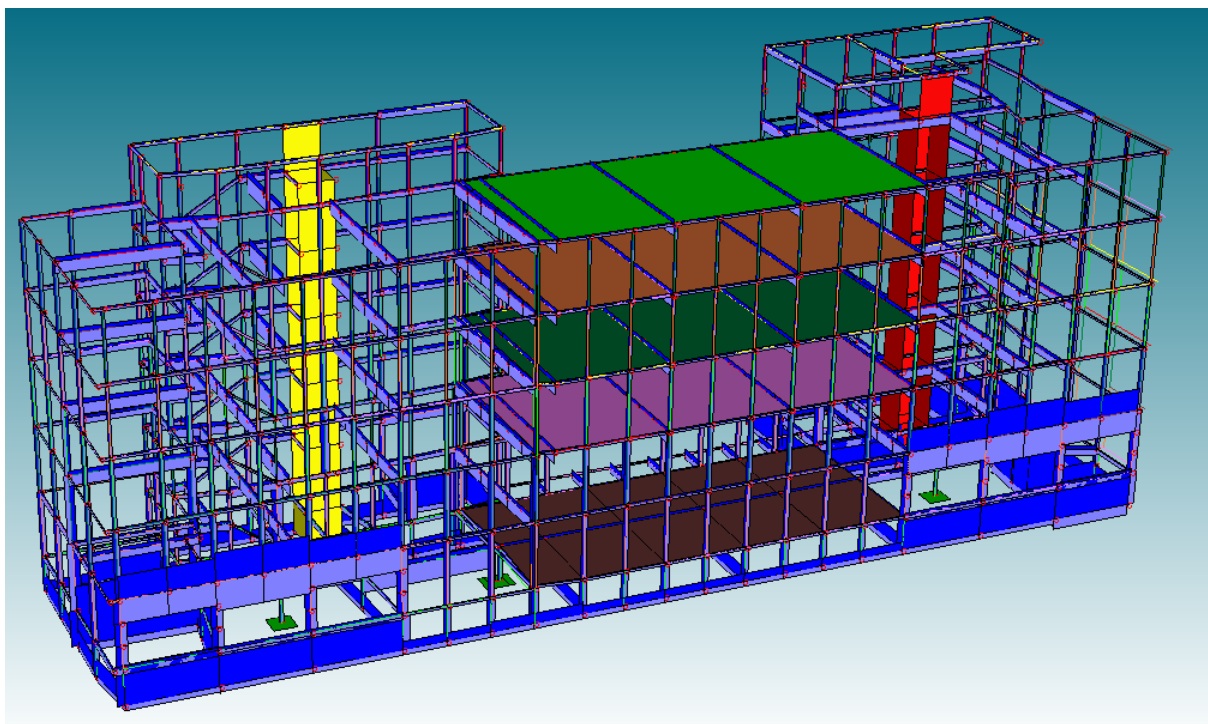
Vista assonometrica da SUD-EST del modello agli elementi finiti



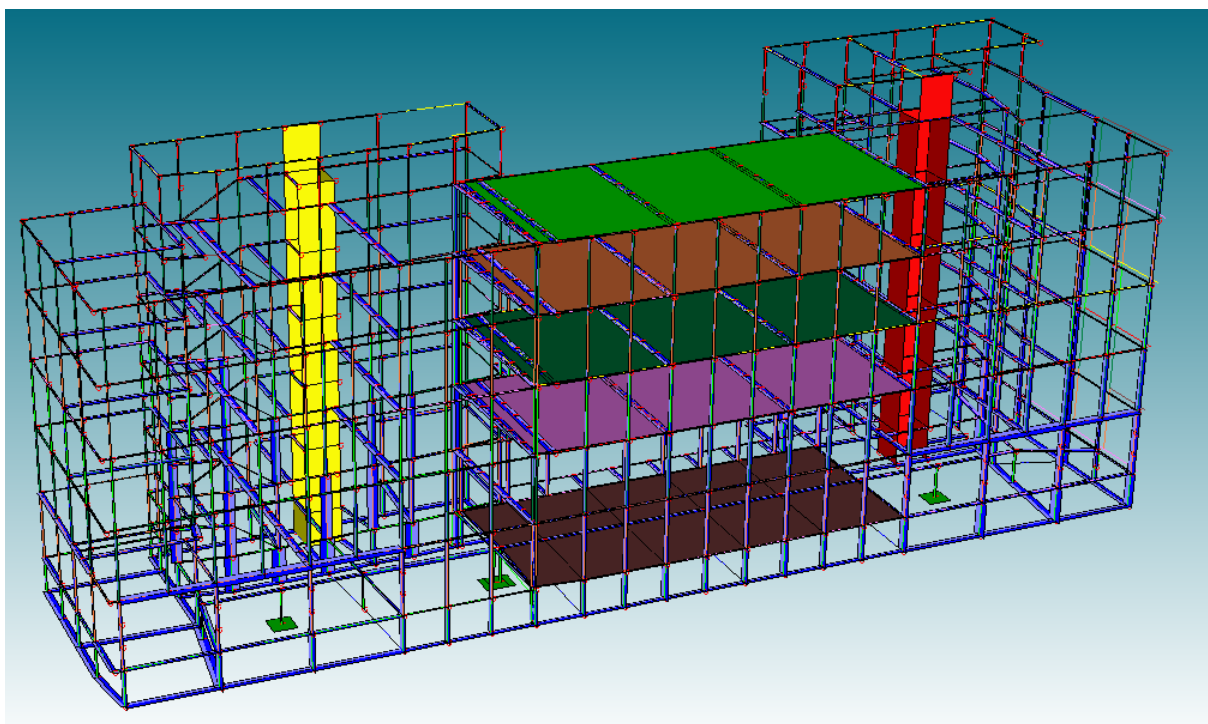
Carichi caratteristici verticali applicati sugli elementi trave (in kg/cm)



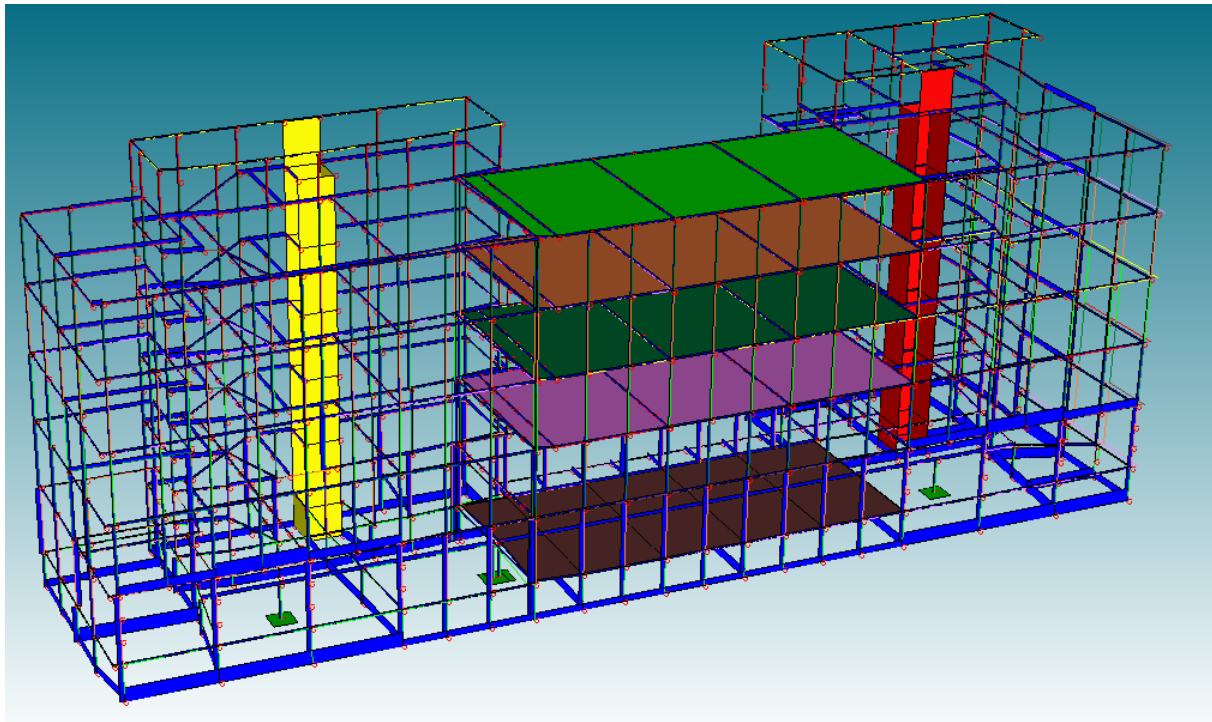
Carichi caratteristici orizzontali applicati sugli elementi trave (in kg/cm)



Armature longitudinali superiore ed inferiore assegnate agli elementi trave



Armature longitudinali anteriore e posteriore assegnate agli elementi trave



Armature trasversali assegnate agli elementi trave

7. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DINAMICO E DEFORMATIVO

Si riportano anzitutto gli output rappresentativi del comportamento globale delle due Unità Strutturali sotto l'aspetto dinamico (tabella masse eccitate, figure rappresentative del modo proprio di vibrazione) e deformativo (figura rappresentativa della deformata per la combinazione S.L.O., che risulta maggiormente cautelativa rispetto alla S.L.D., ed S.LE.-RARA). Gli output evidenziano quanto segue:

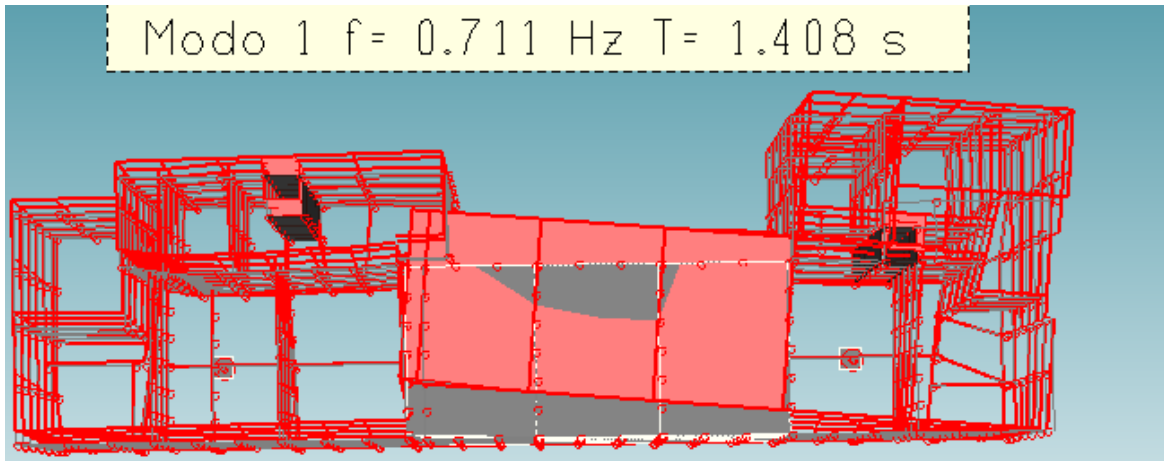
- l'aliquota delle masse eccitate raggiunge l'85% per il 14° modo di vibrazione, al netto di modi locali che coinvolgono masse inferiori al 5% (sottolineate in tabella);

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+2.29e+001	0	+2.53e+003	45	+4.70e-002	0	+5.21e+008	9
Progressiva	+2.29e+001	0	+2.53e+003	45	+4.70e-002	0	+5.21e+008	9
Modo: 2	+5.55e+000	0	+3.78e+002	7	+1.51e-002	0	+3.06e+008	5
Progressiva	+2.85e+001	1	+2.90e+003	51	+6.21e-002	0	+8.27e+008	14
Modo: 3	+9.10e+001	2	+1.09e+003	19	+5.28e-003	0	+1.90e+009	32
Progressiva	+1.20e+002	2	+4.00e+003	70	+6.73e-002	0	+2.72e+009	46
Modo: 4	+1.54e+003	27	+7.59e+000	0	+7.23e-006	0	+9.59e+008	16
Progressiva	+1.66e+003	29	+4.01e+003	71	+6.73e-002	0	+3.68e+009	62
Modo: 5	+2.12e+003	37	+2.95e+001	1	+2.36e-002	0	+1.75e+008	3
Progressiva	+3.78e+003	67	+4.04e+003	71	+9.10e-002	0	+3.86e+009	65
Modo: 6	+2.86e+002	5	+2.06e+000	0	+4.16e-003	0	+3.56e+006	0
Progressiva	+4.06e+003	72	+4.04e+003	71	+9.51e-002	0	+3.86e+009	65
Modo: 7	+1.75e+000	0	+8.11e+001	1	+2.34e-001	0	+1.80e+008	3
Progressiva	+4.06e+003	72	+4.12e+003	73	+3.29e-001	0	+4.04e+009	68
Modo: 8	+5.71e+001	1	+6.89e+001	1	+1.49e-001	0	+2.51e+007	0
Progressiva	+4.12e+003	73	+4.19e+003	74	+4.78e-001	0	+4.07e+009	69
Modo: 9	+1.27e+001	0	+5.42e+002	10	+9.66e-002	0	+2.26e+008	4
Progressiva	+4.13e+003	73	+4.73e+003	83	+5.75e-001	0	+4.29e+009	72
Modo: 10	+2.20e+002	4	+3.11e+001	1	+2.87e-003	0	+1.06e+007	0
Progressiva	+4.35e+003	77	+4.76e+003	84	+5.78e-001	0	+4.30e+009	72

Modo: 11	+2.41e+002	4	+1.13e+001	0	+4.80e-001	0	+7.81e+007	1
Progressiva	+4.59e+003	81	+4.77e+003	84	+1.06e+000	0	+4.38e+009	74
Modo: 12	+2.66e+000	0	+4.46e+000	0	+4.76e+000	0	+3.67e+006	0
Progressiva	+4.60e+003	81	+4.78e+003	84	+5.82e+000	0	+4.38e+009	74
Modo: 13	+2.27e+002	4	+1.77e-001	0	+1.46e-002	0	+5.42e+007	1
Progressiva	+4.82e+003	85	+4.78e+003	84	+5.83e+000	0	+4.44e+009	75
Modo: 14	+3.95e+000	0	+1.77e+001	0	+1.15e-004	0	+9.46e+007	2
Progressiva	+4.83e+003	85	+4.79e+003	85	+5.83e+000	0	+4.53e+009	76

- il modo proprio di vibrazione del corpo centrale-NORD è roto-traslazionale in direzione y e mobilita il corpo centrale, com'era lecito attendersi;



Modo proprio di vibrazione (traslazionale y)

- i coefficienti ϑ_x e ϑ_y sono $<0,10$ a tutti i piani, con valore massimo di 0,06 come si evince dal tabulato seguente, il che consente di trascurare gli effetti del 2° ordine;

ANALISI DEL SECONDO ORDINE

Tipo di analisi : Statica e Dinamica
Unità di misura delle Forze : kg
Unità di misura Lunghezze : cm
Sisma lungo l'asse Z : Si
Combinazione dei modi : CQC
Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8
 λ : 0.3
 μ : 0.3

*** Gruppo di copertura: travi 7 solaio

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+ λ *EY+ μ *EZ)	6.35	4.56
1 Statica+(λ *EX+EY+ μ *EZ)	5.59	6.44
1 Statica+(λ *EX+ λ *EY+EZ)	2.76	2.54

*** Gruppo di copertura: travi SUD 7 solaio

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+ λ *EY+ μ *EZ)	4.93	4.54
1 Statica+(λ *EX+EY+ μ *EZ)	2.36	7.76
1 Statica+(λ *EX+ λ *EY+EZ)	1.68	2.85

*** Piano rigido alla quota: 2065.000 travi 6 solaio

Piano rigido superiore: travi 7 solaio altezza interpiano: 250.00								
C.C	ϑ_X	ϑ_Y	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY
1 Statica+(EX+ λ *EY+ μ *EZ)	0.01	0.00	5.58	4.70	-0.78	0.14	47767.67	30808.04
1 Statica+(λ *EX+EY+ μ *EZ)			3.57	8.16	-2.02	1.72	36631.45	37753.43
								136655.00

0.03	0.02							
1	0.01	Statica+(EX+λ*EY+EZ)	2.11	2.97	-0.65	0.43	19569.41	16019.21
0.02	0.01							136655.00

***** Piano rigido alla quota: 2065.000 travi SUD 6 solaio**

Piano rigido superiore: travi SUD 7 solaio altezza interpiano: 250.00								
C.C			Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d _{xx} [cm]	d _{xy} [cm]	FX	FY
9_X	9_Y							FZ
1	0.00	Statica+(EX+λ*EY+μ*EZ)	4.20	4.17	-0.73	-0.37	12722.84	0.00
0.00	0.00							10926.00
1	0.00	Statica+(λ*EX+EY+μ*EZ)	2.01	7.12	-0.35	-0.64	6905.84	0.00
0.00	0.00							10926.00
1	0.00	Statica+(λ*EX+λ*EY+EZ)	1.44	2.61	-0.25	-0.24	4546.47	0.00
0.00	0.00							10926.00

***** Piano rigido alla quota: 1692.000 travi 5 solaio**

Piano rigido superiore: travi 6 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C			Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d _{xx} [cm]	d _{xy} [cm]	FX	FY
9_X	9_Y							FZ
1	0.01	Statica+(EX+λ*EY+μ*EZ)	4.75	4.09	-0.83	-0.61	191158.16	117564.93
0.01	0.01							892044.69
1	0.01	Statica+(λ*EX+EY+μ*EZ)	3.06	7.01	-0.51	-1.15	132976.06	162516.91
0.01	0.02							892044.69
1	0.00	Statica+(λ*EX+λ*EY+EZ)	1.80	2.57	-0.31	-0.41	75135.09	64985.42
0.00	0.01							892044.69

***** Piano rigido alla quota: 1692.000 travi SUD 5 solaio**

Piano rigido superiore: travi SUD 6 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C			Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d _{xx} [cm]	d _{xy} [cm]	FX	FY
9_X	9_Y							FZ
1	0.00	Statica+(EX+λ*EY+μ*EZ)	3.53	3.43	-0.67	-0.75	42513.47	23213.55
0.00	0.00							31489.43
1	0.00	Statica+(λ*EX+EY+μ*EZ)	1.72	5.81	-0.30	-1.31	29044.89	27085.79
0.00	0.00							31489.43
1	0.00	Statica+(λ*EX+λ*EY+EZ)	1.21	2.14	-0.22	-0.48	16602.81	11670.04
0.00	0.00							31489.43

***** Piano rigido alla quota: 1319.000 travi 4 solaio**

Piano rigido superiore: travi 5 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C			Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d _{xx} [cm]	d _{xy} [cm]	FX	FY
9_X	9_Y							FZ
1	0.02	Statica+(EX+λ*EY+μ*EZ)	3.71	3.23	-1.04	-0.86	242156.80	123203.11
0.02	0.03							1818997.75
1	0.02	Statica+(λ*EX+EY+μ*EZ)	2.41	5.53	-0.65	-1.48	159272.75	176842.97
0.02	0.04							1818997.75
1	0.02	Statica+(λ*EX+λ*EY+EZ)	1.41	2.03	-0.39	-0.54	92946.22	69543.10
0.02	0.04							1818997.75

***** Piano rigido alla quota: 1319.000 travi SUD 4 solaio**

Piano rigido superiore: travi SUD 5 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C			Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d _{xx} [cm]	d _{xy} [cm]	FX	FY
9_X	9_Y							FZ
1	0.00	Statica+(EX+λ*EY+μ*EZ)	2.71	2.58	-0.84	-0.82	52530.92	24952.36
0.00	0.00							53812.09
1	0.00	Statica+(λ*EX+EY+μ*EZ)	1.35	4.38	-0.38	-1.44	34631.09	34613.67
0.00	0.01							53812.09
1	0.00	Statica+(λ*EX+λ*EY+EZ)	0.94	1.61	-0.28	-0.52	20218.55	13887.19
0.00	0.01							53812.09

***** Piano rigido alla quota: 946.000 travi 3 solaio**

Piano rigido superiore: travi 4 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C			Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d _{xx} [cm]	d _{xy} [cm]	FX	FY
9_X	9_Y							FZ
1	0.03	Statica+(EX+λ*EY+μ*EZ)	2.49	2.15	-1.22	-1.08	302410.50	162362.84
0.03	0.05							2752854.00
1	0.03	Statica+(λ*EX+EY+μ*EZ)	1.67	3.79	-0.75	-1.73	196645.55	211262.66
0.03	0.06							2752854.00
1	0.03	Statica+(λ*EX+λ*EY+EZ)	0.96	1.38	-0.45	-0.65	115395.86	86478.06
0.03	0.06							2752854.00

***** Piano rigido alla quota: 946.000 travi SUD 3 solaio**

Piano rigido superiore: travi SUD 4 solaio altezza interpiano: 373.00

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ
9_X	9_Y							
1	0.00	1.83	1.70	-0.91	-0.87	69815.23	24266.67	77918.69
1	0.01							
1	0.00	0.93	2.92	-0.43	-1.47	45386.16	38221.64	77918.69
1	0.01							
1	0.00	0.64	1.07	-0.31	-0.54	26664.59	14525.37	77918.69
1	0.01							

***** Piano rigido alla quota: 573.000 travi 2 solaio**

Piano rigido superiore: travi 7 solaio altezza interpiano: 1742.00								
C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ
9_X	9_Y							
1	0.01	1.24	0.94	-5.11	-3.63	108918.70	52352.16	226467.03
1	0.01							
1	0.01	0.88	1.38	-4.71	-5.06	71736.73	75729.07	226467.03
1	0.01							
1	0.01	0.49	0.53	-2.27	-2.01	41800.65	29695.48	226467.03
1	0.01							

***** Piano rigido alla quota: 573.000 travi SUD 2 solaio**

Piano rigido superiore: travi SUD 3 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ
9_X	9_Y							
1	0.00	1.01	0.89	-0.85	-0.81	84340.02	36167.26	101661.44
1	0.01							
1	0.00	0.52	1.56	-0.42	-1.38	63454.05	55625.57	101661.44
1	0.01							
1	0.00	0.35	0.57	-0.29	-0.51	34221.05	21261.20	101661.44
1	0.01							

***** Piano rigido alla quota: 200.000 travi 1 solaio**

Piano rigido superiore: travi 2 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ
9_X	9_Y							
1	0.03	0.32	0.23	-0.92	-0.71	391102.28	200177.27	4533234.50
1	0.04							
1	0.03	0.22	0.41	-0.66	-0.97	279133.63	256024.20	4533234.50
1	0.05							
1	0.00	0.12	0.15	-0.37	-0.39	155028.53	105683.82	4533234.50
1	0.04							

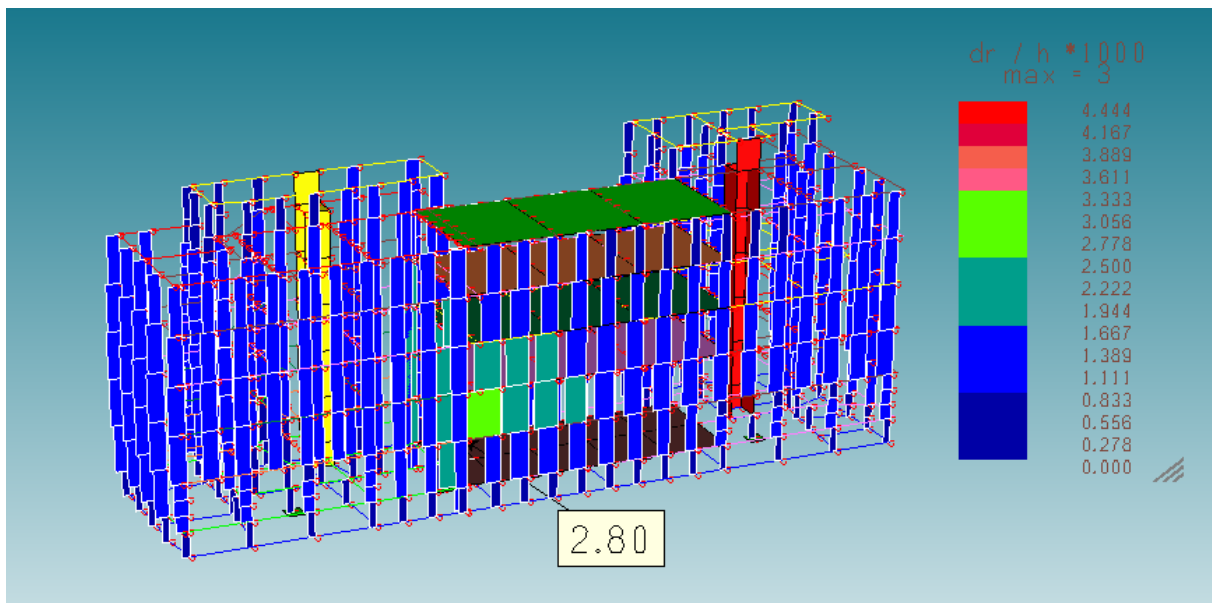
***** Piano rigido alla quota: 200.000 travi SUD 1 solaio**

Piano rigido superiore: travi SUD 2 solaio altezza interpiano: 373.00								
C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ
9_X	9_Y							
1	0.00	0.28	0.23	-0.74	-0.66	112735.38	45034.35	118346.17
1	0.00							
1	0.00	0.14	0.40	-0.39	-1.18	86574.91	75132.64	118346.17
1	0.00							
1	0.00	0.10	0.15	-0.26	-0.43	46130.58	27917.26	118346.17
1	0.00							

***** analisi alla quota: 0.000**

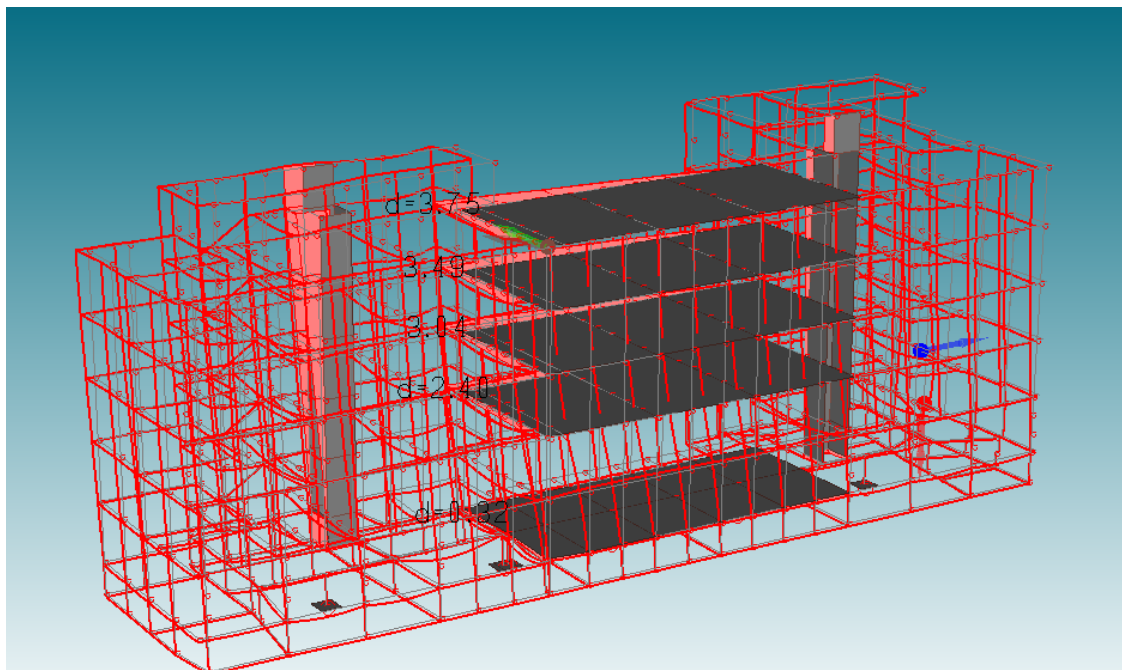
Piano rigido superiore: travi SUD 1 solaio altezza interpiano: 200.00								
Piano rigido superiore: travi 1 solaio altezza interpiano: 200.00								
Piano rigido superiore: travi 3 solaio altezza interpiano: 946.00								
altezza media di interpiano: 448.67								
C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ
9_X	9_Y							
1	0.02			0.00	0.00	-1.04	-0.88	556860.06
1	0.02							466399.22
1	0.02			0.00	0.00	-0.68	-1.54	390495.13
1	0.03							609386.00
1	0.00			0.00	0.00	-0.40	-0.56	219138.81
1	0.03							249255.69
1	0.00							5619262.00

- i massimi spostamenti relativi di piano per lo S.L.O. si verificano nella palestra a doppia altezza e sono pari a $d/h=0,0028$, ovvero superiori a $d/h=2*0,005/3q=0,002$ avendo assunto cautelativamente tamponature fragili collegate rigidamente alla struttura;



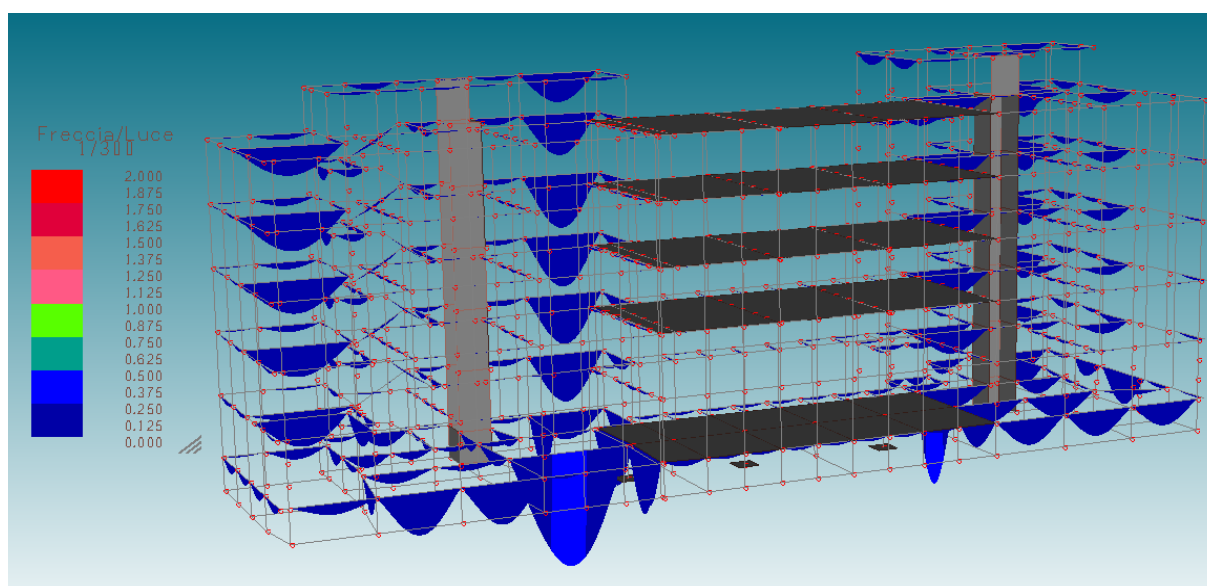
Spostamenti relativi di piano (1000d/h) per la combinazione sismica S.L.O.

- i massimi spostamenti relativi di piano per lo S.L.E.-RARA si verificano ancora nella palestra a doppia altezza e sono pari a $d/h = (2,40 - 0,32)/690 = 0,003$, ancora superiori a $d/h = 2 \cdot 0,005/3q = 0,002$;



Spostamenti (in cm) per la combinazione RARA VENTO

- le frecce totali delle travi per lo S.L.E.-RARA risultano ovunque inferiori ad $L/300$;



Freccie (in L/300) per la combinazione RARA Q

8. VERIFICHE NUMERICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Ai fini delle successive verifiche analitiche, sono stati elaborati modelli di calcolo per tre diverse condizioni:

- azioni controllate dall'uomo ed azioni ambientali esclusa la sismica, per elementi in elevazione ed in fondazione: rigidezza flessionale ed a taglio degli elementi strutturali non fessurata;
- azione sismica per elementi in elevazione: rigidezza flessionale ed a taglio degli elementi strutturali fessurata (riducendo del 50% il modulo elastico flessionale), comportamento dissipativo con $q=1.6$;
- azione sismica per elementi in fondazione: rigidezza flessionale ed a taglio degli elementi strutturali fessurata (riducendola del 50%), comportamento non dissipativo con $q_{ND}=1.06$.

Per gli elementi strutturali principali (travi, pilastri, setti e sistema fondazionale) nelle pagine seguenti si riportano gli indici di resistenza a pressoflessione ed a taglio/torsione: le verifiche sui solai sono oggetto di specifico calcolo.

8.1. VERIFICHE PER LE AZIONI STATICHE

8.1.1. CONSIDERAZIONI DI NATURA QUALITATIVA

Nei confronti delle azioni controllate dall'uomo (permanenti e variabili legate alla destinazione d'uso) e delle azioni ambientali esclusa la sismica (vento, neve, cedimenti fondali, azioni

eccezionali) l'organismo strutturale del complesso scolastico presenta i seguenti fattori di criticità:

- presenza di plinti isolati nel sistema fondazionale, sia pure a sostegno dei pilastri di sostegno del solo primo solaio;
- elevato impegno statico nei pilastri del primo ordine del complesso, con sollecitazioni di calcolo prossime (per le azioni controllate dall'uomo) o superiori (per le azioni eccezionali-urto e incendio) a quelle resistenti;
- elevata snellezza dei pilastri 30x50 cm del prospetto EST nel corpo centrale, che a circa metà dell'altezza libera (prossima ai 7 metri) sono collegati orizzontalmente da una trave in c.a. di sezione a Z, con ali 35x10 cm ed anima 15x130 cm, quest'ultima allineata sul filo esterno dei pilastri e quindi con funzione di controvento poco efficace;
- dimensionamento del solaio di calpestio della palestra per un carico variabile pari a 4 kN/m², contro i 5 kN/m² previsti dalla normativa attuale;
- diffuso fenomeno di sfondellamento delle volte nel primo solaio, con ossidazione delle barre di armatura dei travetti;
- flessibilità dei solai STIMIP di luce maggiore (prossima ai 10 metri), dovuta alla presenza di un cordolo pieno in corrispondenza degli appoggi di larghezza limitata (20 cm anziché 50 cm come consigliato nella manualistica dell'epoca);
- insufficienza del sistema di scarico delle acque di copertura, che in presenza di forti precipitazioni può comportare un ristagno d'acqua con sovraccarichi non previsti sul solaio di copertura. E' necessario quanto meno creare nei parapetti dei fori di scarico con funzione di *troppo pieno*;
- danneggiabilità di tutti i vetri dei serramenti esterni e della vetrata in lastre U-glass presente al primo piano del corpo SUD, nella tramezza divisoria tra aula e corridoio, che non presentano le prestazioni minime di sicurezza attualmente richieste per nuove applicazioni dalla UNI 7697:2014.

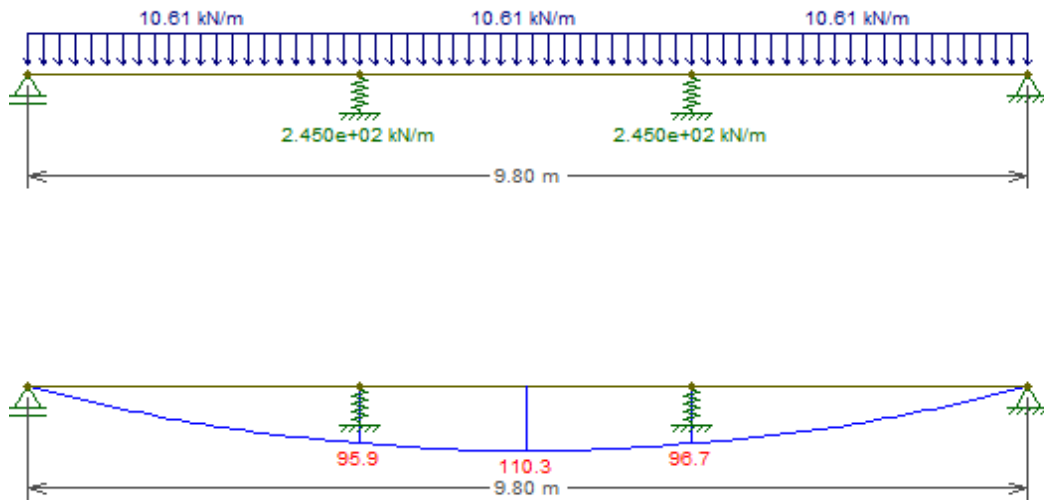
8.1.2. VERIFICHE ANALITICHE

Solaio STIMIP

SLU-Flessione

Si verificano le aree di solaio di campata singola e luce massima (luce di calcolo pari a 9,80 m), con travetti armati come indicato nel progetto esecutivo (4Ø18 inferiori in mezzeria). Si trascura il grado d'incastro delle sezioni estreme, data la ridotta larghezza della fascia piena in c.a. sugli appoggi, ma si considera il contributo dei travetti di ripartizione 12x47 cm disposti ai terzi della luce, schematizzandoli come vincoli cedevoli sull'intera luce (ovvero trascurando l'irrigidimento delle *travi A*, composte da 2 travetti 15x47 cm collegati da un'ala 62x13 cm e disposte ad interasse 7 m)

La rigidezza dei vincoli cedevoli è pari alla rigidezza flessionale dei travetti
 $K=384EJ/10L^3=384*285000*12*47^3/12*10*2100*3=245 \text{ kN/m}$.



Dallo schema statico e diagramma momento flettente di cui sopra si ricava il momento di calcolo a travetto, pari a $M_d=0,69*110,3=76,2 \text{ kNm/travetto}$ ed inferiore ad $M_r=114,3 \text{ kNm/travetto}$.

N°	b [cm]	h [cm]
1	69	9
2	10	38

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,09	39
2	5,09	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 28,7 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: Aq50 CLS680

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 316,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 16 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,582 ‰ σ_{c,adm} 2,25 N/mm²
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 114,3 kNm

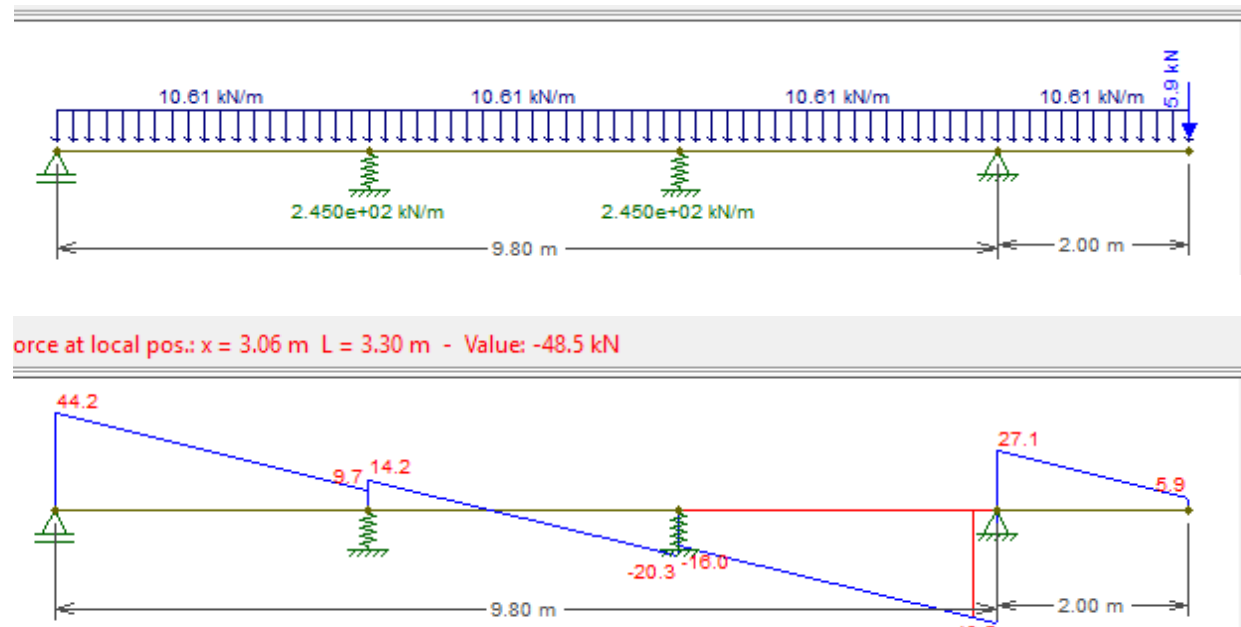
σ_c -16 N/mm²
σ_s 316,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 34,5 ‰
d 39 cm
x 3,592 x/d 0,09211
δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

SLU-Taglio

Si considera l'area di solaio di copertura della palestra, che prosegue a sbalzo a copertura del corridoio che affaccia sul prospetto OVEST: il taglio massimo al limite della fascia piena in c.a. in prossimità dell'appoggio in continuità è pari $V_d = 48,5 \text{ kN/m} = 33,5 \text{ kN/travetto}$



Nell'ipotesi di sezione non armata a taglio, l'anima del travetto di larghezza 10 cm, altezza 47 cm, armatura longitudinale 4Ø18 con copriferro 3 cm presenta un taglio resistente pari a:

$$V_{rc} = 0,18 \times [(1 + (200/440)^{1,2}) \times (100 \times 1018 \times 24,1 \times (100 \times 440))^{1/3 / 1,5}] \times 100 \times 440 =$$

$$33,7 \text{ kN/travetto} > V_d = 33,5 \text{ kN/travetto}$$

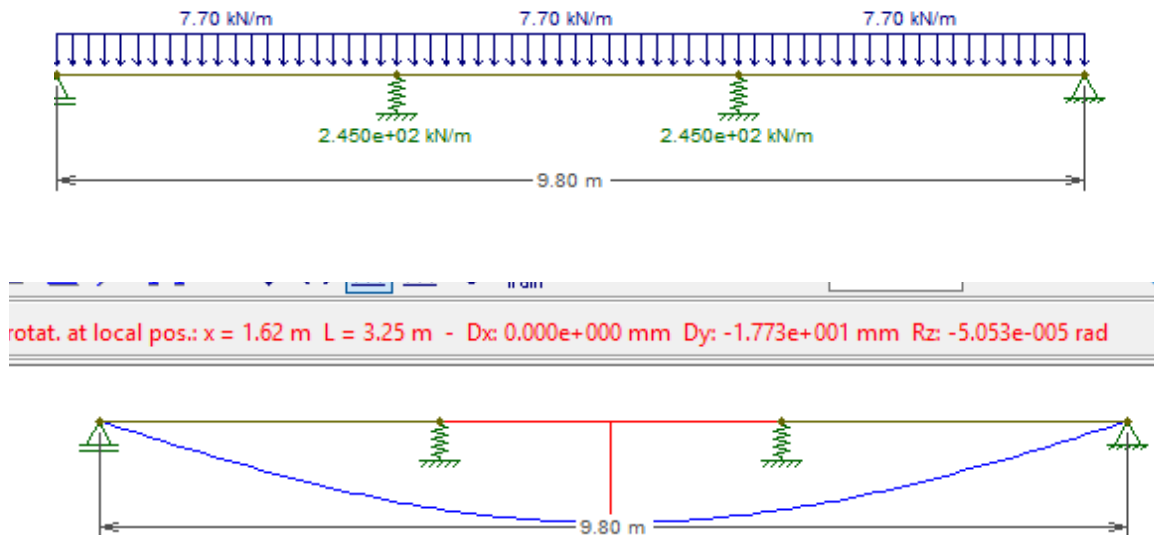
Inoltre le barre di armatura sono in grado di sopportare a trazione il taglio agente sugli appoggi: $N_r = 509 \times 316,3 / 1000 = 161,0 \text{ kN/travetto} > V_d = 33,5 \text{ kNm/travetto}$

SLE-Deformazione

Nel corso delle Indagini sono state eseguite misure approssimate delle inflessioni dovute ai carichi permanenti nei solai di maggiore luce, operando con elettrodistanziometro e bolla goniometrica, senza rilevare comportamenti deformativi eclatanti: per contro i fenomeni fessurativi presenti a pavimento in prossimità degli appoggi sul prospetto EST indicano una rotazione del solaio rispetto al vincolo, com'è lecito attendersi data la luce dei solai e la fascia piena di larghezza ridotta in corrispondenza dell'appoggio, ma di cui non si conosce l'entità.

I limiti di tali misurazioni sono evidenti, ma il periodo di svolgimento dell'incarico interamente sovrapposto al calendario scolastico non ha consentito l'esecuzione di prove di carico sui solai, che avrebbero fornito riscontro diretto sul comportamento deformativo dei solai di luce maggiore sotto i carichi variabili, e indiretto sulla loro rigidezza di piano utile ai fini delle verifiche sismiche.

Rimandando l'esecuzione di tali prove ai successivi livelli di progettazione, in questa fase si prende atto dell'avvenuta esecuzione di prove di carico in fase di cantiere (come riportato nel verbale di fine lavori del febbraio 1962) e si procede al confronto l'inflessione del solaio a campata unica di luce maggiore con i valori di riferimento della manualistica dell'epoca.



La freccia totale è pari a $17,8 \cdot 0,69 = 12,3$ mm ed inferiore ad $L/500 = 19,6$ mm

SLE-Vibrazione

Per la destinazione d'uso scolastica la soglia critica di frequenza propria risulta di 3 hZ.

Per piastra semplicemente appoggiata con $a=20$ m, $b=10$ m, $m=470$ kg/m², $t_{eq}=33,8$ cm (pari all'altezza della sezione rettangolare avente uguale momento d'inerzia della sezione a T del travetto)

$$f = (\alpha/a^2) \sqrt{(Et^3/12m(1-\nu^2))} = 7,4 \text{ hZ} > 3 \text{ hZ}$$

Solaio SAP

SLU-Flessione

Si verificano le aree di solaio di campata singola e luce massima (luce di calcolo pari a 5,00 m), con travetti armati come indicato nel progetto esecutivo (2Ø12 inferiori in mezzzeria). Si considera un grado di semincastro delle sezioni estreme, data la larghezza di 50 cm della fascia piena in c.a. sugli appoggi.

Detto schema statico induce un momento di calcolo a travetto, pari a $M_d = 0,36 \cdot (1,15G + 1,5Q) \cdot L^2 / 10 = 0,36 \cdot (1,15 \cdot 5,6 + 1,5 \cdot 3) \cdot 5^2 / 10 = 9,9$ kNm/travetto ed inferiore ad $M_r = 14,5$ kNm/travetto.

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	36	4
2	8	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	21

Rettan.re ☐ Trapezi
a T ☒ Circolare
Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso ☐

Materiali

Aq50 CLS680

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 316.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 16
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.582 ‰ σ_{c,adm} 2.25
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.2
τ_{c1} 0.9714

M_{xRd} 14.55 kN m
σ_c -16 N/mm²
σ_s 316.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 44.63 ‰
d 21 cm
x 1.527 x/d 0.07272
δ 0.7

SLU-Taglio

Il taglio massimo al limite della fascia piena in c.a. in prossimità dell'appoggio in continuità è pari $V_d = 0,36 \cdot (1,15G + 1,5Q) \cdot L/2 = 0,36 \cdot (1,15 \cdot 5,6 + 1,5 \cdot 3) \cdot 5/2 = 9,9$ kN/travetto.

Nell'ipotesi di sezione non armata a taglio, l'anima del travetto di larghezza 8 cm, altezza 24 cm, armatura longitudinale 2Ø12 con copriferro 3 cm presenta un taglio resistente pari a:

$V_{rc} = 0,18 \cdot [(1 + (200/210)^{1,2}) \cdot (100 \cdot 226 \cdot 24,1 \cdot (100 \cdot 210))^{1/3} / 1,5] \cdot 100 \cdot 210 = 12,6$ kN/travetto

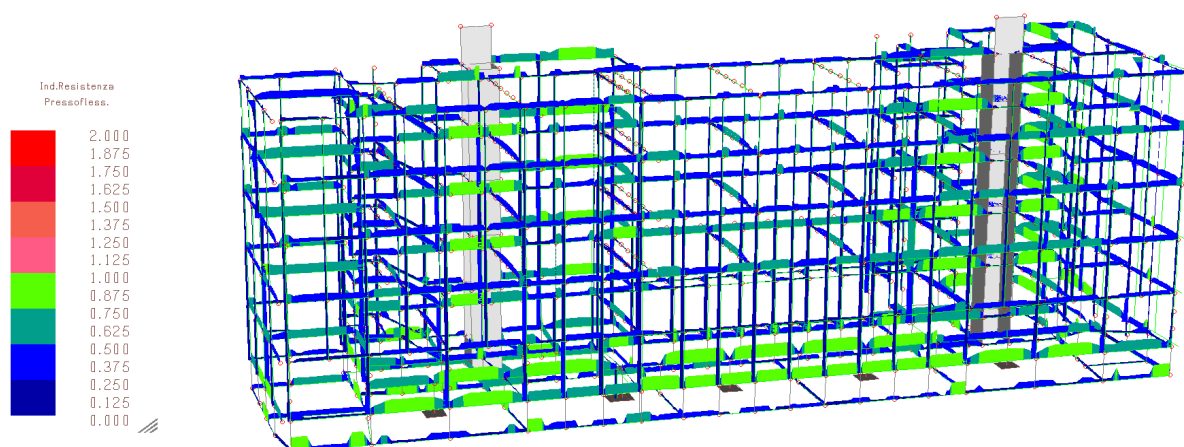
Inoltre le barre di armatura sono in grado di sopportare a trazione il taglio agente sugli appoggi:

$N_r = 226 \cdot 316,3 / 1000 = 71,4$ kN/travetto $> V_d = 9,9$ kNm/travetto

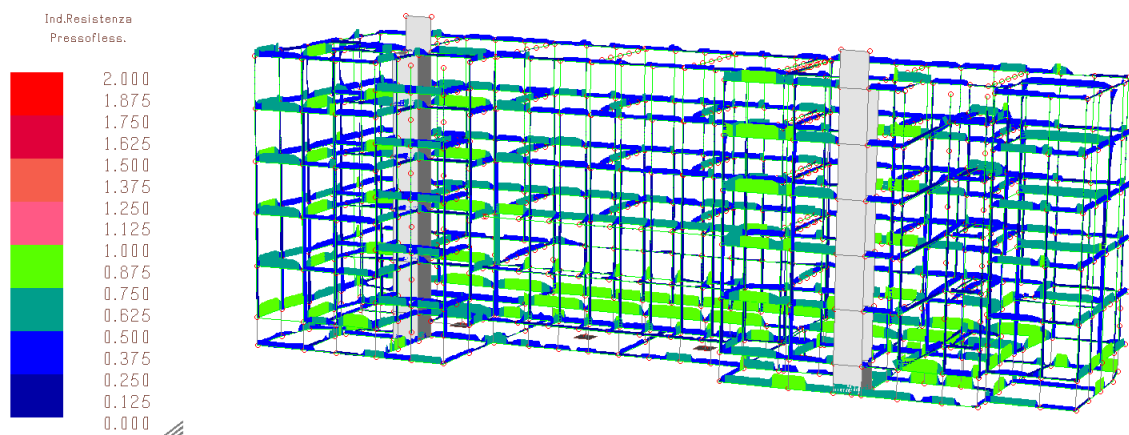
Travi, pilastri e travi di fondazione

SLU-Pressoflessione e taglio

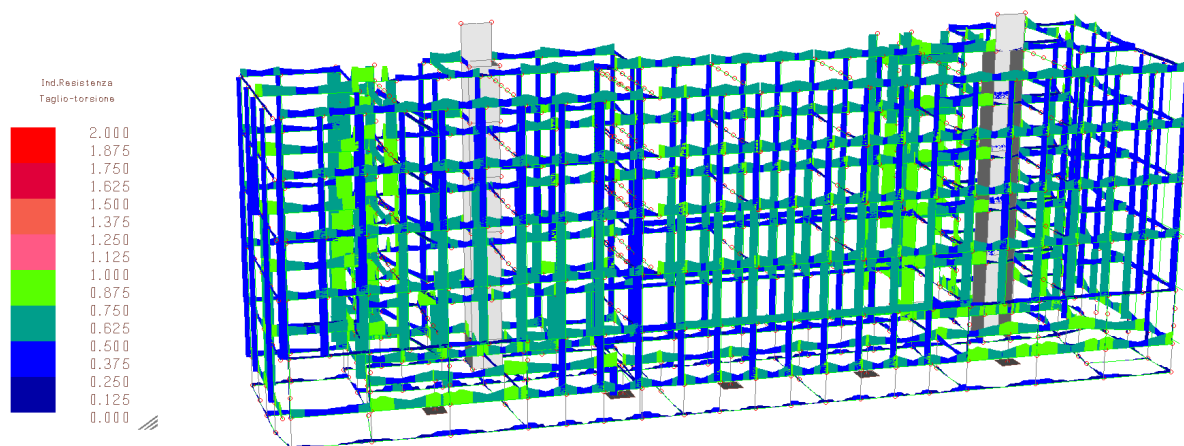
Si riportano gli indici di resistenza a pressoflessione e taglio torsione del modello agli elementi finiti, con viste assonometriche da EST e da OVEST: gli elementi risultano verificati, con indici < 1 .



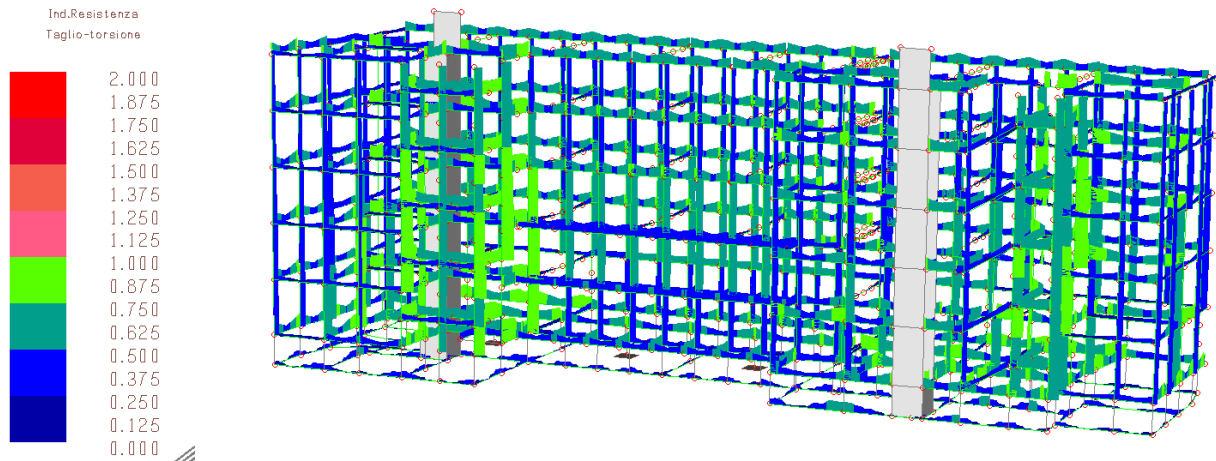
Vista da EST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a pressoflessione



Vista da OVEST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a pressoflessione



Vista da EST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a taglio-torsione



Vista da OVEST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a taglio-torsione

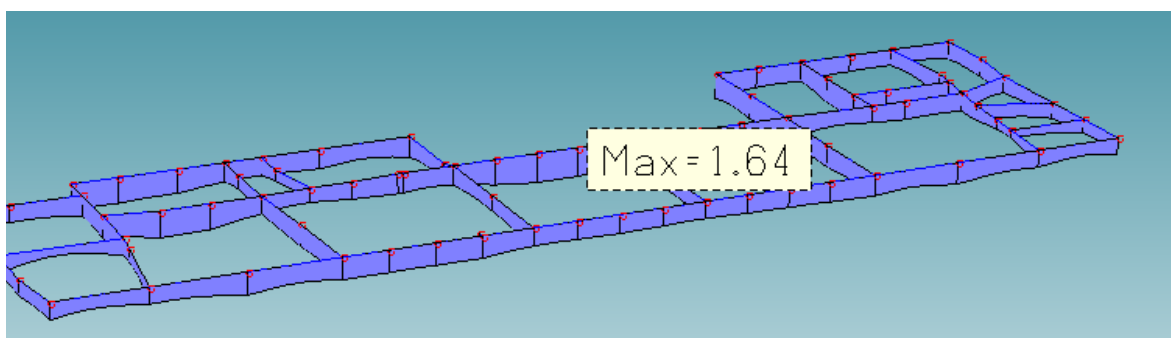
Pilastri-Azioni eccezionali (urto)

La sezione alla base dei pilastri dei porticati presenta un taglio resistente $V_r=144,5$ kN, decisamente inferiore a quello generato dall'urto del veicolo e pari a $V_d=500 \cdot 2^2(3+2 \cdot 1)/3^2=1111$ kN ipotizzando il pilastro doppiamente incastrato.

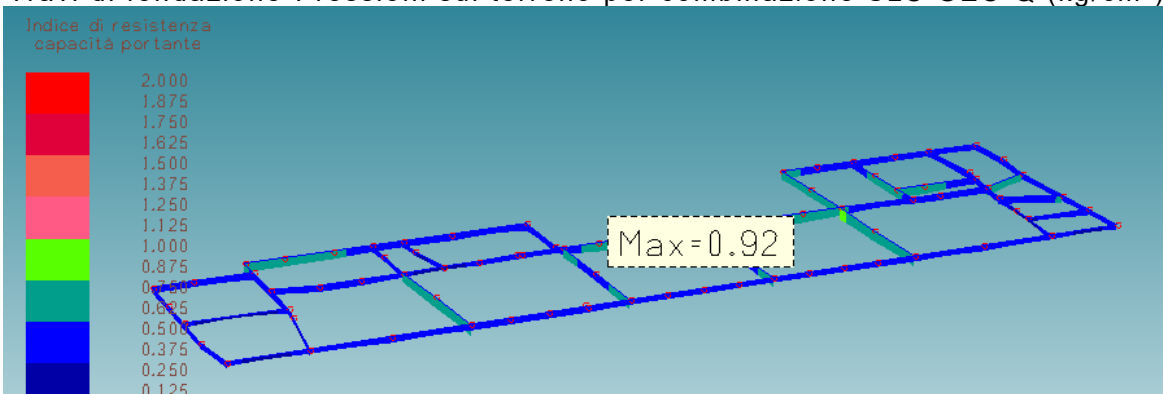
Dati sezione e materiale				
Base [cm]	40,00	Carico assiale [kN]	1000	
Altezza [cm]	45,00	diametro ferri lon.[mm]	16	
Copriferro [cm]	3,00	f _{ck} [N/mm²]	28	
f _{yk} [N/mm²]	363,70	f _{cd} [N/mm²]	15,87	
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	8,00	passo [cm]	20	
Area staffe [mm²]	101	numero braccia	2	
Verifica a Taglio				
θ per V _{Rsd} = V _{Rsd}	cotgθ	α _c	V _{Rsd} [kN]	V _{Rcd} [kN]
4,8941	2,5000	1,25	144,50	497,34
Taglio Resistente di Progetto V _{Rd} [kN]				144,50

Travi di fondazione-SLU GEO-Verifica a collasso per carico limite insieme fondazione terreno

Si esegue la verifica nel caso di terreno di fondazione saturo (γ ridotto da 13 a 11 kN/m³).



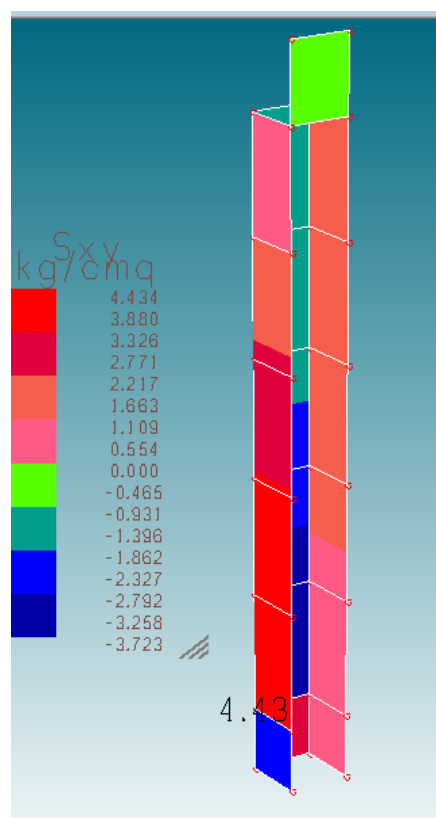
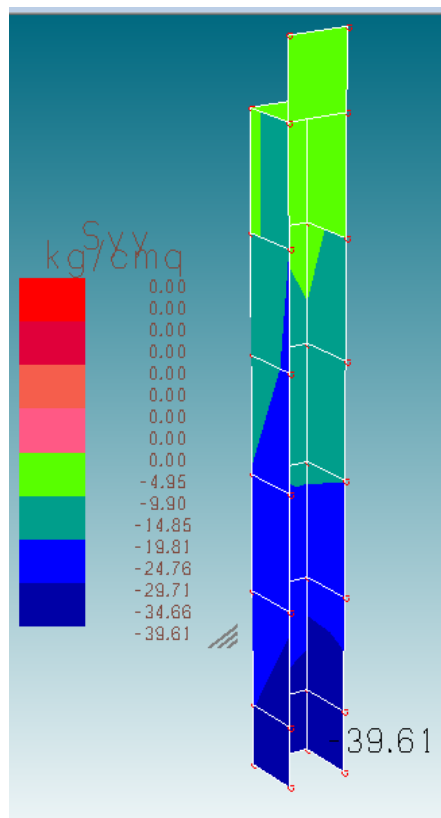
Travi di fondazione-Pressioni sul terreno per combinazione SLU GEO Q (kg/cm²)



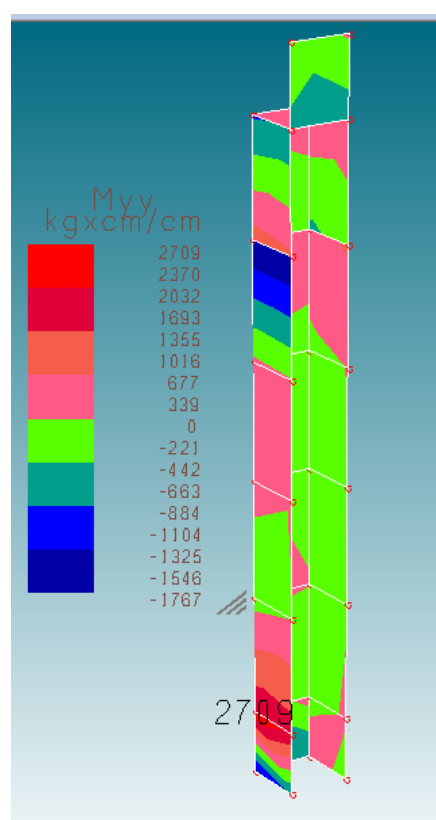
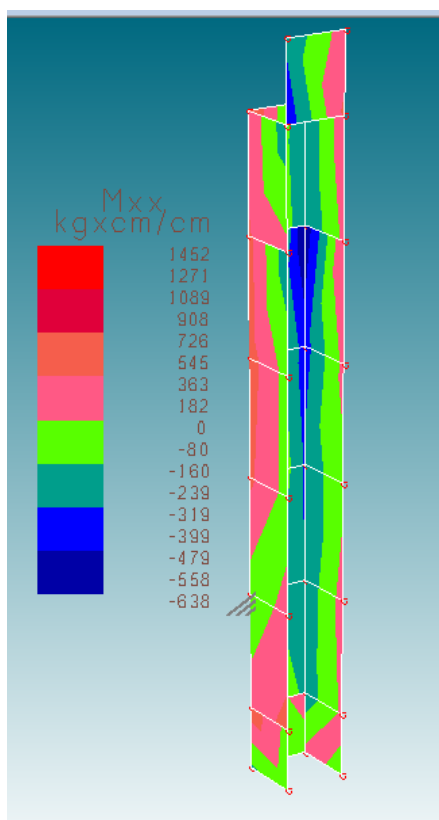
Travi fondazione-Indice di resistenza a capacità portante per combinazione SLUGEOQ

Pareti

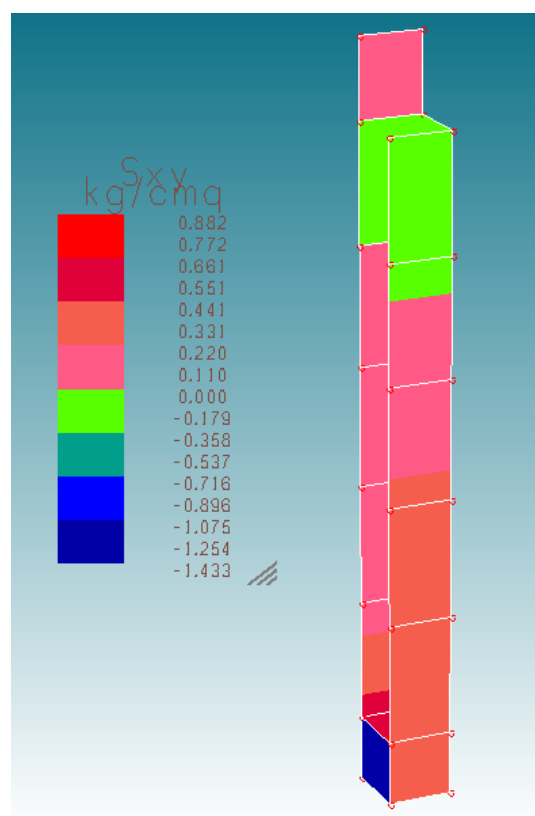
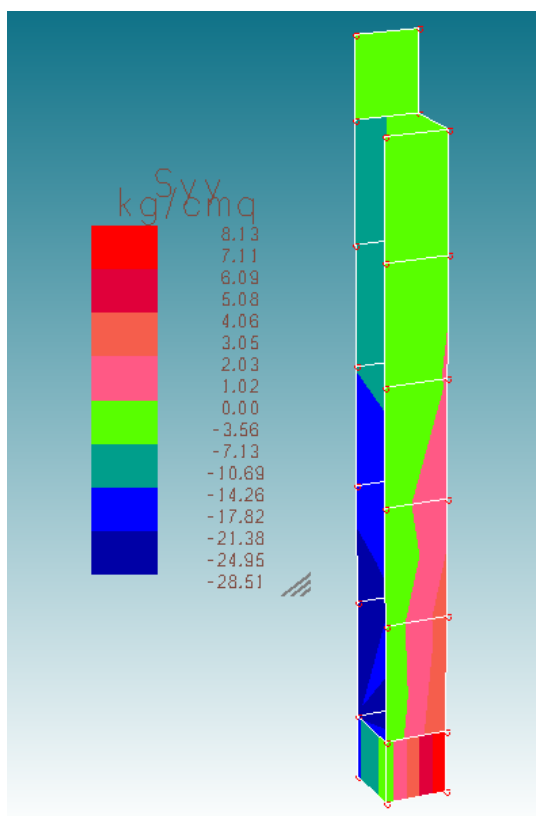
Si riportano le tensioni ed i momenti unitari membranali agenti sui due vani corsa ascensori.



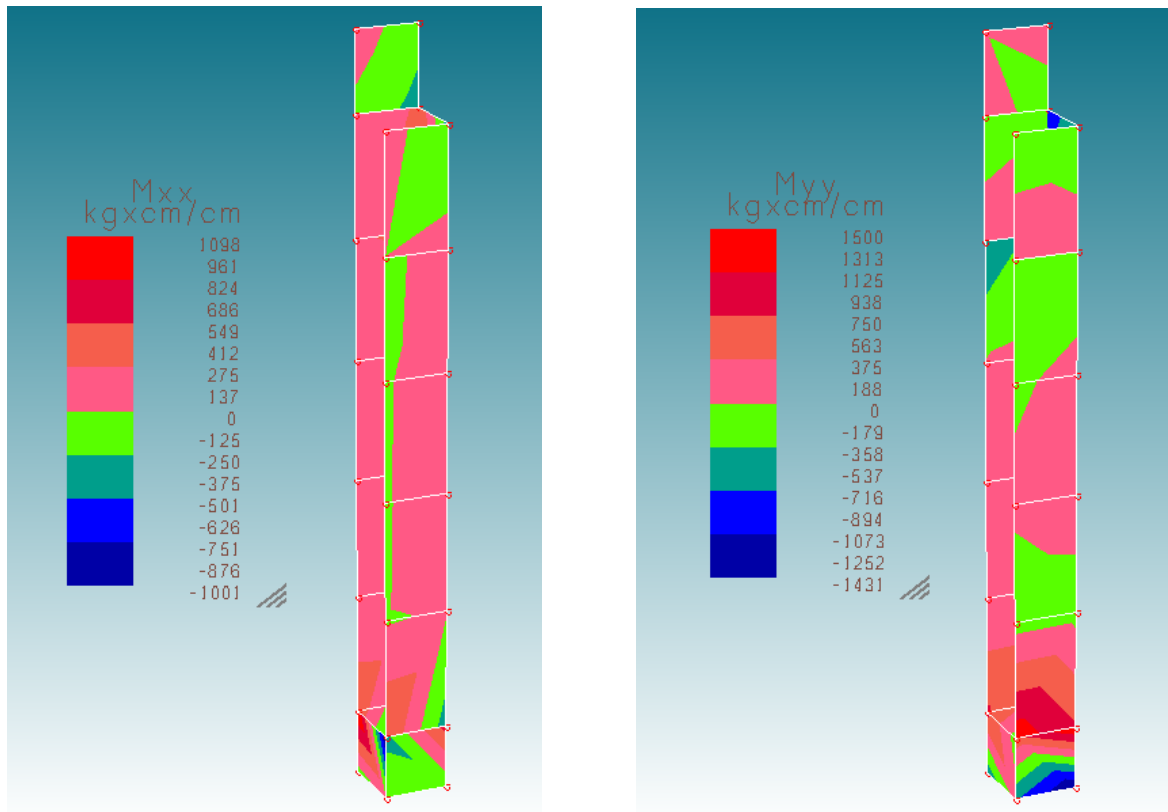
Ascensore NORD-Tensioni membranali vert. e di taglio per comb.SLU STR Q (kg/cm²)



Ascensore NORD-Momenti flettenti unitari per comb.SLU STR Q (kg/cm²)



Ascensore SUD-Tensioni membranali vert. e di taglio per comb.SLU STR Q (kg/cm²)



Ascensore SUD-Momenti flettenti unitari per comb.SLU STR Q (kg/cm²)

SLU-Pressoflessione

Si trasla verso l'alto il diagramma M lineare di una quantità pari all'altezza critica $h_{cr}=h_w/6=3,33$ m. Si verifica la striscia di larghezza un metro soggetta al momento massimo $M_{yy}= 2709 \times 23,33 / 20 = 3160$ kgcm/cm = 31,6 kNm/m, con un'armatura Ø12/25 sup. ed inf. e considerando il contributo della compressione pari a $39,61 \times 20 \times 100 / 100 = 792,2$ kN

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	4,52	2
			2	4,52	18

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	Centro	Baricentro cls
N _{Ed} 792,2	0 kN	Coord.[cm]	xN 0
M _{Ed} 0	0 kNm		yN 0
M _{yEd} 0	0		

Materiali		Metodo di calcolo	
Aq50	CLS680	S.L.U. +	S.L.U. -
E _{su} 67,5	E _{c2} 2	Metodo n	
f _{yd} 316,3	E _{cu} 3,5	Tipo flessione	
E _s 200.000	f _{cd} 16	Retta	Devata
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8		
E _{syd} 1,582	σ _{c,adm} 2,25		
σ _{s,adm} 0	τ _{co} 0,2		
	τ _{c1} 0,9714		

Calcolo	
M _{Rd} 81,94	kN m
σ _c -16	N/mm²
σ _s 316,3	N/mm²
ε _c 3,5	‰
ε _s 6,802	‰
d 18	cm
x 6,115	x/d 0,3397
	δ 0,8647

$M_r = 81,9$ kNm > $M_d = 31,6$ kNm per cui le pareti risultano verificate.

SLU-Taglio

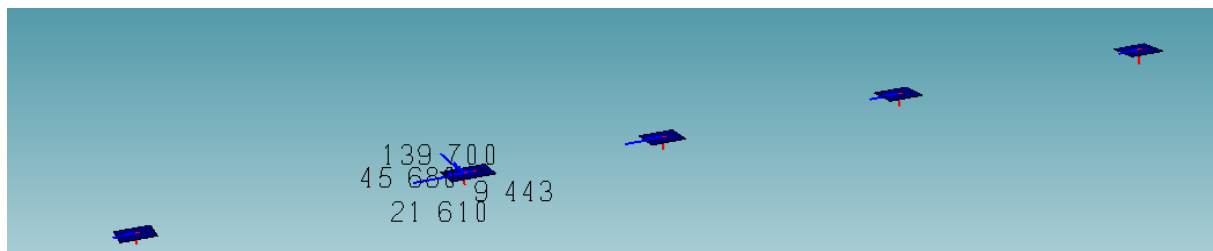
Si confronta il taglio massimo di calcolo con il taglio resistente.

$V_r = 383,9 \text{ kN} > V_d = 4,43 \cdot 20 \cdot 100 / 100 = 88,6 \text{ kN}$ per cui le pareti risultano verificate.

Dati sezione e materiale				
Base [cm]	20,00	Carico assiale [kN]	792	
Altezza [cm]	100,00	diametro ferri lon.[mm]	12	
Copriferro [cm]	2,00	f_{ck} [N/mm²]	28	
f_{yk} [N/mm²]	363,70	f_{cd} [N/mm²]	15,87	
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	8,00	passo [cm]	18	
Area staffe [mm²]		101	numero braccia	2
Verifica a Taglio				
θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	α_c	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]
3,1976	2,5000	1,25	383,91	594,39
Taglio Resistente di Progetto V_{Rd} [kN]				383,91

Plinti di fondazione

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)



Reazioni vincolari sui plinti di fondazione per combinazione SLU GEO Q (kg)

N° strati barre 0 Zoom

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	130

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 310,6 kN
M_{Ed} 0 4,57 kNm
M_{Ed} 0 13,97

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

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

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -0,1914 N/mm²

La pressione sul terreno risulta inferiore al carico ultimo sul plinto ($2,0 \text{ kg/cm}^2 > 2,4 \text{ kg/cm}^2$).

Verifica a raggiungimento della resistenza della sezione strutturale (SLU STR)

Pressoflessione

Si verifica considerando la mensola pari a metà lato del plinto sollecitata uniformemente dalla tensione massima sul terreno in combinazione SLU STR ($\sigma=2,2 \text{ kg/cm}^2$).

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	130

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.	Metodo n		
N _{Ed}	0	357,4	kN
M _{Ed}	0	5,21	kNm
M _{yEd}	0	16,13	

Materiali	
B450C	C25/30
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6
	τ_{c1} 1,829

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

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

σ_c -0,2203 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

Si effettua la verifica a flessione della mensola (luce libera $L=50 \text{ cm}$) e carico variabile $q=\sigma z$. Il momento massimo sollecitante risulta $M_d=qL^2/3=23,0 \text{ kNm}$. L'armatura resistente a flessione è costituita da 4Ø10 all'intradosso ($A_s=3,14 \text{ cm}^2$). Il momento resistente della sezione risulta $M_r=43,88 \text{ kNm} > M_d$.

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	50

N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	3,14	45

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.	Metodo n		
N _{Ed}	0	0	kN
M _{Ed}	28,7	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

Materiali	
Aq50	CLS680
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 316,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 16
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,582 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 2,25
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm ²	τ_{co} 0,2
	τ_{c1} 0,9714

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 43,88 kNm

σ_c -16 N/mm²
 σ_s 316,3 N/mm²
 ϵ_c 3,075 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 45 cm
 x 1,96 x/d 0,04356
 δ 0,7

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Taglio

Il taglio massimo sollecitante risulta $V_d=qL/2=55,0 \text{ kN}$

Nell'ipotesi di sezione non armata a taglio, la sezione d'incastro della mensola di larghezza 40 cm, altezza 50 cm, armatura longitudinale 4Ø10 con copriferro 5 cm presenta un taglio resistente pari a:

$$V_{rc} = 0,18 \times [(1 + (200/450)^{1,2}) \times (100 \times 616 \times 24,1 \times (100 \times 450))^{1/3 / 1,5}] \times 100 \times 450 = 55,8 \text{ kN} > V_d$$

Inoltre le barre di armatura sono in grado di sopportare a trazione il taglio agente sugli appoggi: $N_r = 314 \times 316,3 / 1000 = 99,3 \text{ kN} > V_d = 55,0 \text{ kN}$

8.2. VERIFICHE PER L'AZIONE SISMICA

8.2.1. CONSIDERAZIONI DI NATURA QUALITATIVA

Nei confronti dell'azione sismica l'organismo strutturale del complesso scolastico manifesta i seguenti fattori di vulnerabilità:

- presenza di plinti isolati nel sistema fondazionale, sia pure a sostegno dei pilastri di sostegno del solo primo solaio;
- elevato impegno statico nei pilastri del primo ordine del complesso (già citato per le azioni statiche), che ne pregiudica la riserva di duttilità fondamentale per la resistenza sismica;
- vulnerabilità dei pilastri a taglio, essendo gli stessi dimensionati per i soli carichi verticali. Nel progetto esecutivo strutturale la staffatura dei pilastri non viene neanche indicata, e dai saggi eseguiti al secondo ordine risultano impiegate staffe di piccolo diametro (6÷8 mm) con passo 20 cm (che non rispetta il passo massimo prescritto dal R.D. 2229/39, pari al minimo tra 10Ølong e metà del lato corto);
- elevata snellezza dei pilastri del prospetto EST nel corpo centrale (già citato per le azioni controllate dall'uomo), aggravato dalla discontinuità di sezione delle travi longitudinali del 2° solaio in corrispondenza dei pilastri 7 e 19. E' ragionevole ipotizzare che in caso di evento sismico lo sbandamento dei pilastri nel loro piano debole sia contrastato dalle specchiature in mattoni pieni della muratura perimetrale, ma a prezzo di un danneggiamento non accettabile per l'incolumità degli utenti della palestra;
- carenza del sistema di travi secondarie interne a collegamento dei telai strutturali principali, fondamentali per assorbire le azioni sismiche. Le sollecitazioni legate a tali azioni si concentrano sui pilastri aventi maggiore rigidità in direzione perpendicolare ai telai principali, che non sono dimensionati a tale scopo;
- vulnerabilità delle travi a taglio, essendo armate con staffe aperte di piccolo diametro (6÷8 mm) e passo 20÷30 cm, e ferri piegati;
- vulnerabilità dei nodi trave-pilastro a taglio, quasi mai confinati per la carenza di travi secondarie e realizzati senza staffe come usuale all'epoca di costruzione;
- vulnerabilità all'azione del sisma verticale dei pilastri in falso del prospetto EST;

- presenza di campi di solaio a sbalzo nel corpo centrale (ad OVEST della palestra) e corpo SUD (secondo solaio). La massa inerziale di tali elementi genera in caso di sisma sollecitazioni aggiuntive (componente sismica verticale, aumento dell'eccentricità tra baricentro delle masse e geometrico) per le quali i telai d'ambito non sono dimensionati;
- vulnerabilità dei solai STIMIP, la cui tavella inferiore è appoggiata sugli spondali ad L mediante un sottile dente in cotto la cui resistenza a taglio (con conseguente caduta della tavella) non appare garantita in caso di evento sismico;
- rigidità di piano ridotta dei solai STIMIP in direzione perpendicolare all'orditura dei travetti, dovuta all'elevato interasse dei travetti stessi;
- vulnerabilità delle travi di pianerottolo delle scale, la cui massa inerziale (sezione 60x40 cm) potrebbe provocare il collasso delle travi di larghezza 12 cm su cui poggiano in falso;
- vulnerabilità dello scheletro travi-pilastri nel piano del prospetto EST, che al primo ordine presenta travi di altezza generalmente doppia alla massima dimensione del pilastro, generando così uno schema a "travi forti" e "colonne deboli" particolarmente vulnerabile alle azioni sismiche, vietato espressamente dalla normativa attuale per evitare meccanismi di collasso "per piano debole";
- presenza di massa inerziale in sommità, costituita dai serbatoi nei volumi tecnici in copertura;
- inadeguatezza del giunto che separa in elevazione il corpo SUD dal corpo centrale-NORD, concepito per eliminare gli effetti delle dilatazioni termiche, di ampiezza 4 cm che non risultano sufficienti ad evitare fenomeni di martellamento in caso di sisma.

8.2.2. VERIFICHE ANALITICHE

Si confrontano le sollecitazioni dovute alla combinazione di carico sismica con le sollecitazioni resistenti per gli elementi strutturali maggiormente significativi (travi e pilastri con comportamento dissipativo, travi e plinti di fondazione con comportamento non dissipativo) e per gli elementi non strutturali.

Elementi costruttivi non strutturali

Si riporta la verifica sismica di cui al § 7.2.3 delle NTC per le murature interne e perimetrali di spessore 12 cm (ovvero maggiore di 10 cm) nei confronti dei due meccanismi di collasso fuori piano: ribaltamento con centro di rotazione al piede ed espulsione con centri di rotazione al piede ed in testa.

Murature di altezza pari all'interpiano

$F_a = S_a W_a / q_a$ dove:

$$q_a = 2$$

$$S_a = [3(1+z/H)/(1+(1-T_s/T_1)^2)-0,5] a g S/g$$

$T_s = 0,05 \cdot 3,2^{0,75} = 0,12$ sec è il periodo proprio stimato della muratura

$T_1 = 0,075 \cdot 19^{0,75} = 0,68$ sec è il periodo proprio dell'edificio

$Z = 3,2$ m è l'altezza d'interpiano; $H = 19$ m è l'altezza dell'edificio; $S = 1$

$$S_a = 1,59 \cdot 0,0909 \cdot 1 = 0,145$$

$$F_a = 0,145 \cdot 3,2 \cdot 1,33/2 = 0,3 \text{ kN/m}$$

$$N = 3,2 \cdot 1,33 = 4,2 \text{ kN/m}$$

$$M_a = F_a \cdot Z/2 = 0,3 \cdot 3,2/2 = 0,5 \text{ kNm/m}$$

$e = M_a/N = 0,5/4,2 = 0,12$ m $> 0,06$ m, ovvero il centro di sollecitazione cade al di fuori della sezione di spessore 12 cm, e la muratura non è verificata a ribaltamento.

Murature di altezza inferiore all'interpiano

Si riporta la verifica di cui al punto precedente per le murature di spessore 12 cm (ovvero maggiore di 10 cm) ed altezza inferiore all'interpiano: si fa riferimento alle specchiature murarie di parapetto dei prospetti longitudinali e del ballatoio interno alla palestra, assumendo cautelativamente un'altezza pari a metà interpiano.

$F_a = S_a W_a / q_a$ dove:

$$q_a = 2$$

$$S_a = [3(1+z/H)/(1+(1-T_s/T_1)^2)-0,5] a g S/g$$

$T_s = 0,05 \cdot 1,6^{0,75} = 0,06$ sec è il periodo proprio stimato della muratura

$T_1 = 0,075 \cdot 19^{0,75} = 0,68$ sec è il periodo proprio dell'edificio

$Z = 1,6$ m; $H = 19$ m; $S = 1$

$$S_a = 1,28 \cdot 0,0909 \cdot 1 = 0,116$$

$$F_a = 0,116 \cdot 1,6 \cdot 1,33/2 = 0,13 \text{ kN/m}$$

$$N = 1,6 \cdot 1,33 = 2,1 \text{ kN/m}$$

$$M_a = F_a \cdot Z/2 = 0,13 \cdot 1,6/2 = 0,1 \text{ kNm/m}$$

$e = M_a/N = 0,1/2,1 = 0,05$ m $< 0,06$ m, ovvero il centro di sollecitazione cade nella sezione di spessore 12 cm, e la muratura è verificata a ribaltamento.

Solai-Sisma

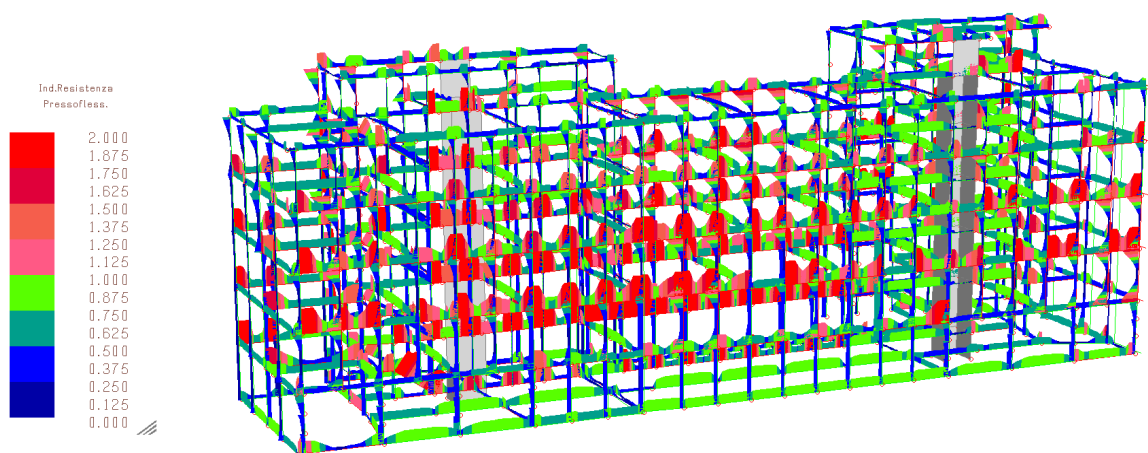
Il comportamento dei solai nei confronti dell'azione sismica orizzontale viene modellato come piano rigido: per i solai SAP, che presentano caldana in cls di 4 cm e travetti disposti ad interasse 36 cm, tale assunzione si ritiene valida in entrambe le direzioni: per i solai STIMIP, che presentano caldana in cls debolmente armata in direzione ortogonale all'orditura e travetti

disposti ad interasse 69 cm, l'assunzione potrebbe essere validata rilevando il grado di collaborazione trasversale del solaio sottoposto ad una prova di carico (che come detto si rimanda ai successivi livelli di progettazione, essendo stato il periodo di svolgimento dell'incarico interamente sovrapposto al calendario scolastico).

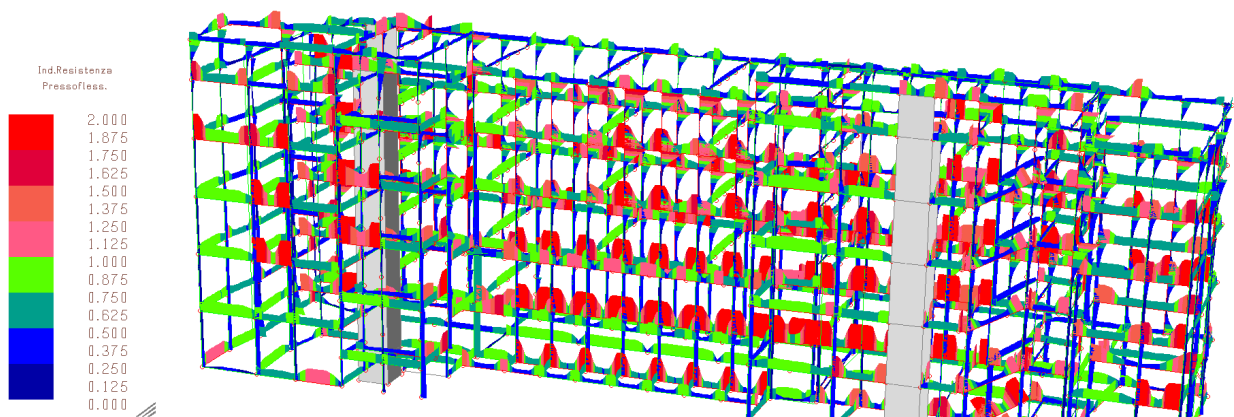
Travi e pilastri

SLU-Pressoflessione e taglio

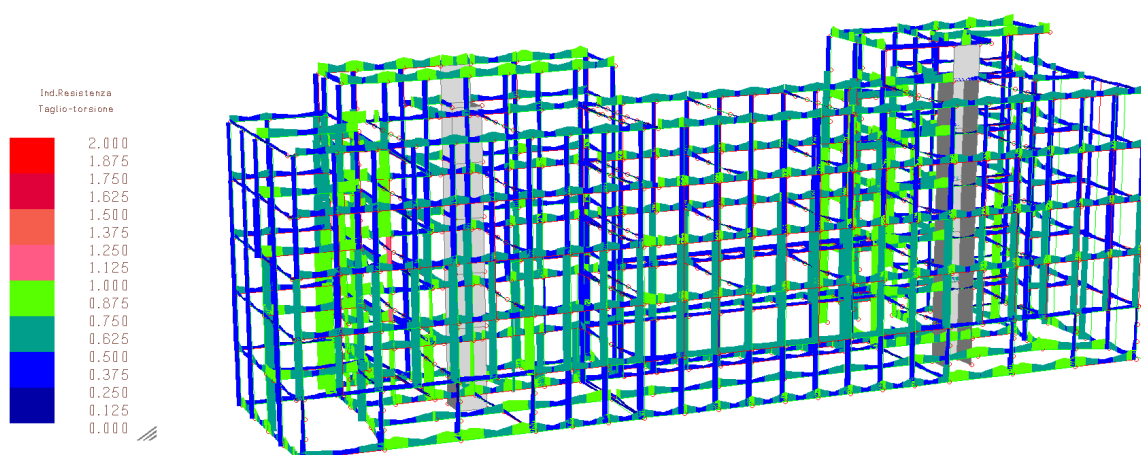
Si riportano gli indici di resistenza a pressoflessione e taglio torsione, con viste assonometriche da EST e da OVEST: diversi elementi risultano NON verificati (indici > 1).



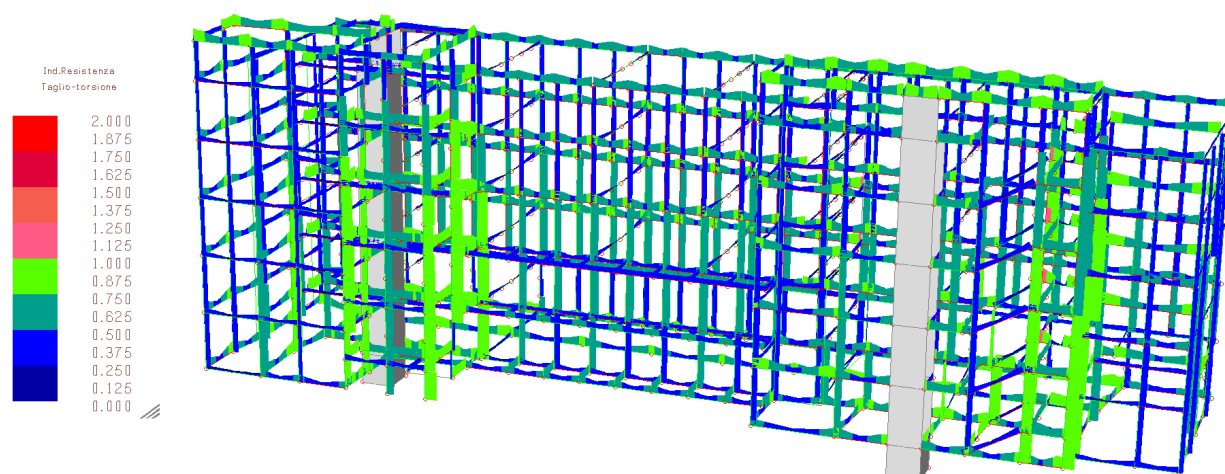
Vista da EST-Combinazione sismica-Indice di resistenza a pressoflessione



Vista da OVEST-Combinazione sismica-Indice di resistenza a pressoflessione



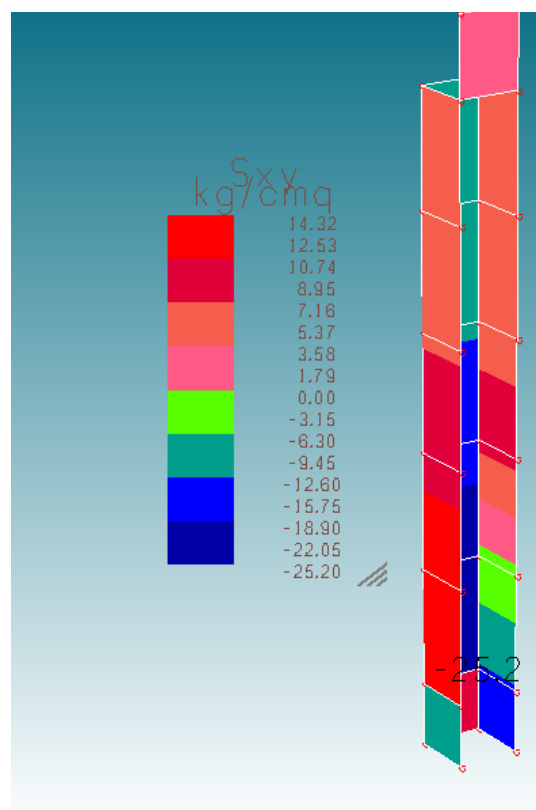
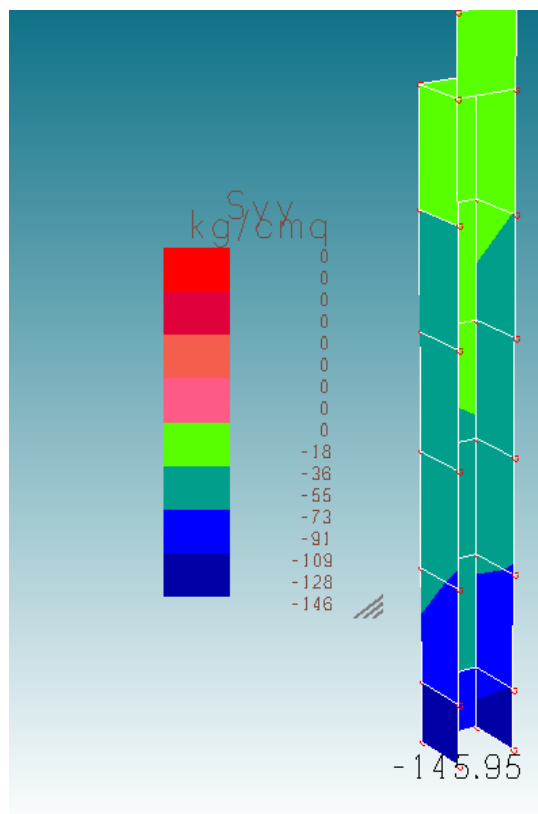
Vista da EST-Combinazione sismica-Indice di resistenza a taglio-torsione



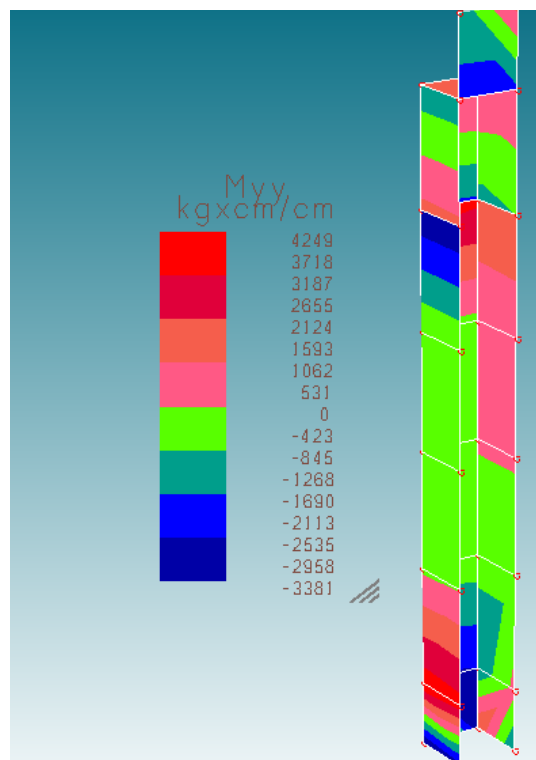
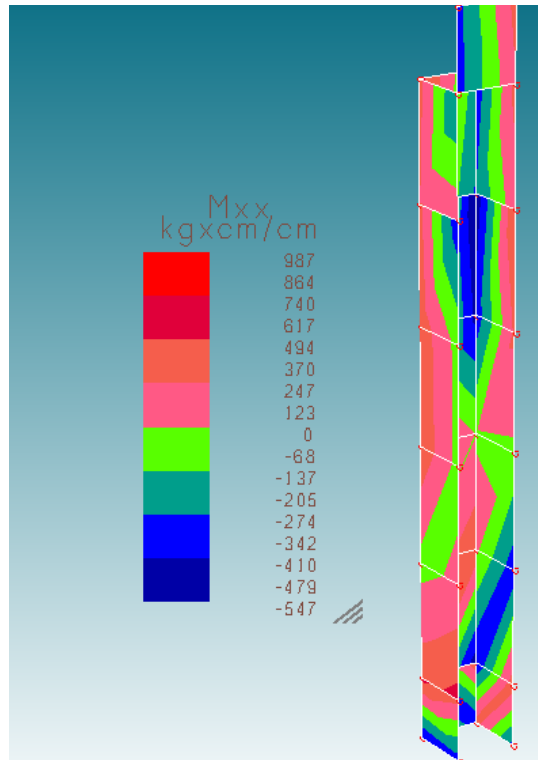
Vista da OVEST-Combinazione sismica-Indice di resistenza a taglio-torsione

Pareti

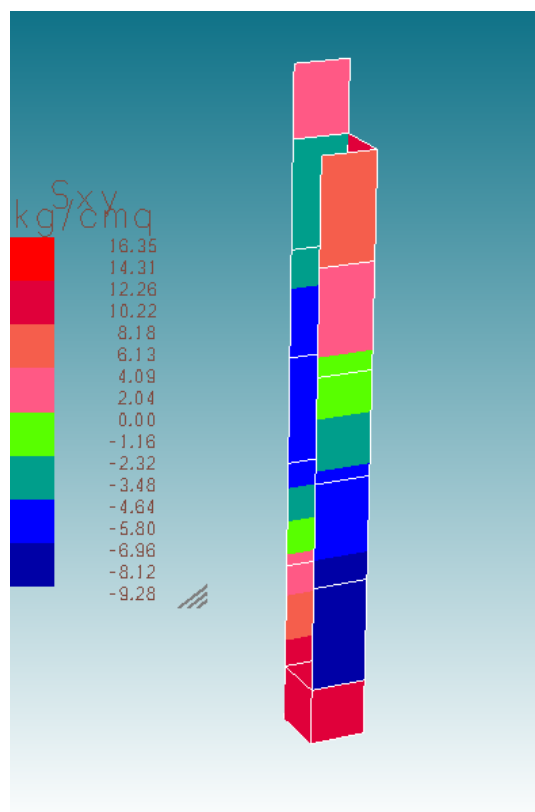
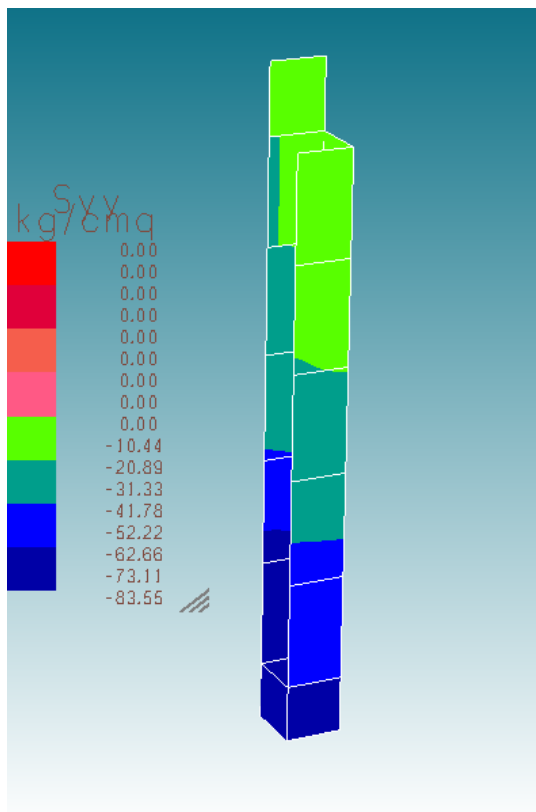
Si riportano le tensioni ed i momenti unitari membranali agenti sui due vani corsa ascensori.



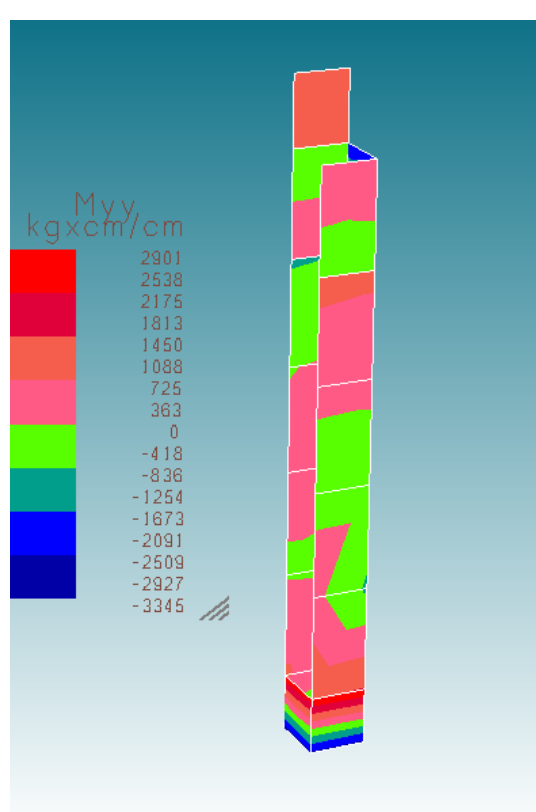
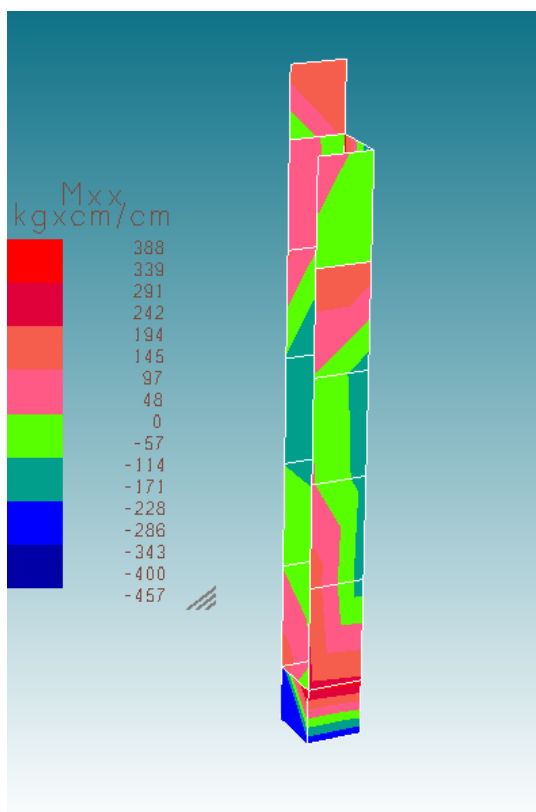
Ascensore NORD-Tensioni membranali vert. e di taglio per combinazione sismica (kg/cm²)



Ascensore NORD-Momenti flettenti unitari per combinazione sismica (kg/cm²)



Ascensore SUD-Tensioni membranali vert. e di taglio per combinazione sismica (kg/cm^2)



Ascensore SUD-Momenti flettenti unitari per combinazione sismica (kg/cm^2)

SLU-Pressoflessione

La compressione massima, pari a $146 \cdot 20 \cdot 100 / 100 = 2920$ kN, risulta superiore a quella resistente pari a 2845 kN per cui la sezione non è verificata.

Input Data:

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	4,52	2
			2	4,52	18

Materiali:

Aq50	C680
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 316,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 16 N/mm²
E_s / E_c 15	f_{cc} / f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,582 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 2,25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm²	τ_{co} 0,2 N/mm²
	τ_{c1} 0,9714 N/mm²

Calcolo:

σ _{cs}	σ _{ci}	ε _{cs}	ε _{ci}
-16 N/mm²	-1,862 N/mm²	3,41 ‰	0,12 ‰

Output:

N* strati barre	Zoom
2	

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Calcolo MRd: Dominio M-N

Col. modello: L₀ 0 cm

Precompresso: ☐

SLU-Taglio

Il taglio di calcolo massima risulta decisamente superiore al taglio resistente per cui la sezione non è verificata.

$$V_r = 383,9 \text{ kN} < V_d = 25,2 \cdot 20 \cdot 100 / 100 = 504,0 \text{ kN}$$

Dati sezione e materiale			
Base [cm]	20,00	Carico assiale [kN]	792
Altezza [cm]	100,00	diametro ferri lon.[mm]	12
Copriferro [cm]	2,00	f_{ck} [N/mm²]	28
f_{yk} [N/mm²]	363,70	f_{cd} [N/mm²]	15,87
Armatura trasversale			
diametro staffe [mm]	8,00	passo [cm]	18
Area staffe [mm²]	101	numero braccia	2
Verifica a Taglio			
θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	α_c	V_{Rsd} [kN]
3,1976	2,5000	1,25	383,91
Taglio Resistente di Progetto V_{Rd} [kN]			383,91

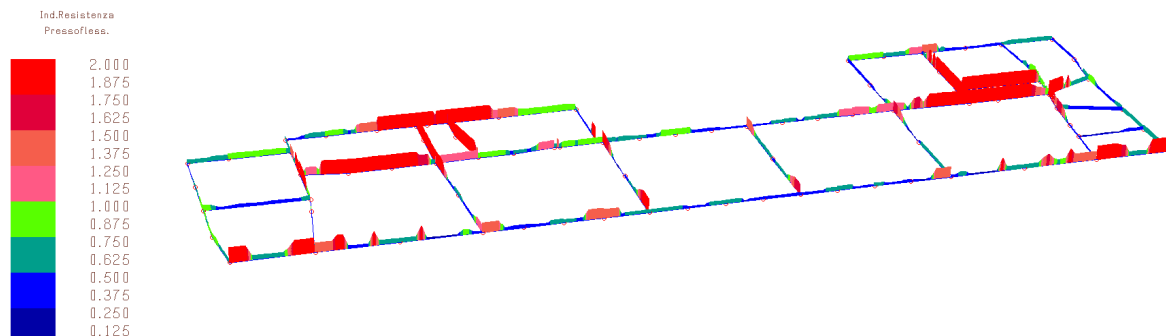
Travi di fondazione

Anzitutto si verifica che il sistema fondazionale di travi rovesce possieda requisiti tali da poter trascurare gli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione (§7.2.5 NTC 2018).

Per terreno di categoria C, le travi devono sopportare uno sforzo assiale pari a $N_{fond} = \pm 0,4 N_{sd}$ a_{max} /g dove N_{sd} è il carico medio trasmesso dai pilastri (=1350 kN), a_{max} /g= a_gS=0,155 per SLC. Trascurando le ali, l'anima delle travi di fondazione di sezione di 50x120 cm armata con 4Ø14+6Ø20 sopporta una compressione pari a 500x1200x16=9600 kN ed una trazione pari a 2501*218,2=545 kN mentre il pilastro maggiormente caricato genera $N_{fond} = \pm 0,4*1350*0,155=84$ kN: ciascuna trave può ricevere fino a 545/84~6 pilastri, come in effetti avviene.

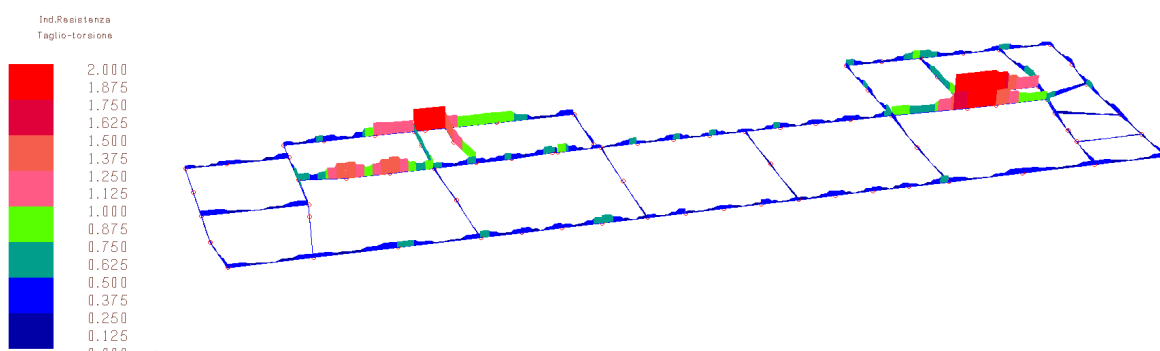
Verifica a raggiungimento della resistenza della sezione strutturale (SLU STR)

Pressoflessione



Travi fondazione-Indice di resistenza a pressoflessione per combinazione sismica

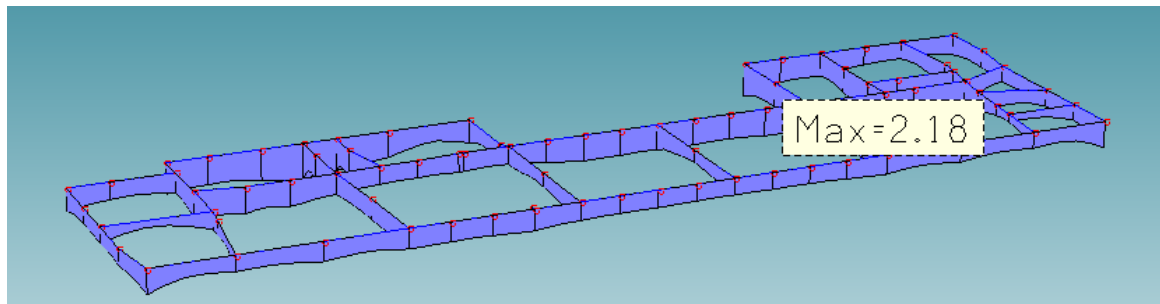
Taglio



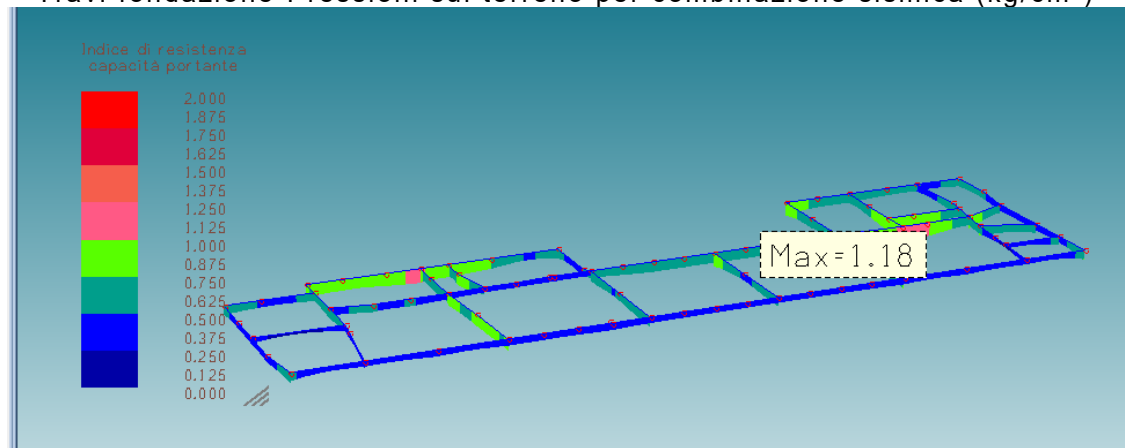
Travi fondazione-Indice di resistenza a taglio per combinazione sismica

La verifica risulta NON soddisfatta (indice >1) nelle travate di fondazione soggette ai maggiori carichi statici (e quindi inerziali) ed in quelle relative ai vani corsa ascensore.

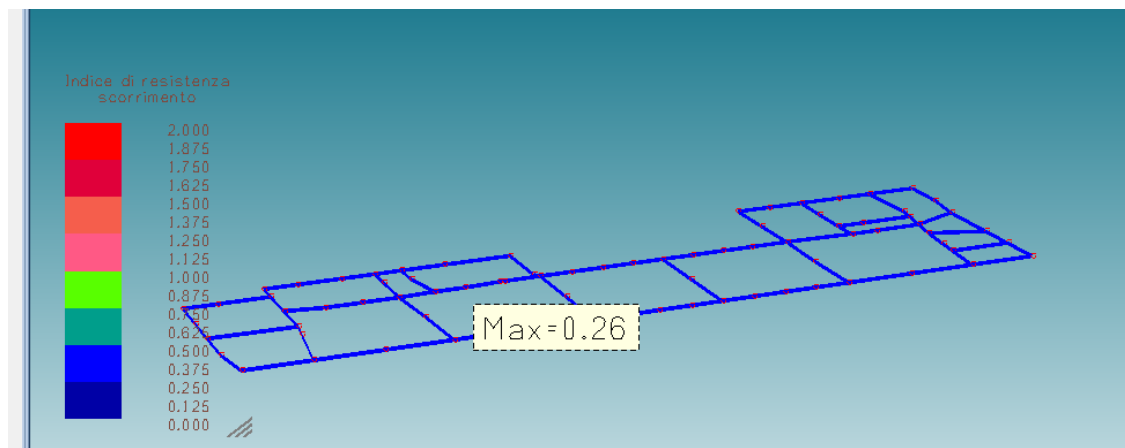
Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)



Travi fondazione-Pressioni sul terreno per combinazione sismica (kg/cm²)



Travi fondazione-Indice di resistenza a capacità portante per combinazione sismica
La verifica a capacità portante risulta localmente NON soddisfatta (indice >1).



Travi fondazione-Indice di resistenza a scorrimento per combinazione sismica

Stabilità nei confronti della liquefazione

Si stima mediante un approccio semplificato il potenziale di liquefazione dell'area.

L'accelerazione a_{max} in superficie considerata per lo SLV è pari a 0.082g. Tale valore consente di stimare la tensione ciclica normalizzata attesa al sito, CSR, mediante la seguente relazione semplificata (vedi, ad es., CGS, 2006):

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove si pone prudenzialmente $\sigma_v/\sigma'_{v0}=2$ e si adotta r_d variabile con la profondità (vedi relazioni raccomandate da Youd et al., 2001). Si ottiene $CSR = 0.105 \div 0.082$, variabile al variare della profondità tra 0 e 15m.

La resistenza alla liquefazione CRR_1 viene stimata in base ai grafici presentati da Youd et al. (2001) assimilando il terreno non coesivo, ad una sabbia pulita. Adottando un valore $(N1)_{60}=20$ si ottiene una resistenza $CRR=0.22$, che viene corretta come segue:

$$CRR = CRR_1 * K_m * K_\sigma \quad (8)$$

dove:

$K_m = 10^{2.24} / M^{2.56}$ introduce una correzione per valori di magnitudo M diversi da 7.5,

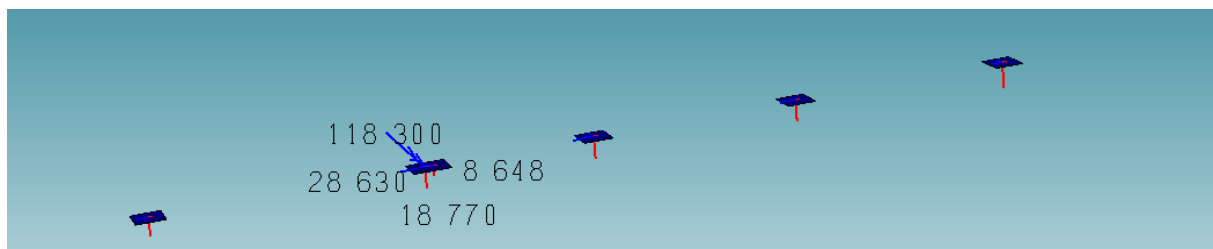
$K_\sigma = (\sigma'_{v0})^{f-1}$ introduce una correzione per tensioni verticali efficaci superiori a 100kPa,

Si assume $K_m = 2.21 \div 1.76$ ($M=6 \div 5.5$), $K_\sigma = 1 \div 0.885$ (nell'ipotesi di $Dr = 60\%$; $f = 0.7$) ottenendo $CRR = 0.34 - 0.48$, ampiamente superiori ai valori di CSR .

Si conclude che non ci si attendono fenomeni di liquefazione in concomitanza con il sisma di progetto.

Plinti di fondazione

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)



Plinti fondazione-Reazioni vincolari per combinazione sismica

N° strati barre: 0 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	130

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 274,2 kN
M_{Ed} 0 2,87 kNm
V_{Ed} 0 11,83

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

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

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

σ_c -0,1654 N/mm²
ε_s 0,00157 ‰

Verifica
N° iterazioni: 0
Precompresso

La pressione sul terreno risulta inferiore al carico ultimo sul plinto ($1,7 \text{ kg/cm}^2 < 2,4 \text{ kg/cm}^2$).

Verifica a raggiungimento della resistenza della sezione strutturale (SLU STR)

Le sollecitazioni sono inferiori a quelle dovute alle combinazioni statiche, per cui la sezione resistente risultava verificata.

9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Azioni statiche (controllate dall'uomo ed ambientali esclusa la sismica)

La valutazione conduce ad un giudizio di **IDONEITA'** del complesso scolastico nei confronti delle **azioni controllate dall'uomo** previste dalla normativa vigente (D.M. 17.01.18): per il locale palestra tale giudizio di idoneità è legato ad una limitazione d'uso che consenta di rispettare il carico variabile di progetto pari a 4 kN/m^2 , che si traduce nella determinazione di un affollamento massimo nel locale pari a **400** persone: per le aule scolastiche ed il relativo corridoio, in considerazione del quadro fessurativo rilevato e delle ridotte risorse a taglio, tale giudizio di idoneità (in attesa dell'esecuzione di prove di carico) è legato ad una limitazione d'uso che consenta di rispettare un carico variabile pari a 2 kN/m^2 , che si traduce nella determinazione di un affollamento massimo di **90** persone per aula (affollamento peraltro ampiamente rispettato dall'attuale attività didattica). Il mantenimento di tale **IDONEITA'** nel tempo, fino a raggiungere la vita nominale restante della struttura (ovvero per i prossimi 50 anni), è legato ad una manutenzione programmata dell'organismo strutturale che ne preservi la durabilità, con particolare riferimento alla regimazione delle acque di copertura (con realizzazione di troppo pieni) ed ai fenomeni di corrosione delle barre di armatura.

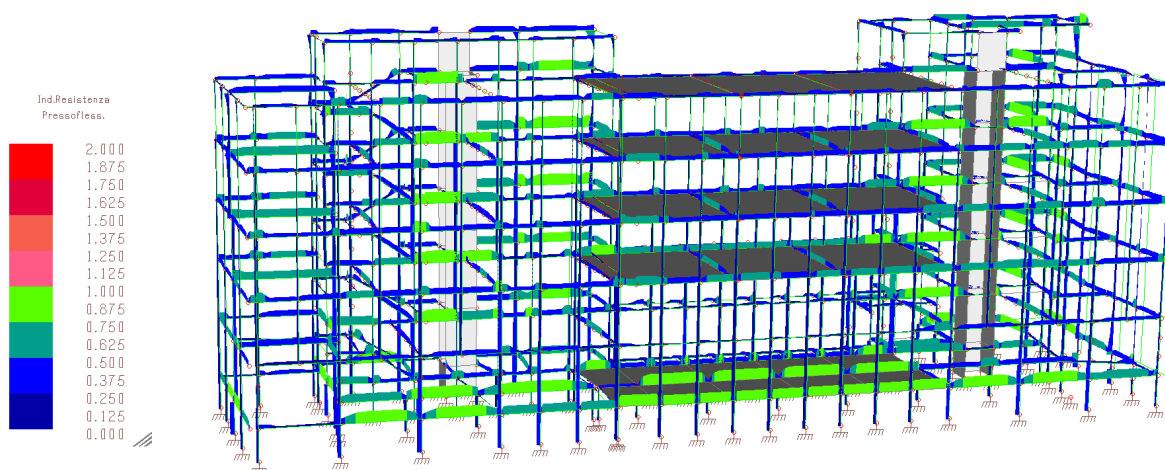
Azione sismica

Le valutazioni di natura qualitativa individuano diversi ed importanti fattori di vulnerabilità per la struttura nei confronti dell'azione sismica: le verifiche analitiche condotte su singoli elementi confermano l'insufficienza delle sezioni resistenti, per cui la valutazione conduce ad un giudizio di **NON IDONEITA'** del complesso scolastico nei confronti delle **azioni sismiche** previste dalla normativa vigente (D.M. 17.01.18).

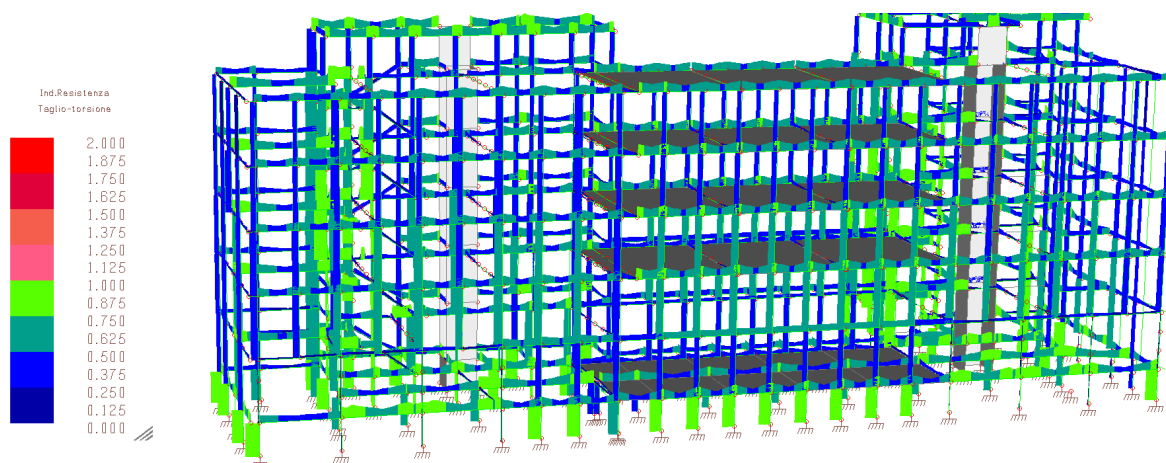
Ai fini della compilazione della scheda di livello 1 e 2 del Dipartimento Protezione Civile, si calcolano nel seguito gli Indicatori di Rischio dell'edificio per gli Stati Limite di Salvaguardia (SLV) e di Operatività (SLO), indicando sia il rapporto tra le accelerazioni al suolo che il rapporto tra i periodi di ritorno (quest'ultimo elevato ad $a=0.41$).

Indicatore di rischio-SLV elementi in elevazione

Le strutture in elevazione allo SLV risultano verificate per un'accelerazione massima $ag/g=0,015$, mentre l'accelerazione di progetto da normativa è pari a $ag/g=0,082$.



Vista da EST-Combinazione sismica-Indice di resistenza a pressoflessione per $ag/g=0,015$



Vista da EST-Combinazione sismica-Indice di resistenza a taglio-torsione per $ag/g=0,015$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (§3.2.3.2.1), calcolato secondo la tabella 3.2.IV, vale 1,5: ne consegue che l'indicatore di rischio espresso come rapporto tra le accelerazioni è pari a

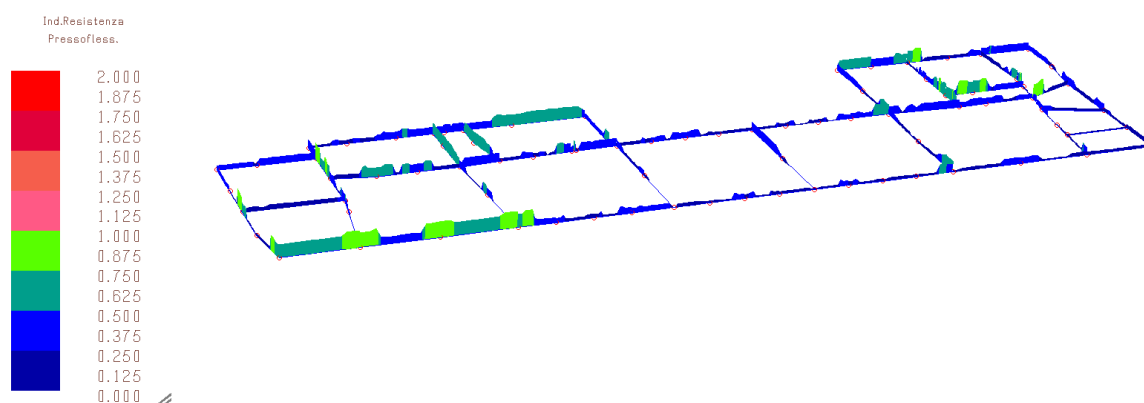
$$PGA(CL)/PGA(DLV)=1,5*0,015/1,5*0,082=0,18$$

ed espresso come rapporto tra i periodi di ritorno è pari a

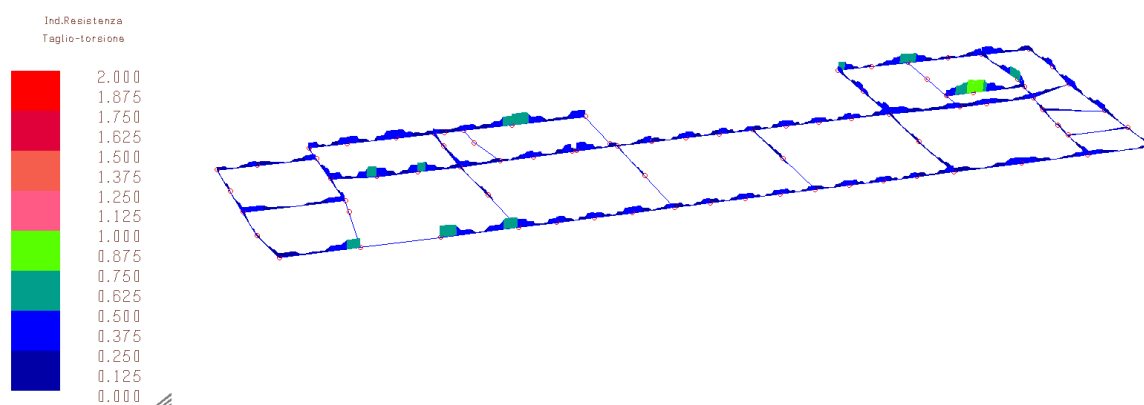
$$[TRC(CL)/TRC(DLV)]^a < (30/2300)^{0,41} < 0,17$$

Indicatore di rischio-SLV elementi in fondazione

Le strutture in elevazione allo SLV risultano verificate per un'accelerazione massima $ag/g=0,01$, mentre l'accelerazione di progetto da normativa è pari a $ag/g=0,082$



Fondazioni-Combinazione sismica-Indice di resistenza a pressoflessione per $ag/g=0,01$



Fondazioni-Combinazione sismica-Indice di resistenza a taglio-torsione per $ag/g=0,01$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (§3.2.3.2.1), calcolato secondo la tabella 3.2.IV, vale 1,5: ne consegue che l'indicatore di rischio espresso come rapporto tra le accelerazioni è pari a

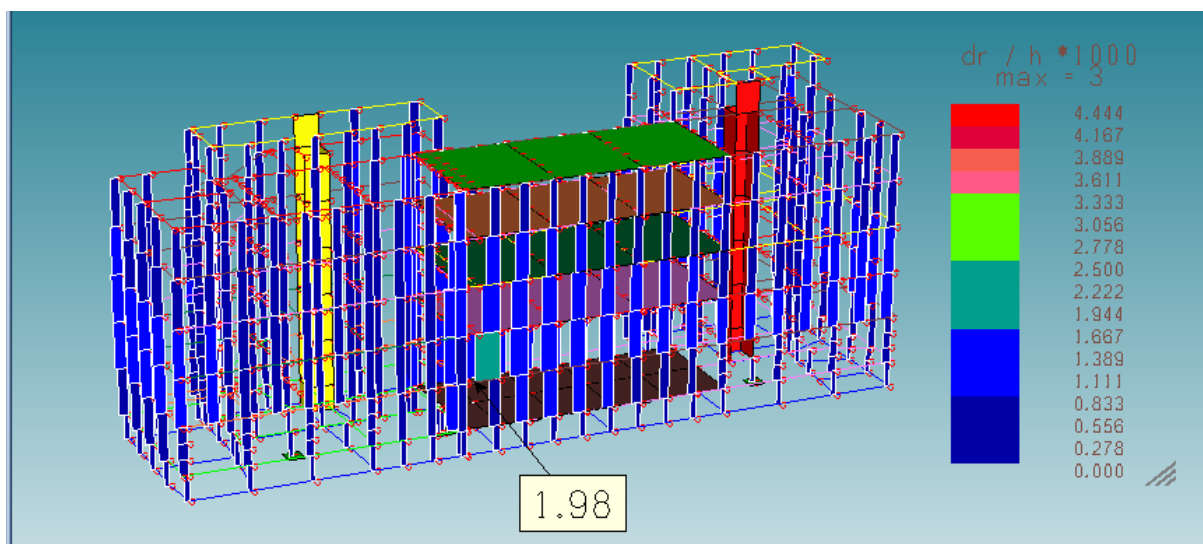
$$PGA(CL)/PGA(DLV)=1,5*0,01/1,5*0,082=0,12$$

ed espresso come rapporto tra i periodi di ritorno è pari a

$$[TRC(CL)/TRC(DLV)]^a < (30/2300)^{0,41} < 0,17$$

Indicatore di rischio-SLO elementi in elevazione

Gli spostamenti relativi di piano rimangono al di sotto della soglia $d/h=0,002$ per un'accelerazione massima $a_g/g=0,0215$, mentre l'accelerazione di progetto da normativa è pari a $a_g/g=0,0292$



Spostamenti relativi di piano ($1000d/h$) per la combinazione sismica S.L.O con $a_g/g=0,0215$.

Ne consegue che l'indicatore di rischio espresso come rapporto tra le accelerazioni è pari a

$$PGA(CLO)/PGA(DLO)=1,5*0,00215/1,5*0,0292=0,73$$

ed espresso come rapporto tra i periodi di ritorno è pari a

$$[TRC(CLV)/TRC(DLV)]^a=(56/121)^{0,41}=0,73$$

10. ANALISI E VERIFICHE CON CODICI DI CALCOLO (§10 NTC 2018)

10.1. CODICE DI CALCOLO ADOTTATO

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine. Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale

per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà.

L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica. Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

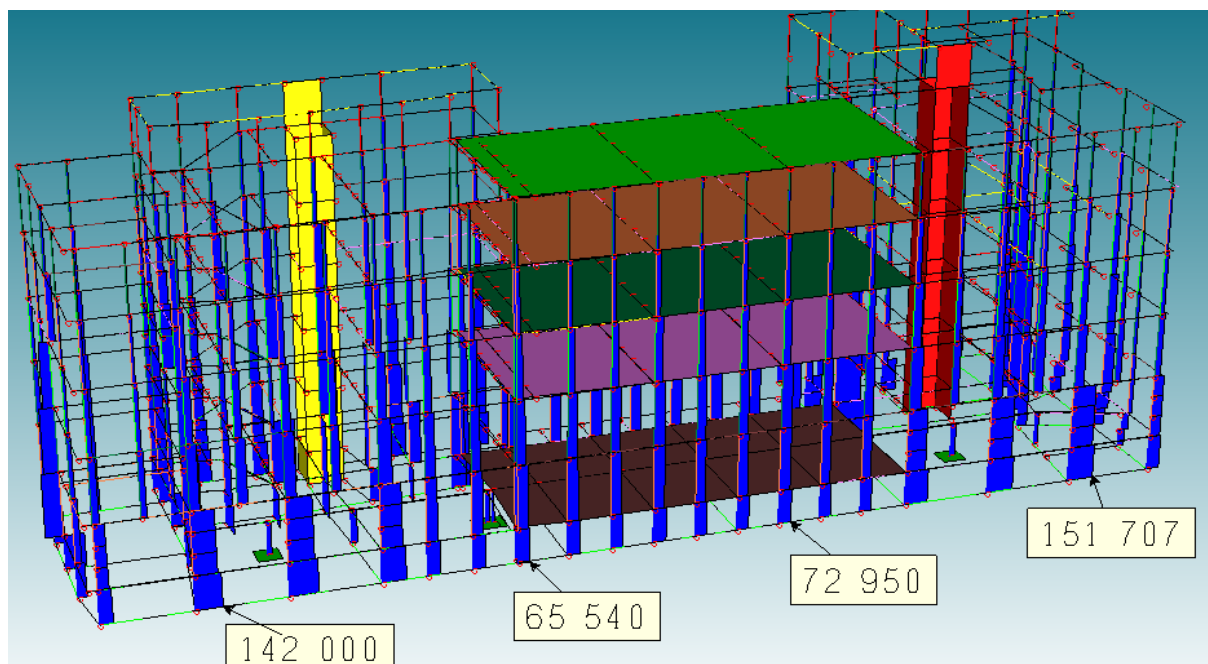
Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it. In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente. Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono

segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione. Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati. Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema. Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

10.2. AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Per validare i risultati del modello si è deciso di confrontare le sollecitazioni per la combinazione di carico alle tensioni ammissibili ($Y_f=1$) con quelle riportate nel progetto esecutivo strutturale. In particolare si è proceduto al confronto tra lo sforzo normale alla base dei pilastri, verificando che lo scarto massimo è contenuto nel 10%.

	Sforzo normale modello	Sforzo normale progetto originario
Pilastro 3	151707	135462
Pilastro 10	72950	76032
Pilastro 16	65540	65475
Pilastro 23	142000	137412



In fede

ing. Gianluca Pelle