

Una scuola comune

Concorso internazionale con procedura aperta in due gradi per la
“costruzione di un Polo scolastico onnicomprensivo innovativo Area
sud per la realizzazione di Poli educativi Territoriali permanenti”



Relazione tecnica strutture

Una scuola comune

1. Il materiale strutturale	5
2. Scelta della tipologia strutturale e descrizione della struttura	10
3. Normativa di riferimento	26
4. Azioni sulla costruzione	28
5. Il calcolo e la verifica della struttura per i carichi verticali	45
6. Il calcolo e la verifica della struttura per le azioni sismiche	58
7. I Collegamenti	71
8. Le strutture di fondazione	81
9. L'utilizzo del sistema BIM (building information modeling) nella progettazione e nella realizzazione dell'opera	99
10. Indicazione della spesa sommaria delle strutture	106

Una scuola comune

1. Il materiale strutturale

Per la costruzione del Polo scolastico omnicomprensivo, oggetto della gara, si è prevista la realizzazione di una struttura portante integralmente in legno. La scelta è stata dettata da una serie di considerazioni di carattere prestazionale ed economico (compreso il comportamento sismico), di salvaguardia dell'ambiente e di ecologia, di rapidità di esecuzione, di estetica, di contenimento energetico e di facilità di manutenzione, come descritto nel seguito.

Il legno (con la muratura) si può considerare come il materiale da costruzione più antico. Infatti, per la sua capacità di resistenza a trazione e a compressione (e quindi a flessione) è stato nel passato l'unico materiale con il quale si potevano realizzare elementi strutturali, monodimensionali o piani, in grado di coprire "luci significative". Però, con lo sviluppo negli ultimi due secoli della tecnologia dell'acciaio, prima, e del calcestruzzo armato, poi, esso è stato quasi del tutto messo da parte, sostituito dai nuovi materiali "artificiali", che apparivano, all'epoca, più affidabili e duraturi.

Pertanto, dopo un periodo di quasi totale abbandono, relativamente da poco, il legno sta riconquistando terreno, superando il luogo comune di materiale di nicchia utile solo per la sostituzione di elementi antichi irrimediabilmente degradati, mostrandosi, invece, fortemente adatto anche per applicazioni strutturali impegnative in relazione alle sue caratteristiche peculiari.

Ciò è dovuto essenzialmente a due specifiche circostanze.

La prima, riguarda le problematiche emerse con forza negli ultimi anni per i materiali strutturali moderni "classici", acciaio e cemento armato. In particolare, l'acciaio presenta problemi significativi di durabilità connessi alla corrosione, ma soprattutto ridotta resistenza al fuoco, richiedendo manutenzione continua per le parti esposte agli agenti atmosferici e specifici rivestimenti protettivi per raggiungere valori di REI accettabili per l'utilizzo soprattutto in edifici ad uso pubblico, come le scuole. Allo stesso modo il cemento armato ha mostrato una ridotta durabilità, almeno rispetto alle iniziali aspettative, tanto che la gran parte delle strutture realizzate nei tre decenni della ricostruzione già oggi richiedono importanti e costosi interventi di recupero per risolvere i gravi problemi di degrado che via-via si stanno manifestando, anche in relazione alle grosse difficoltà di manutenzione connesse alla tipologie strutturali ricorrenti.

La seconda, invece, riguarda lo sviluppo, negli ultimi due decenni, delle nuove tecnologie per un più razionale ed economico utilizzo della risorsa "legno" per le applicazioni strutturali. In particolare le tecniche di incollaggio, sempre più affidabili e, almeno in parte, anche ecologiche, consentono di superare i limiti connessi all'utilizzo del legno massiccio,

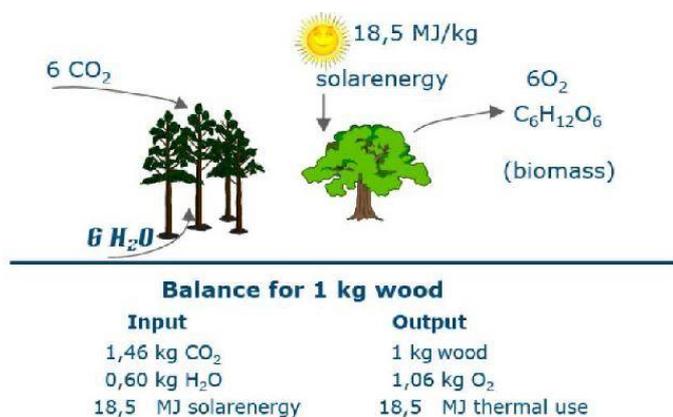
inteso come ricavato direttamente dall'albero. Tali limiti riguardano in primis le dimensioni degli elementi strutturali, che sono strettamente legate a quelle (altezza e diametro) degli alberi e, quindi, alla loro età, e, in secundis, la presenza della difettosità (dal punto di vista strutturale) del legno naturale, che, non potendosi eliminare in quanto fisiologica, condiziona fortemente la resistenza degli stessi elementi. Ed infatti, la moderna tecnologia del legno lamellare incollato (ormai giunta a buona "maturazione") da una parte rende possibile l'eliminazione delle zone più difettose, unendo tra loro solo le porzioni di legno migliori, e quindi l'utilizzazione anche degli elementi lignei di minore qualità (che altrimenti sarebbero stati anti-economicamente scartati), e, dall'altra, consentendo di unire elementi più piccoli a formare componenti strutturali più grandi (senza limiti teorici di lunghezza), libera le costruzioni lignee dalle limitazioni, in passato insuperabili, connesse alle origini naturali ed alle dimensioni dei tronchi.

Pertanto, risolti i problemi "originali" che ne limitavano l'utilizzo solo a realizzazioni di ridotte dimensioni, ecco che è possibile apprezzarne i notevoli vantaggi rispetto ai materiali classici non naturali:

- Sostenibilità: il legno è l'unico materiale strutturale che deriva da fonti rinnovabili. L'utilizzo del legno non depaupera le risorse della terra. Infatti la gestione oculata delle foreste consente di utilizzare una quantità di legno ben inferiore a quello che la natura è in grado di rimpiazzare nello stesso tempo. Basti pensare che in Europa vengono tagliati i boschi solo per un 65% della loro crescita annuale ed in Italia questo valore è ancora più basso, ben al disotto del 50%. Ciò significa che la popolazione arborea naturale è notevolmente in espansione in relazione all'uso che al momento se ne fa. Pertanto, incentivare l'utilizzo del legno anche per realizzare le strutture è assolutamente compatibile con i principi della sostenibilità in termini di risorse naturali. D'altronde le tecnologie di incollaggio consentono di tagliare anche alberi relativamente giovani, per cui è assolutamente possibile organizzare (come già in atto in alcune parti d'Europa) cicli di piantumazione e di taglio di boschi dedicati calibrati su una decina di anni, che possono soddisfare integralmente le esigenze delle costruzioni. A puro titolo esemplificativo, si pensi che per realizzare una casa in legno di due piani di superficie 130 m² a piano occorrono circa 70 m³ di legno, che sono prodotti dalle foreste del Trentino in una sola ora. Al contrario, per realizzare il calcestruzzo armato occorrono sabbia e pietrisco (oltre al cemento) che, ovviamente, non derivano da fonti rinnovabili, anche in considerazione del fatto che il riciclo ed il riuso dello stesso calcestruzzo (derivante ad esempio dalle demolizioni) è ancora in una fase primordiale e non se ne prevede un sostanziale sviluppo neanche a medio termine. Anche l'acciaio deriva da fonti non rinnovabili (i minerali

ferrosi, il carbonio etc.), ma, almeno, esso è facilmente riutilizzabile e, quando non distrutto dalla corrosione, può essere sempre riciclato.

- Rispetto dell'ambiente: il legno, non solo è una risorsa rinnovabile, ma è anche un sottrattore di CO₂ dall'atmosfera. Infatti, attraverso la fotosintesi clorofilliana si produce 1 kg di massa legnosa utilizzando 1.5 kg di anidride carbonica e 0.6 kg di acqua e rilasciando circa 1 kg di ossigeno. Pertanto, per ogni m³ di legno prodotto da un bosco si sottraggono 900 kg (0.9 ton) di CO₂ dall'atmosfera (che resta immagazzinata nel legno) e se ne immette all'incirca la stessa quantità di ossigeno. Inoltre, il consumo energetico per la lavorazione del legno (segagione, trasporto, taglio in segheria, etc.) è molto minore rispetto a quello relativo agli altri materiali da costruzione (calcestruzzo, mattoni, acciaio, etc.) e, quindi, sono minori anche le emissioni di CO₂, comportando un risparmio di almeno 1 ton di anidride carbonica per ogni m³ di legno utilizzato nelle costruzioni al posto dei materiali tradizionali. Complessivamente, l'utilizzo di 1 m³ di legno nelle costruzioni determina per l'ambiente un risparmio di circa 2 t di CO₂, il che significa equilibrare le emissioni di CO₂ di un'automobile che percorre circa 17.000 km.



- Risparmio energetico: come detto la lavorazione del legno per le strutture richiede molta meno energia di quella necessaria per la produzione e/o la lavorazione del calcestruzzo e dell'acciaio. Pertanto, oltre alla riduzione di emissioni nocive si ha un sensibile risparmio delle fonti energetiche non rinnovabili (carbone, derivati dal petrolio, etc.), che ancora costituiscono la maggior parte dell'energia utilizzata (anche in Italia).

- Tempi di esecuzione: la realizzazione di una struttura lignea si effettua quasi integralmente con lavorazioni a secco (tranne che per le fondazioni e, se previste, le eventuali solette di completamento degli impalcati), unendo i vari elementi strutturali che arrivano in cantiere già pronti nelle loro dimensioni finali (alla stregua di una struttura prefabbricata) con appositi sistemi di collegamento (in genere bulloni, viti, chiodi, spinotti, piastre,

cavi in acciaio, etc.). Pertanto non è richiesto l'utilizzo di acqua ed i tempi di realizzazione si riducono in modo drastico rispetto a quelli necessari per completare una struttura in cemento armato.

- Resistenza al fuoco: contrariamente al comune sentire, il legno, pur essendo un materiale combustibile, che partecipa direttamente all'eventuale incendio e restituisce bruciando l'energia immagazzinata al suo interno, presenta dal punto di vista strutturale una buona resistenza al fuoco, tanto che le strutture lignee resistono all'incendio senza protezione molto meglio di quelle in acciaio. Mentre nelle membrature metalliche le elevate temperature producono un notevole decremento delle proprietà meccaniche (in particolare del modulo elastico), conducendo rapidamente al collasso, nel legno questo processo è molto più lento e quasi assente: il fuoco, infatti, induce la combustione e la carbonizzazione dello strato superficiale del materiale esposto, che però funge da protezione per il nucleo interno che continua a conservare le originarie proprietà meccaniche.



La parte interna della sezione trasversale (intatta) di una trave esposta al fuoco per 30 minuti.

La resistenza al fuoco dell'elemento strutturale è quindi dipendente dalla velocità di carbonizzazione (circa 0.6-0.7 mm/min) e corrisponde al tempo occorrente per ridurre la sezione trasversale a dimensioni tali da non

possedere più una sufficiente resistenza ai carichi esterni, risultando, quindi, anche calcolabile con una discreta precisione.

- Qualità degli elementi strutturali: pur essendo il legno un materiale naturale, caratterizzato da una intrinseca variabilità e dalla presenza di difetti, esso può essere usato per usi strutturali con la dovuta sicurezza. Infatti, tutti gli elementi (travi, tavole, lamelle, etc.) in legno massiccio da utilizzare direttamente o per la realizzazione di altri elementi di maggiori dimensioni (legno lamellare, pannelli di tavole incrociate, etc.) vengono sottoposti alla "classificazione strutturale secondo la resistenza"

.Quest'ultima consente, applicando i specifici criteri di selezione a vista o a macchina, ormai codificati in Norme sia Europee (EN14080) che Nazionali (UNI11035-1), di assegnare ad ogni elemento di legno impiegato per la realizzazione di componenti strutturali uno specifico livello di qualità. Tale livello, in relazione poi alla specifica specie legnosa, si traduce in una classe di resistenza del materiale ligneo, caratterizzata da un "profilo di resistenza" (vedi EN338 ed UNI11035-2), nel quale sono contenute tutte le informazioni relative alle proprietà meccaniche di interesse per la progettazione. Pertanto, la classificazione, con la conseguente introduzione dei profili di resistenza, ha rappresentato un punto di svolta fondamentale nei riguardi dell'affidabilità e della semplificazione della progettazione delle strutture in legno, eliminando quella alea di incertezza e di discrezionalità che ha caratterizzato nel passato le costruzioni lignee e rendendo il legno il materiale per uso strutturale più controllato (a livello cioè di ogni singolo elemento e non di campionamento statistico come invece si fa per l'acciaio e soprattutto per il calcestruzzo).

- Comportamento sismico: la leggerezza del legno strutturale in rapporto alle sue doti di resistenza ne fanno un ottimo materiale per la realizzazione di strutture sismo-resistenti. D'altro canto la fragilità intrinseca del materiale (connessa soprattutto alle modalità di rottura a trazione), che ne consente, in pratica, l'utilizzo nel solo campo elastico, non ne penalizza la risposta sismica. Infatti, ai fini della duttilità globale del sistema, è possibile utilizzare le elevate capacità deformative in campo plastico di cui sono dotati i sistemi di collegamenti metallici delle membrature, se progettati in maniera opportuna, che costituiscono, quindi, zone concentrate o diffuse (a seconda della tipologia strutturale adottata) di dissipazione energetica.

Tutti questi vantaggi, uniti anche al ridotto impatto sia visivo che dimensionale degli elementi lignei, hanno condotto alla scelta di una struttura portante in legno (massiccio o lamellare in relazione alle dimensioni ed alla funzione statica delle singole membrature).

2. Scelta della tipologia strutturale e descrizione della struttura

Per realizzare la struttura è necessario definirne la tipologia in relazione alle esigenze sia statiche che architettoniche e funzionali, tenendo presente ovviamente anche la necessità di sopportare le azioni sismiche e di rispettare le corrispondenti prescrizioni normative. In ogni caso, il materiale legno non limita la scelta a specifiche tipologie strutturali: in pratica è possibile realizzare tutti o quasi gli schemi strutturali tipici delle costruzioni in acciaio e, in parte, anche di quelle in calcestruzzo. Pertanto si può andare da schemi con pilastri e travi pendolari con controventi reticolari o nuclei di irrigidimento, a schemi a telaio con nodi rigidi o semirigidi fino ad arrivare a schemi a pareti portanti con pannelli lignei massicci, spesso a tavole incrociate.

Nelle strutture che appartengono alla prima tipologia (tipica delle costruzioni in acciaio) le colonne e le travi (incernierate agli estremi) sono diffuse abbastanza uniformemente nella pianta e svolgono la sola funzione di sopportare i carichi verticali (azioni statiche), mentre i carichi orizzontali (azioni sismiche o dinamiche) sono fronteggiati dai pochi elementi molto rigidi (i controventi) sui quali si concentra la resistenza a tali azioni. In questi casi, quindi, gli impalcati (costituiti dai solai di piano) devono possedere adeguate doti di rigidezza e di resistenza per poter riportare le azioni sismiche, che invece sono distribuite su tutta la struttura, ai soli elementi che le possono fronteggiare.

Nelle strutture che appartengono alla seconda tipologia (tipica delle costruzioni in c.a.) i pilastri e le travi, sempre distribuiti in tutta la pianta, sono uniti tra loro con nodi in grado di trasferire in tutto o in parte le azioni flettenti, a formare telai a nodi più o meno rigidi, che possiedono la capacità di sopportare sia i carichi verticali che le forze orizzontali. In questo caso, quindi, la resistenza alle azioni orizzontali è diffusa in tutta la costruzione e non concentrata in pochi elementi strutturali, per cui gli impalcati sono molto meno sollecitati e la loro rigidezza e resistenza nel piano orizzontale non costituiscono più uno dei problemi essenziali. In compenso, i collegamenti tra i vari elementi strutturali assumono una maggiore importanza e richiedono una cura adeguata.

Nelle strutture che appartengono alla terza tipologia (tipica delle costruzioni murarie o di alcune in c.a.) i pilastri, quasi ovunque, scompaiono, lasciando il posto a pareti piene (pannelli) molto estese in pianta, che, sovrapponendosi ad ogni piano, formano in pratica delle grosse mensole disposte in verticale di altezza pari a quella dell'edificio. Esse sopportano sia i carichi verticali che le azioni orizzontali e spesso costituiscono anche le pareti di chiusura esterne ed interne dell'edificio (muri portanti), dando luogo ad una struttura molto rigida. In questi casi,

le travi non rappresentano più elementi strutturali essenziali per sopportare le azioni orizzontali e spesso non sono necessarie neanche per le azioni statiche: infatti, i carichi verticali sono fronteggiati direttamente dai solai, che, in molti casi, li riportano direttamente alle pareti verticali sulle quali essi stessi poggiano. Per quanto riguarda gli impalcati, essi non saranno molto impegnati nel piano orizzontale in relazione alla distribuzione piuttosto uniforme e diffusa delle pareti portanti.

La prima, ma soprattutto la terza tipologia danno luogo a strutture più rigide con bassi periodi di vibrazione, che comportano azioni sismiche maggiori, mentre la seconda definisce strutture più deformabili ma, di conseguenza, soggetta ad accelerazioni sismiche inferiori, come si rileva analizzando gli spettri di risposta elastici riportati nella normativa vigente (NTC 2008).

Inoltre la prima e la terza tipologia necessariamente comportano la presenza di elementi strutturali di maggior impatto fisico-dimensionale e visivo (con pannelli pieni o comunque dotati di controventi diagonali, che interessano l'intera altezza di interpiano), che condizionano sia l'estetica che la funzionalità dell'opera. Invece la seconda tipologia è caratterizzata da un numero maggiore di elementi strutturali diffusi nella costruzione ma di piccola sezione trasversale, che, in generale, meglio si sposano con impostazioni architettoniche e funzionali improntate alla regolarità dei prospetti e alla flessibilità di utilizzo degli spazi interni.



Struttura a telai controventati



Struttura a telai con nodi rigidi

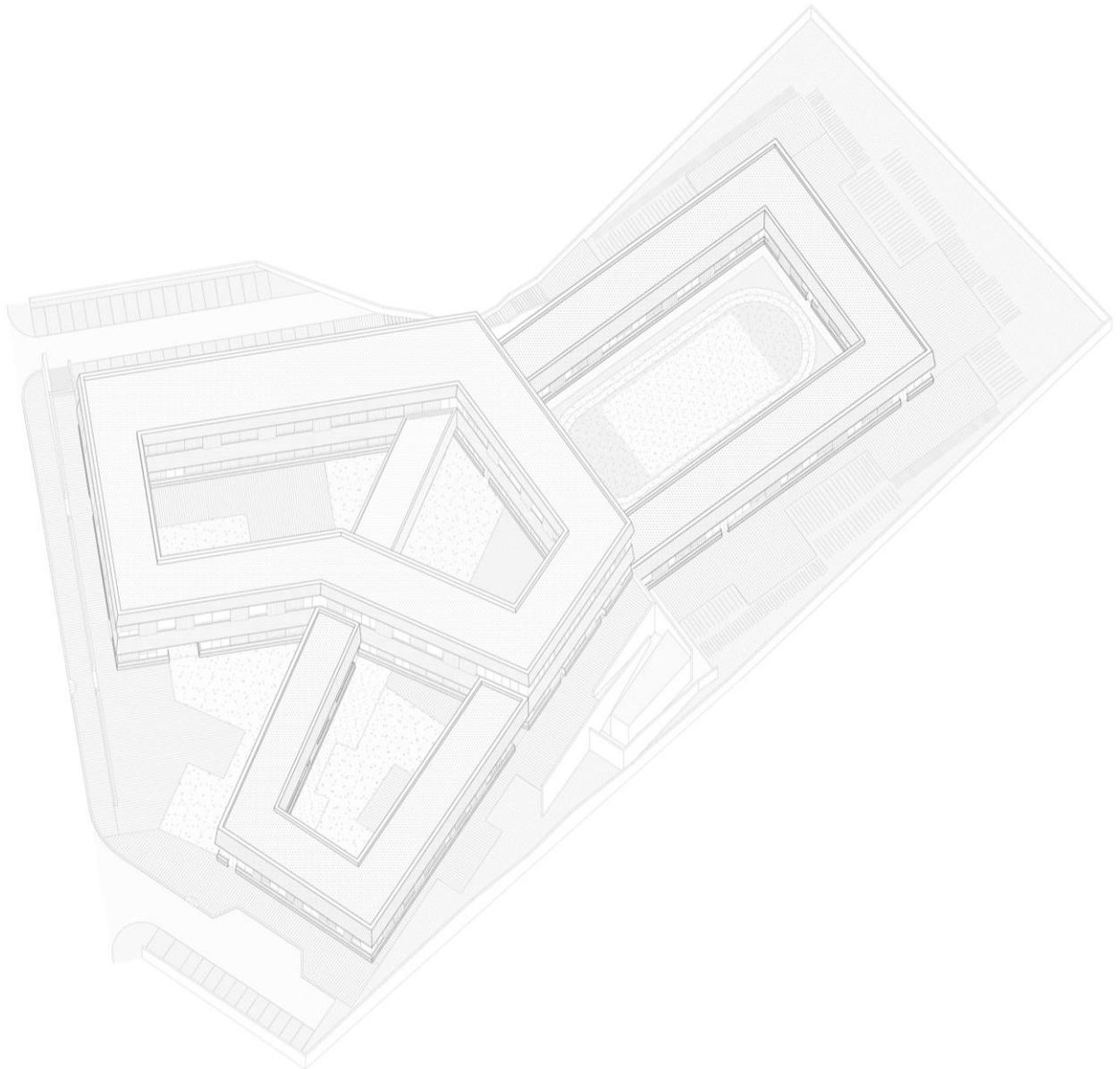


Struttura a pareti continue (pannelli)

Nel caso specifico, per quanto detto, ci si è orientati verso una struttura portante della seconda tipologia, che meglio si sposa con l'impostazione architettonica-funzionale scelta nella definizione del progetto complessivo del polo scolastico.

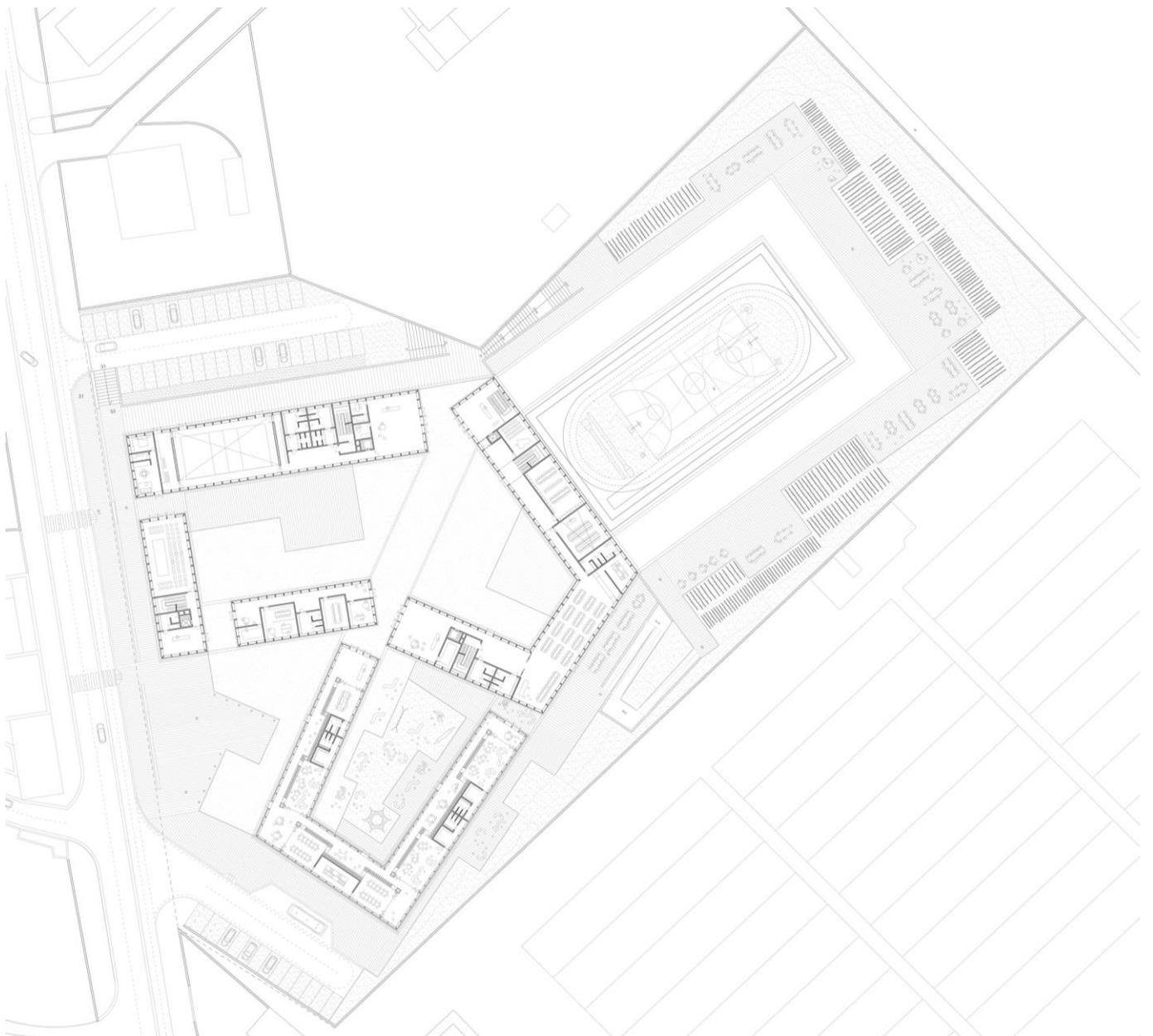
In particolare, esso è costituito da tre entità funzionali (la scuola dell'infanzia, la scuola elementare e la scuola media) definite da tre corpi

di fabbrica di caratteristiche architettoniche abbastanza simili. I tre corpi si intersecano tra loro nella parte centrale del complesso, dando luogo a tre corti distinte racchiuse sul contorno da edifici a sviluppo essenzialmente lineare ad uno o a due piani, come visibile nello schema generale riportato in figura.

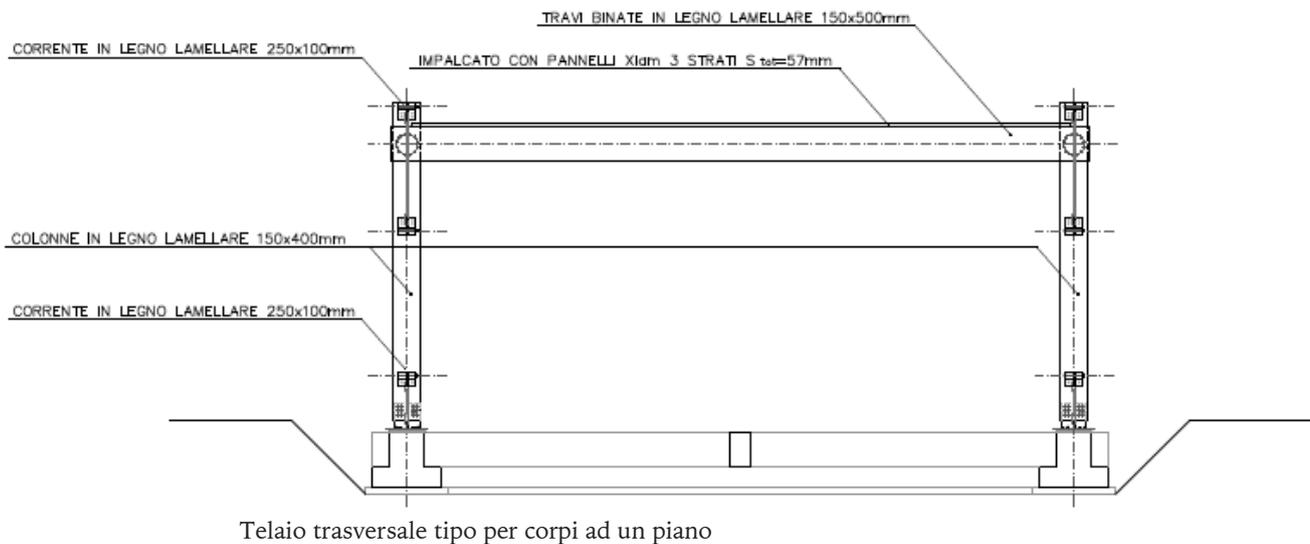


La pendenza naturale dell'area di intervento ha comportato, però, la necessità di un salto di quota: quindi la scuola elementare si trova più in basso rispetto al resto del complesso con un dislivello pari all'altezza di un piano, per cui il solo corpo di intersezione con la scuola media risulta di tre livelli per consentire il passaggio alla quota inferiore.

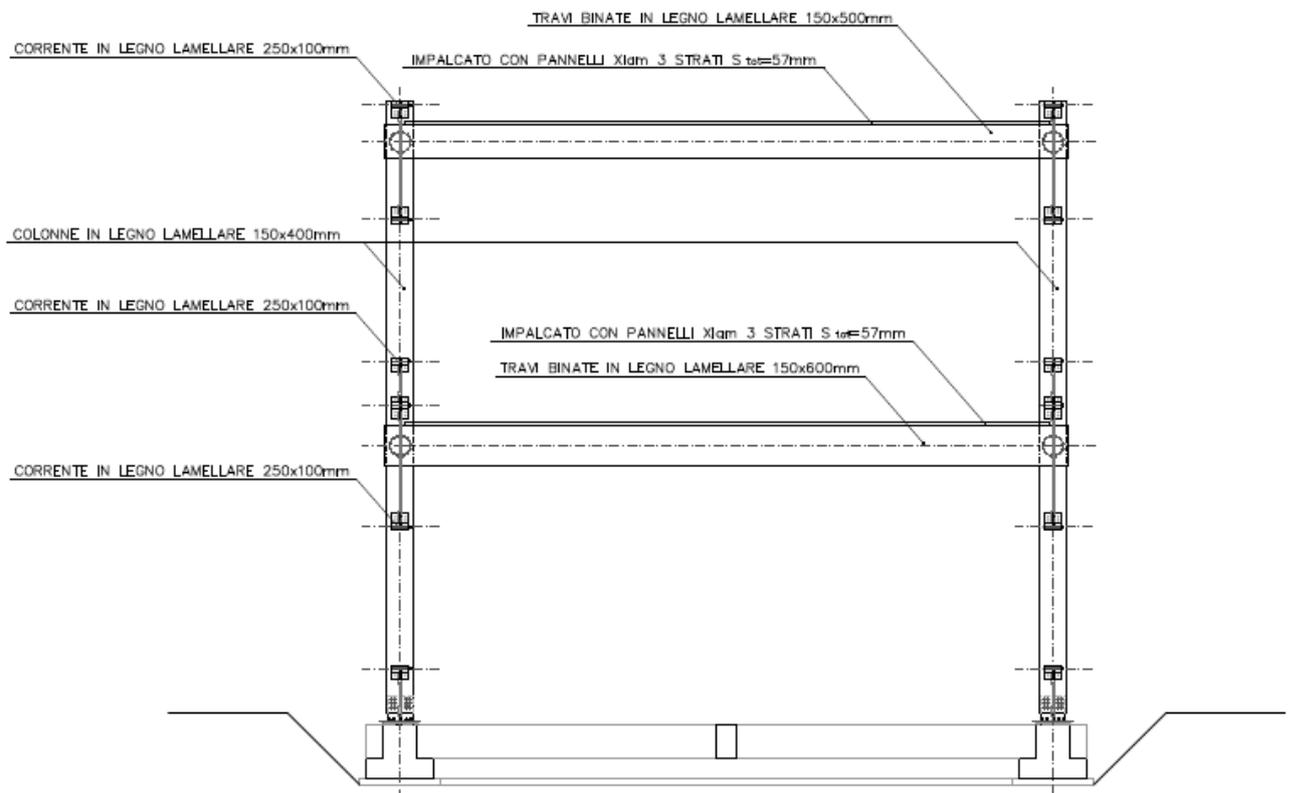
Comunque, le piante di tutti e tre i corpi si presentano costituite da più "stecche" rettangolari di larghezza significativa (8-11 m circa) e di notevole lunghezza (40-100 m), che contengono gli spazi funzionali tipici di ciascuna scuola (aule e zone comuni). Ovviamente, la dimensione delle aule richiede l'utilizzo di gran parte della larghezza trasversale dei corpi di fabbrica, impedendo di fatto la possibilità di disporre elementi strutturali verticali (pilastri) sia nella parte centrale della stessa direzione trasversale che in quella più laterale (decentrati), considerata la presenza ovunque di pareti mobili che definiscono le stesse aule ma che consentono la riconfigurazione degli spazi quando necessario (vedi lo stralcio di pianta riportata in figura).



Ancora, in direzione longitudinale i prospetti mostrano una notevole regolarità, essendo scanditi dal susseguirsi delle aperture a passo costante (circa 1.7 m), separate l'una dall'altra da elementi verticali di piccola dimensione. Inoltre, al disopra e al disotto delle finestrate i prospetti sono caratterizzati da fasce orizzontali opache, che si interrompono solo in corrispondenza dei passaggi al piano terra. La fascia, nel caso dei corpi a due livelli, ingloba anche il parapetto del piano superiore, risultando quindi tra il primo e il secondo piano di altezza superiore ai 2 m. Pertanto l'impossibilità di posizionare elementi strutturali verticali all'interno dei corpi e la regolarità delle finestrate, ha portato a scegliere per tutti i corpi una struttura formata da telai trasversali ad una campata paralleli tra loro, che si susseguono a distanza piuttosto ravvicinata (pari al passo delle aperture), in modo da non costituire mai un impedimento visivo per le stesse finestrate. Chiaramente, la luce dei telai si presenta pari alla larghezza del corrispondente corpo di fabbrica e, quindi, abbastanza "impegnativa", ed inoltre tali telai devono fronteggiare anche le azioni sismiche trasversali. Pertanto, la trave, che deve superare l'intera larghezza del corpo di fabbrica, necessita della collaborazione flessionale dei pilastri, per consentire la riduzione del momento flettente in campata dovuto ai carichi verticali, passando dallo schema di trave semplicemente appoggiata a quella di trave con un certo grado di incastro alle estremità. Tale grado di incastro viene definito dalla rigidità della colonna e dall'efficienza del collegamento tra trave e pilastro, che sarà del tipo dotato di resistenza e rigidità flessionale. Pertanto il pilastro presenta sezione trasversale rettangolare allungata, e sarà disposto in pianta "di coltello" in senso trasversale al fine di massimizzare la rigidità nella direzione del telaio. Ancora, la luce notevole della trave sarà compensata almeno in parte dalla riduzione del carico verticale (trasmesso dai solai) agente su di essa in relazione alla ridotta distanza tra i telai in direzione longitudinale. Allo stesso tempo, per limitare l'altezza della trave e per consentire collegamenti semplici con il pilastro, sono state previste travi binate che sfilano ai lati del pilastro stesso, collegandosi ad esso sulle facce laterali con bulloni (o spinotti) disposti lungo il perimetro di un cerchio, in modo da avere un nodo sufficientemente rigido ed efficiente, dotato di significativa rigidità flessionale.

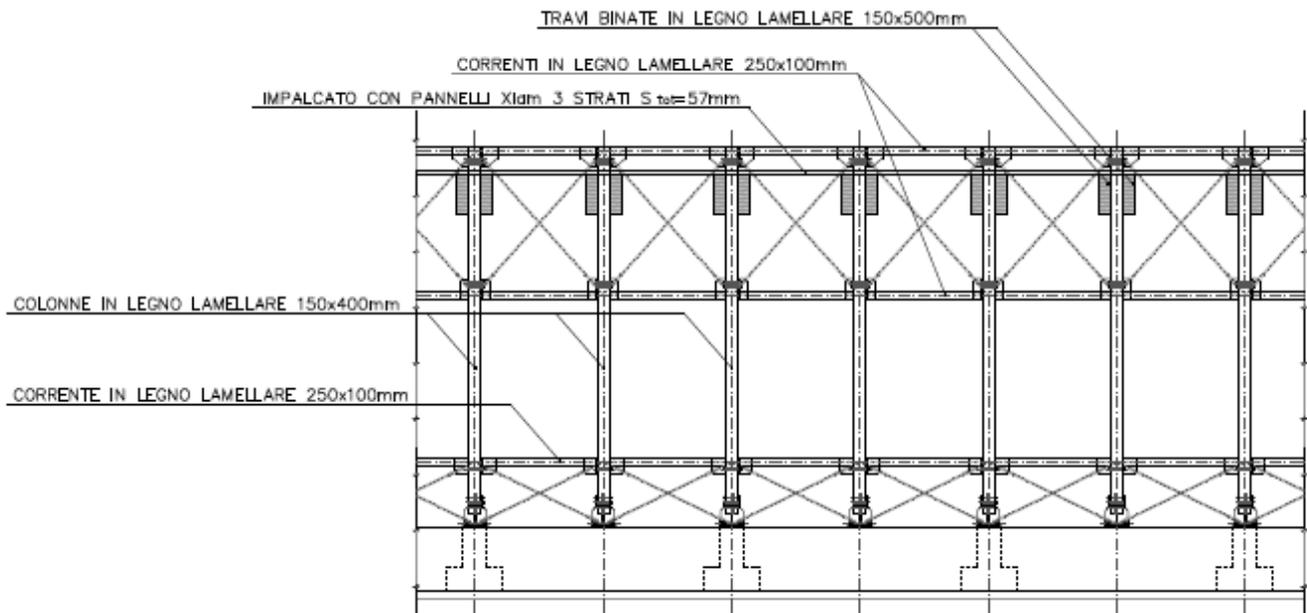


Poiché la struttura in direzione trasversale ha il compito anche di sopportare le azioni sismiche, la disposizione dei pilastri con l'asse forte nel senso del telaio e la realizzazione dei nodi trave-pilastro sufficientemente rigidi è perfettamente in linea con tale funzione. Inoltre, la distribuzione uniforme dei telai in pianta, a distanza relativamente ridotta tra loro, rende perfettamente regolare la distribuzione delle rigidità trasversali della struttura in direzione longitudinale, evitando i problemi torsionali nel piano orizzontale, che invece solitamente affliggono le strutture con piante fortemente allungate e distribuzioni irregolari delle rigidità. Allo stesso modo, essendo i telai sismo-resistenti (che sono tutti i telai della struttura) distribuiti uniformemente e quindi in modo analogo alle masse della costruzione, non c'è la necessità di trasferire le azioni sismiche verso gli eventuali elementi più rigidi, per cui l'impalcato risulta sgravato da sollecitazioni significative nel piano orizzontale connesse a tale problematica. Ancora, il numero elevato di telai trasversali, unito anche alla leggerezza della struttura lignea, consente di contenere le dimensioni dei pilastri anche in relazione alle azioni sismiche e alla luce notevole delle travi, evitando, quindi, ingombri strutturali "inadatti" ed interferenti con la funzionalità e l'aspetto estetico delle opere.



Telaio trasversale tipo per corpi a due piani

In direzione longitudinale la struttura ha il solo compito di fronteggiare le azioni orizzontali sismiche, essendo le travi portanti i solai disposte quasi unicamente in senso trasversale. Poiché i pilastri sono disposti con l'asse forte in quest'ultima direzione, essi si presentano notevolmente deformabili in quella longitudinale. Pertanto è necessario incrementare in modo significativo la rigidità laterale della struttura in tale direzione. Ciò può essere ottenuto realizzando dei traversi di facciata di notevole rigidità, sia alla base che alla testa dei pilastri, per ottenere una struttura di tipo "shear-type", con ritzi deformabili ma di altezza limitata e traversi quasi "infinitamente rigidi", disposta su entrambi i lati lunghi delle piante. Allora, essendo, come detto, le fasce sopra e sotto finestra completamente opache e tompagnate, ma di altezza significativa, si è deciso di sfruttare tale "nastro" continuo per realizzare al suo interno una trave reticolare (e quindi notevolmente rigida, anche in relazione alla sua altezza) che collega tutti i pilastri tra loro. Tale trave è prevista anche all'interno del parapetto al piano terra (cioè alla base dei pilastri), in modo che la luce libera (e deformabile) in verticale delle colonne si riduce alla sola altezza netta delle finestrate (circa 2 m). La travatura reticolare è costituita da tanti campi di lunghezza pari all'interasse tra i pilastri (cioè tra i telai trasversali), ciascuno costituito da correnti orizzontali (superiore e inferiore) lignei e da



Stralcio telaio longitudinale tipo per corpi ad un piano

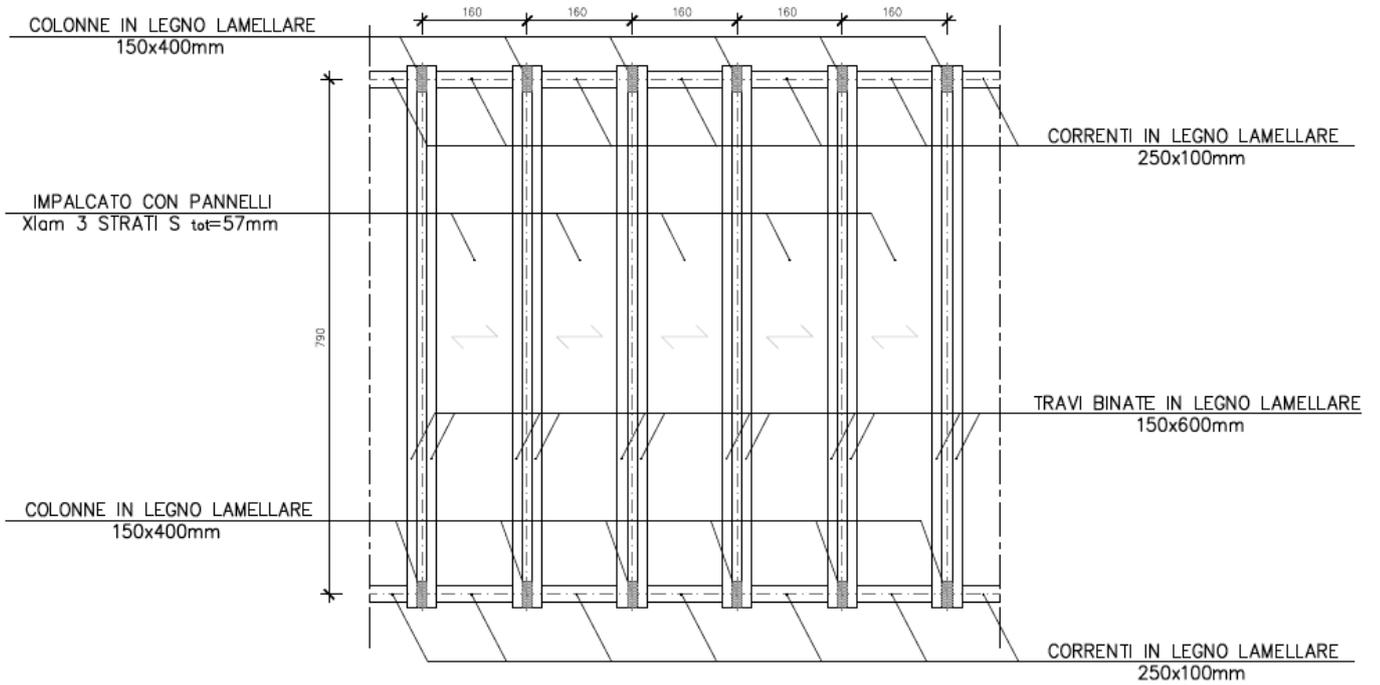
diagonali in tondo di acciaio, resistenti solo a trazione. I montanti della travatura sono costituiti dagli stessi pilastri che sono realizzati in un unico pezzo e, quindi, passanti in verticale all'interno della fascia chiusa.

I telai longitudinali così ottenuti sono di lunghezza notevole e, quindi, la loro rigidezza è ancor più incrementata in relazione a tale estensione, in quanto il momento ribaltante globale alla base dovuto alle forze orizzontali viene in gran parte equilibrato dalle variazioni di sforzo normale (ΔN) che nascono nei pilastri, proprio in virtù della notevole rigidezza flessionale dei traversi reticolari.

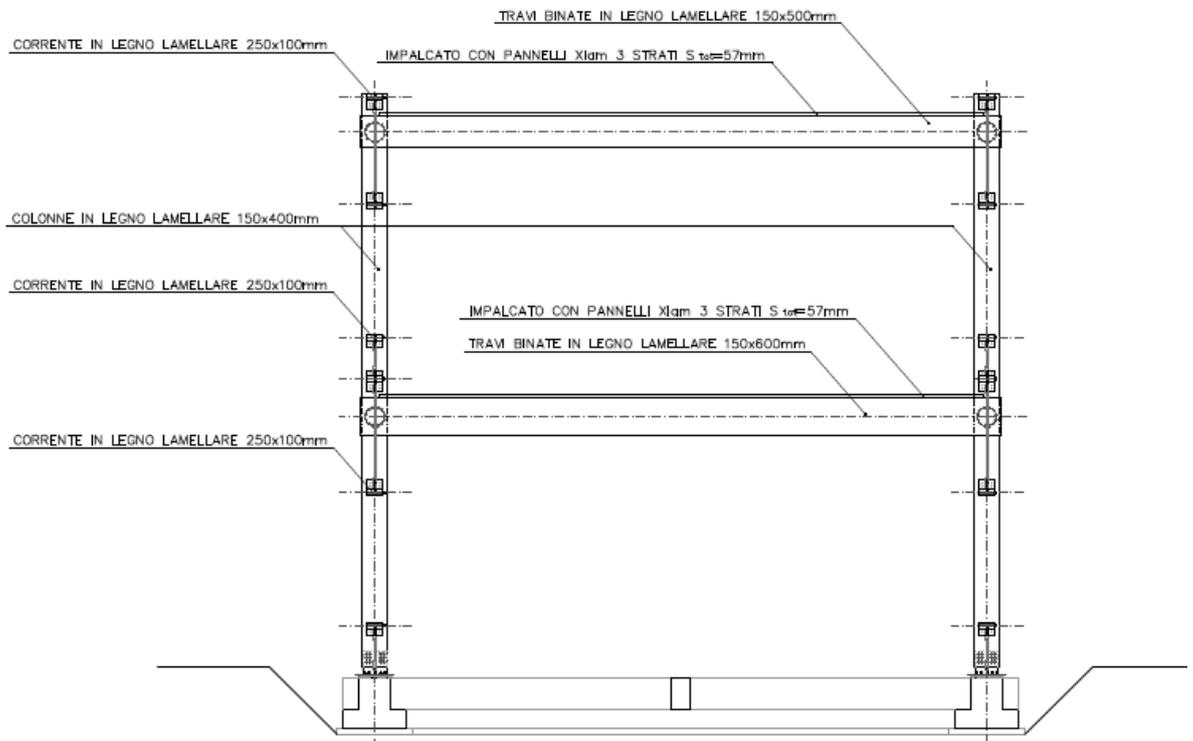
Anche in questa direzione, data la regolarità della struttura rispetto alla pianta degli edifici, l'impalcato non risulta particolarmente sollecitato nel piano orizzontale, dovendo solamente riportare ai due telai longitudinali di bordo le azioni sismiche corrispondenti al peso (ridotto) distribuito dell'impalcato, su una luce pari alla larghezza trasversale dei corpi di fabbrica e, quindi, piuttosto limitata (8-11 m) in relazione alla lunghezza degli stessi corpi (molte decine di metri).

Per maggiore chiarezza si riporta di seguito anche uno stralcio tipico di carpenteria della struttura così come descritta.

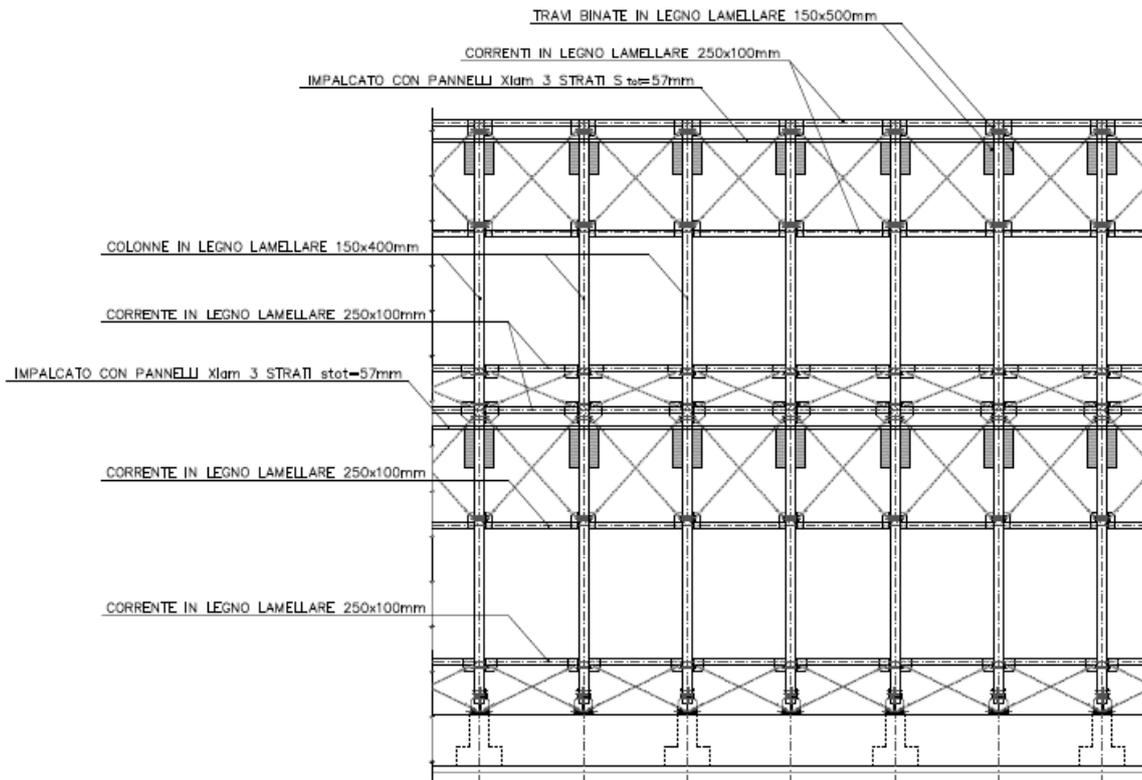
Le stesse soluzioni strutturali sono state previste anche per i corpi a due livelli. In questo caso i pilastri sono previsti continui lungo l'altezza (cioè in un unico pezzo e senza interruzioni ai piani). In direzione trasversale, quindi, si collegano ad essi le travi binate a parete piena ad entrambi i livelli, a sostegno dei solai del primo piano al primo livello e della copertura al secondo.



Stralcio carpenteria impalcato intermedio



Telaio trasversale tipo per corpi a due piani



Stralcio telaio longitudinale tipo per corpi a due piani

Allo stesso modo, in direzione longitudinale sono previste tre travature reticolari della tipologia già descritta, la prima alla base del piano terra, la seconda tra il primo ed il secondo livello e la terza in testa ai pilastri al livello della copertura, in modo da ottenere un telaio shear-type a due livelli, con pilastri aventi ad entrambi i piani la stessa (ridotta) altezza libera.

L'unico corpo a tre livelli (necessario, come già detto, in relazione alle differenze di quota del terreno di sedime) presenta per le parti in elevazione (i due livelli superiori) struttura in legno identica a quella prima descritta. Il livello inferiore, che risulta interrato su tre lati, prevede invece pareti in c.a. di chiusura laterale per il sostegno del terreno, che, data la loro notevolissima rigidezza, costituiscono a quel livello una struttura molto rigida, che può considerarsi fissa in relazione ai due piani sovrastanti, dei quali, in pratica, ne costituisce la fondazione. La parte non a contatto col terreno sarà realizzata con modalità e tipologia strutturale analoga a quelle degli altri corpi, avente però (a quel livello) il compito di sopportare solo i carichi verticali.

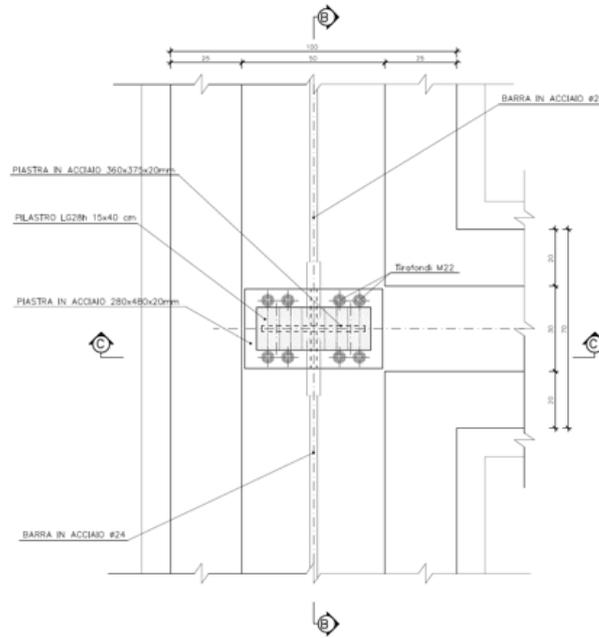
Per quanto riguarda gli impalcati, essi sono costituiti dalle travi trasversali binate (disposte ogni 1.6 m) che sorreggono direttamente i solai. Questi ultimi sono previsti con pannelli Xlam a tre strati di spessore totale $s = 57$ mm, disposti con gli starti esterni disposti nella direzione

longitudinale, sfalsandoli tra di loro nel collegamento alle travi. I pannelli, poi, sono collegati tra di loro anche in direzione trasversale, in modo da ottenere una adeguata rigidezza e resistenza anche nel piano orizzontale in relazione a tutte le possibili direzioni dell'azione sismica. Lo spessore è lo stesso per tutti i livelli, in modo che siano sufficientemente resistenti anche le coperture per consentire, ove necessario (anche in futuro) l'utilizzo delle stesse.

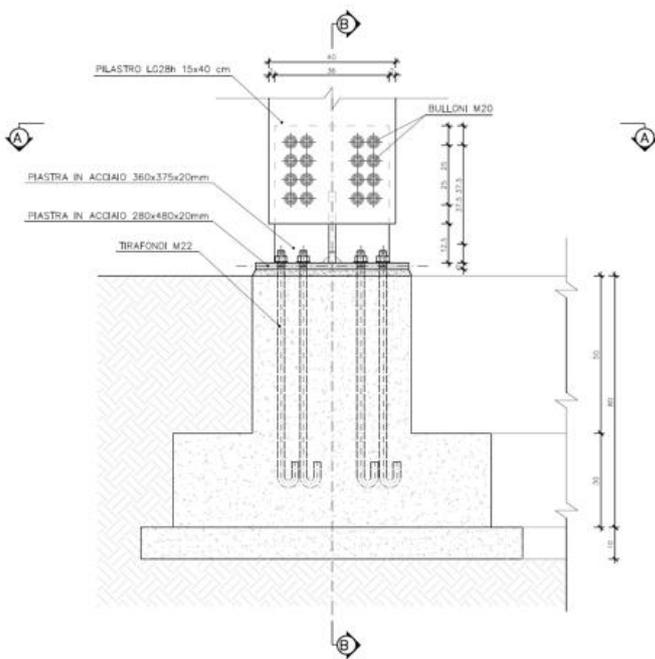
Gli impalcati devono svolgere anche la funzione di collegare efficacemente tra loro tutti gli elementi strutturali principali (telai, pilastri e travi), per garantire sia la stabilità locale delle singole membrature che quella globale dell'intera struttura. Pertanto i pannelli di impalcato saranno collegati in modo opportuno sia alle travi che agli altri elementi strutturali in entrambe le direzioni.

Per i collegamenti strutturali, si utilizzeranno connessioni con elementi metallici a gambo cilindrico, completati da piastre in acciaio, ove necessario. In genere sono stati previsti bulloni e/o spinotti per le connessioni tra gli elementi strutturali principali (nodi trave-pilastro, attacco pilastro-fondazione, collegamento tra tiranti metallici e i pilastri, nodi corrente longitudinale-pilastro, etc.) e viti strutturali da legno per quelli secondari (connessioni tra pannelli di impalcato e tra solai e travi portanti, etc.).

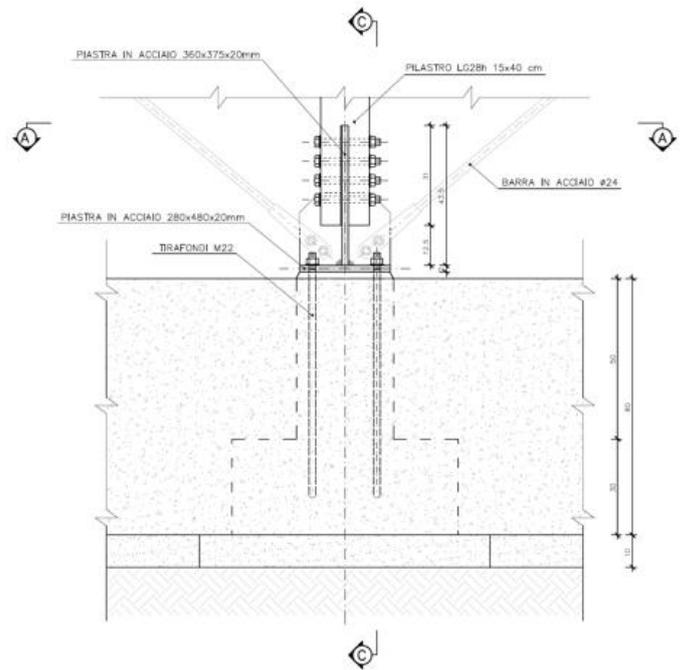
SEZIONE A-A



SEZIONE C-C

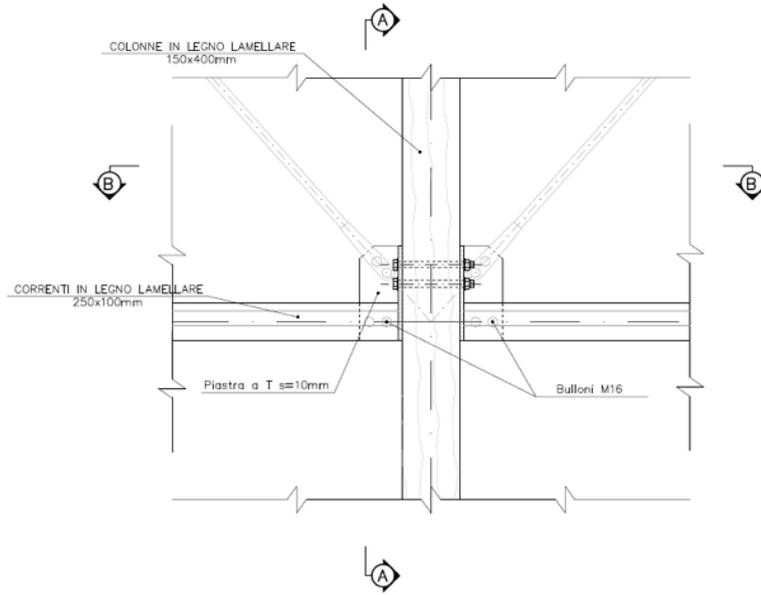


SEZIONE B-B

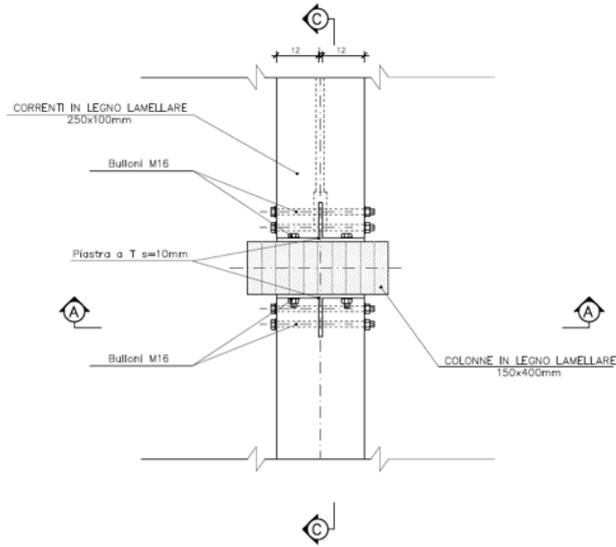


Collegamento colonna-fondazione

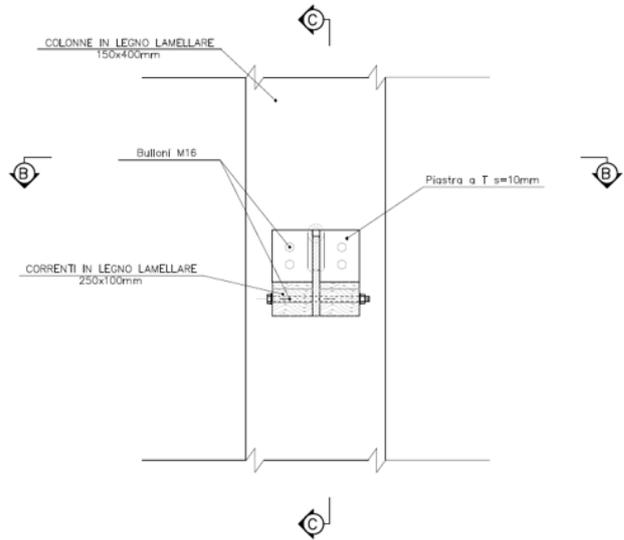
SEZIONE C-C



SEZIONE B-B

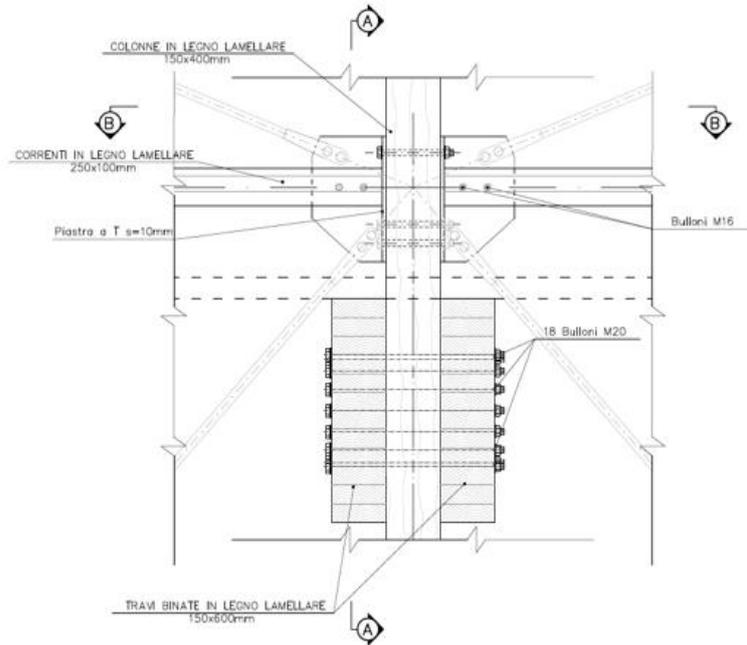


SEZIONE A-A

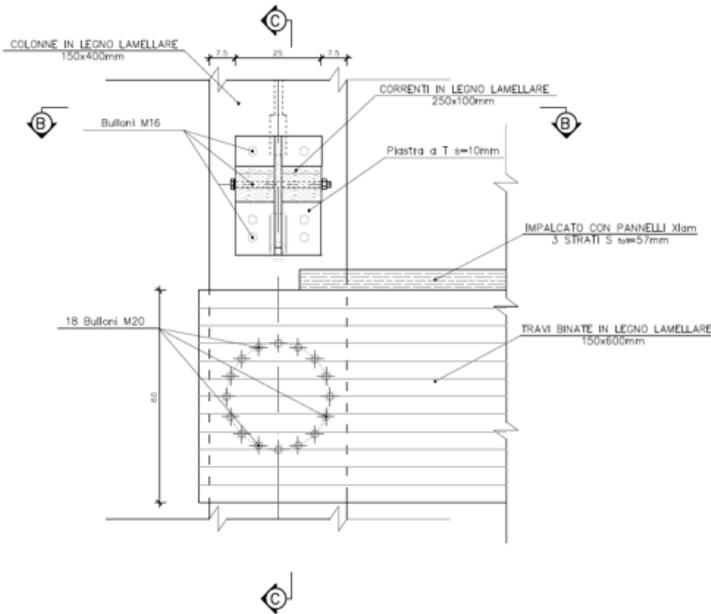


Collegamento colonna-corrente

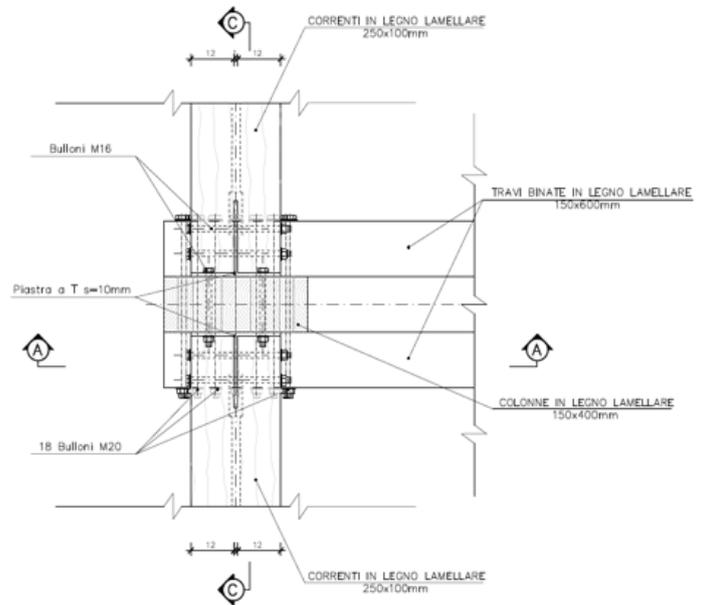
SEZIONE C-C



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



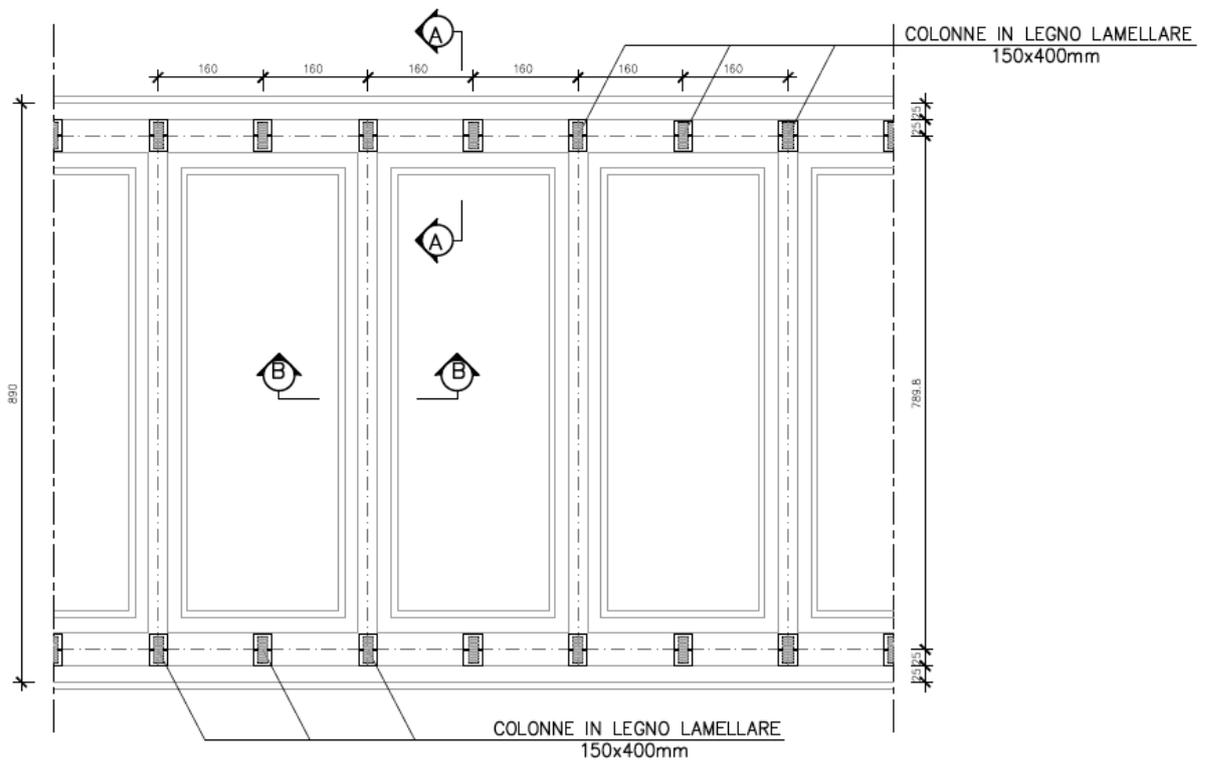
Collegamento trave-colonna

Si noti che, data l'estensione in pianta del complesso scolastico, la costruzione sarà suddivisa mediante giunti strutturali in parti di dimensioni (in lunghezza) non superiore ai 50-60 m, aventi lo stesso numero di piani. Ciò più in relazione ai problemi costruttivi e termici che per motivazioni di carattere sismico, essendo la struttura, come già detto, distribuita abbastanza uniformemente e diffusamente in pianta, e, quindi, non molto sensibile all'estensione e alla forma della pianta stessa. Per quanto riguarda la resistenza al fuoco della struttura, si è già detto sulle buone prestazioni del legno strutturale rispetto a tale problematica. Comunque, nel caso specifico, la maggior parte delle strutture lignee risulta non esposta, in quanto protetta dagli elementi di finitura (controsoffitti, massetti e pavimenti, tompagnature e rivestimenti vari). Solo la parte centrale dei pilastri, corrispondente all'altezza delle finestrate, resta esposto e, per essi, le sezioni trasversali sono state proporzionate anche in relazione alla resistenza all'incendio richiesta dalle norme.

Non ci sono particolari problemi nemmeno per quanto riguarda gli elementi metallici utilizzati nei collegamenti tra i vari elementi strutturali lignei (che sarebbero quelli più sensibili agli effetti delle alte temperature), in quanto i nodi interessati sono sempre nascosti all'interno degli elementi non strutturali di completamento.

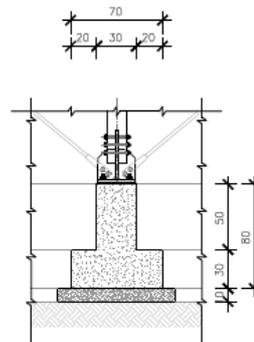
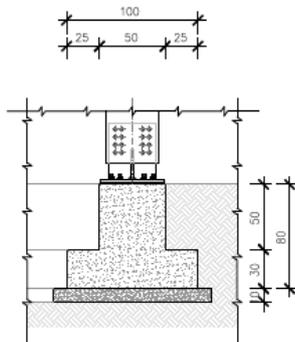
Allo stesso modo, i problemi di degrado biologico del materiale risultano quasi inesistenti, perché gli elementi lignei per lo più non sono esposti agli agenti atmosferici e comunque protetti contro le infiltrazioni di acqua. Inoltre tutti i dettagli costruttivi (soprattutto il collegamento in fondazione) sono stati appositamente studiati per evitare risalite di umidità che possano interessare le parti in legno. Inoltre, tutte le parti esposte e non esposte saranno comunque trattate in relazione a eventuali attacchi di insetti xilofagi, anche se il progetto è studiato nel complesso in modo da non avere mai condizioni micro-ambientali favorevoli al loro sviluppo.

Data la notevole estensione in pianta dei vari corpi di fabbrica e la densità degli elementi strutturali verticali in direzione longitudinale, le fondazioni, in cemento armato, sono state previste con travi rovesce principali disposte in quella direzione, intersecate da travi trasversali disposte a passo doppio rispetto a quello dei telai trasversali. Queste ultime saranno, poi, opportunamente stabilizzate da una trave longitudinale continua disposta a metà della loro luce.



SEZIONE A-A

SEZIONE B-B



Stralcio pianta delle fondazioni e sezioni travi

3. Normativa di riferimento

Per il proporzionamento e la verifica della struttura ci si è riferiti alle nuove norme tecniche, D.M. 17-02-2018 (NTC 2018), entrate in vigore il 22-03-2018, oltre alle altre norme vigenti, come riportato di seguito:

<i>Legge n.1086 del 05/11/1971</i>	Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale precompresso ed a strutture metalliche
<i>Legge n.64 del 02/02/1974</i>	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
<i>D.M. 14/01/2008</i>	Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
<i>Circ. Ministeriale 2-2-2009 n.617</i>	Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14-01-2009
<i>CNR DT206-2008</i>	Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno.
<i>Norme tecniche C.N.R. n. 10011/88</i>	Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
<i>UNI EN 1992 -1-1Eurocodice 2</i>	Progettazione delle strutture in cemento armato – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1998-1 Eurocodice 8

Progettazione di
strutture in zona
sismica – Parte 1:
Regole generali, Azioni
sismiche e regole per gli
edifici.

UNI EN 1993-1 Eurocodice 3

Progettazione delle
strutture in acciaio –
Parte 1: Regole generali
e regole per gli edifici.

UNI EN 1995-1-1 Eurocodice 5

Progettazione delle
strutture di legno –
Parte 1-1: Regole
generali e regole per gli
edifici.

4. Azioni sulla costruzione

Per le azioni da considerare e le loro combinazioni si fa riferimento al cap.3 delle NTC 2018, come riportato nel seguito.

4.1 Combinazioni delle azioni e coefficienti parziali di sicurezza

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

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{0,2}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{0,3}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{0,2}Q_{k2} + \psi_{0,3}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{1,1}Q_{k1} + \psi_{2,2}Q_{k2} + \psi_{2,3}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2,1}Q_{k1} + \psi_{2,2}Q_{k2} + \psi_{2,3}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{2,1}Q_{k1} + \psi_{2,2}Q_{k2} + \psi_{2,3}Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza in relazione agli stati limite ultimi sono i seguenti:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

dove:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti di combinazione sono invece:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0,j}$	$\Psi_{1,j}$	$\Psi_{2,j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

4.2 Azioni gravitazionali

Di seguito si riportano i valori dei pesi per unità di volume dei materiali strutturali utilizzati (G_1):

Materiali	Peso per unità di volume $\rho = kN/m^3$
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25.0
Acciaio	78.5
Legno Lamellare	4.2

I pesi propri non strutturali G_2 , sono i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro.

Essi verranno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. In particolare:

- carichi verticali uniformemente distribuiti $q_k [kN/m^2]$
- carichi verticali concentrati $Q_k [kN]$

- carichi orizzontali lineari

 H_k [kN/m]

I valori dei carichi variabili sono riportati nella tabella seguente:

Categoria	Ambienti	q_k kN/m ²	Q_k kN	H_k kN/m
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2.00	2.00	1.00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2.00 3.00	2.00 2.00	1.00 1.00
	Ambienti suscettibili di affollamento. Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3.00	2.00	1.00
C	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	4.00 5.00	4.00 5.00	2.00 3.00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4.00 5.00	4.00 5.00	2.00 2.00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6.00 --	6.00 --	1.00 --
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2.5 --	2x 10.00 --	1.00 --
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0.50 --	1.20 secondo categoria di appartenenza --	1.00 --

4.3 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A**) in relazione ad un certo periodo di ritorno T_r (funzione dello stato limite considerato), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$ (funzione del periodo di vibrazione fondamentale della struttura), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R .

La relazione tra il periodo di ritorno e la probabilità di eccedenza, in funzione del periodo di riferimento è la seguente:

$$T_r = V_R / \log_n(1 - P_{V_R})$$

essendo:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera strutturale, cioè il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e C_U è un coefficiente relativo alla classe d'uso della costruzione.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per ciascuno degli stati limite da considerare, sono le seguenti:

Stati Limite		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

mentre la vita nominale risulta dalla tabella seguente:

	Tipi di Costruzione	Vita Nominale $V_N = \text{anni}$
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Di seguito, invece, la definizione delle classi d'uso e dei corrispondenti coefficienti C_U :

		Coefficiente d'uso C_U
Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0.7
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.	1.0
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.	1.5
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.	2.0

Gli stati limite da considerare nel progetto sismico della struttura sono così definiti:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per il calcolo dell'accelerazione di progetto occorre anche considerare la categoria di sottosuolo e la categoria topografica, come riportato nelle tabelle seguenti.

Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<u>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</u> caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</u> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</u> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$, compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<u>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<u>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</u> , posti sul substrato di riferimento (con $V_S > 800$ m/s).

Condizione topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

L'accelerazione da considerare agente sulla struttura si ottiene, in funzione del periodo, mediante l'ordinata spettrale, che si ricava dallo spettro elastico delle accelerazioni, definito dalle seguenti formule:

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D < T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

dove:

$S = S_S \cdot S_T$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$ è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, (valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione)

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante,

$T_B = T_C/3$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante

$T_B = 4.0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right) + 1.6$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante

Nel caso specifico si ha:

- vita nominale: $V_N = 50$ anni,
- classe d'uso: III $\rightarrow C_U = 1.5$
- periodo di riferimento: $V_R = 75$ anni
- categoria di sottosuolo: C
- categoria topografica: T1

Per quanto riguarda i parametri di pericolosità sismica, essi sono funzione della posizione geografica dell'opera:

- Comune di Palermo (PA) - Via Galletti: Lat.38.087262°
Long.13.433452°

e risultano, per i diversi stati limite, i seguenti:

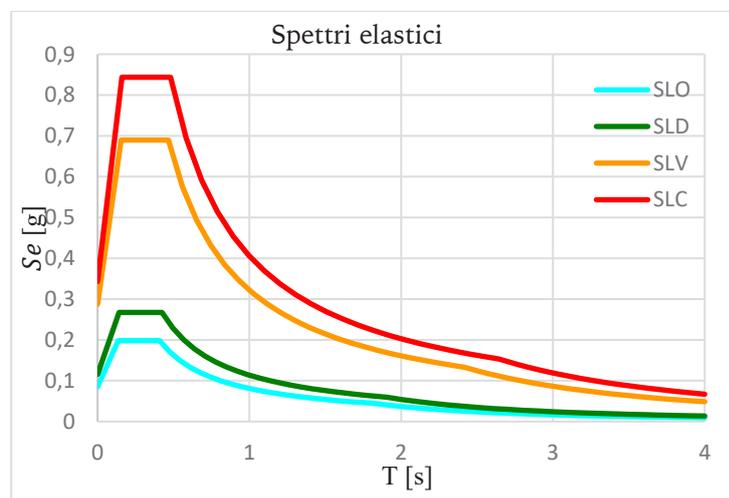
	T_r [anni]	a_g/g	F_0	T_C^* [s]
SLO	45	0.058	2.339	0.246
SLD	75	0.078	2.315	0.261
SLV	712	0.204	2.378	0.301
SLC	1462	0.261	2.419	0.314

mentre i coefficienti relativi al terreno di fondazione sono i seguenti:

categoria di sottosuolo	S_S	C_C
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right) \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$

categoria topografica	S_T
T1	1.0

Pertanto gli spettri di risposta elastici per i diversi stati limite sono quelli riportati in figura



La capacità dissipativa della struttura può essere messa in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato delle proprietà “plastiche”, della sua sovra-resistenza e dell’incremento del periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Quindi, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è quello

elastico ridotto mediante la sostituzione del coefficiente η con il coefficiente $1/q$, essendo q il fattore di struttura:

$0 \leq T < T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D < T$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Il valore del fattore di struttura q , da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e porta in conto le non linearità di materiale. Esso si calcola tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza

Per il rapporto α_u/α_1 , si possono adottare i valori specifici indicati per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni in legno il valore da considerare è pari ad 1.

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno possono essere assegnati alla CD "A" o CD "B", come riportato nella tabella riportata nel seguito.

Nel caso specifico in oggetto, in direzione trasversale sono presenti telai iperstatici con connessioni con elementi metallici a gambo cilindrico a bassa dissipazione, per cui si adotta il fattore di struttura q_0 pari a 2.5. In direzione longitudinale, invece la tipologia strutturale è tale da non presentare connessioni dissipative (essendo le colonne inflesse continue lungo tutta l'altezza della costruzione), per cui si

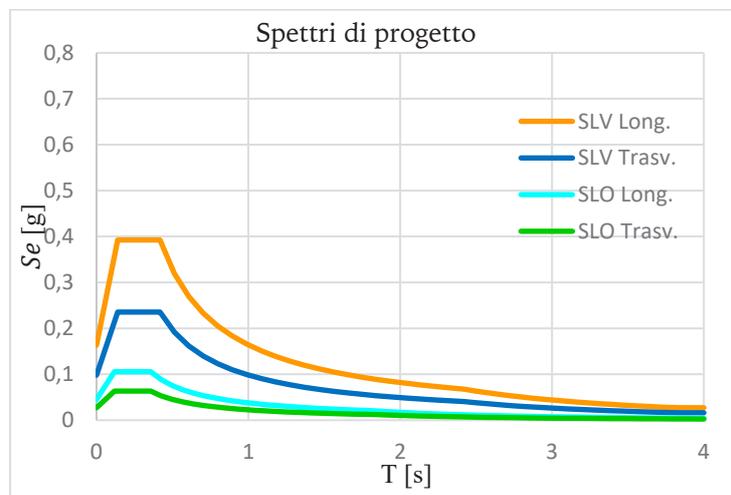
considera una struttura con scarsa capacità di dissipazione energetica e si adotta, di conseguenza, il fattore di struttura q_0 pari ad 1.5.

Classe		q_0	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3.0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4.0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni
		5.0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2.0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismoresistente) in legno e tamponature non portanti Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni
		2.5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni

Essendo poi la struttura dei vari corpi regolare in altezza si ha $K_r = 1$, per cui i valori del fattore di struttura utilizzati nel progetto della costruzione sono i seguenti:

- direzione trasversale: $q_x = q_{0x} \times K_r = 2.5$
- direzione longitudinale: $q_y = q_{0y} \times K_r = 1.5$

Di conseguenza gli spettri di progetto delle accelerazioni per gli stati limite SLV e SLO (che interessano per il progetto delle scuole) validi nelle due direzioni (trasversale e longitudinale) sono quelli riportati in figura.



4.4 Azioni del vento

Le azioni del vento si calcolano in funzione della velocità di riferimento v_b , che è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per} \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

essendo:

a_s l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m/s ²]	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020



La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = p_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

essendo

p_b la pressione cinetica di riferimento

$$p_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

ρ la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3

v_b la velocità di riferimento del vento (in m/s)

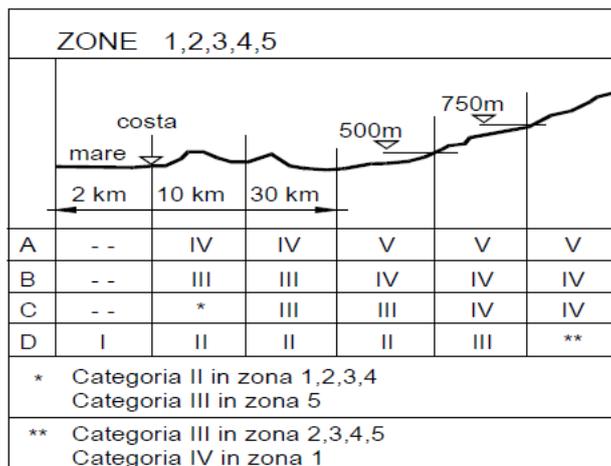
c_e il coefficiente di esposizione, che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

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

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

c_t il coefficiente di topografia, che si pone pari a 1

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

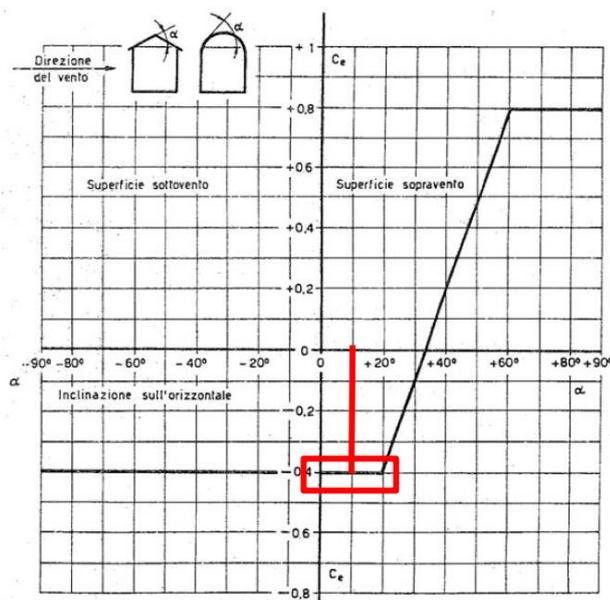


Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
VI	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

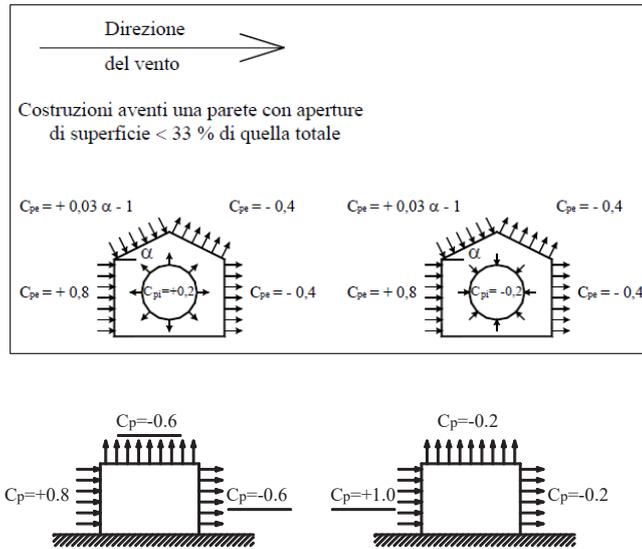
c_d Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativa ente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali,

c_p il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Per gli edifici a pianta rettangolare con coperture piane per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni. Per la valutazione della pressione esterna si assumerà:



Per la valutazione della pressione interna si assumerà:



Pertanto, prendendo in considerazione i seguenti valori:

$$\begin{aligned}
 a_s &= 34 \text{ m} & a_0 &= 500 \text{ m} & k_a &= 0.020 \text{ 1/s} & \rho &= 1.25 \text{ kg/m}^3 \\
 k_r &= 0.19 & z_0 &= 0.05 \text{ m} & z_{min} &= 4 \text{ m} & z_{tot} &= 9 \text{ m} \\
 c_e &= 2.29 z < z_{min} & c_d &= 1 & v_{b,0} &= v_b = 28 \text{ m/s} & q_b &= 490 \text{ N/m}^2 \\
 c_{p1} &= +1.0 & c_{p2} &= -0.6 & c_{p3} &= -0.6 & & \\
 \text{si ottiene:} & & p_1 &= 1.12 \text{ kN/m}^2 & p_2 &= -0.67 \text{ kN/m}^2 & & \\
 & & p_3 &= -0.67 \text{ kN/m}^2 & & & &
 \end{aligned}$$

4.4 Azioni della neve

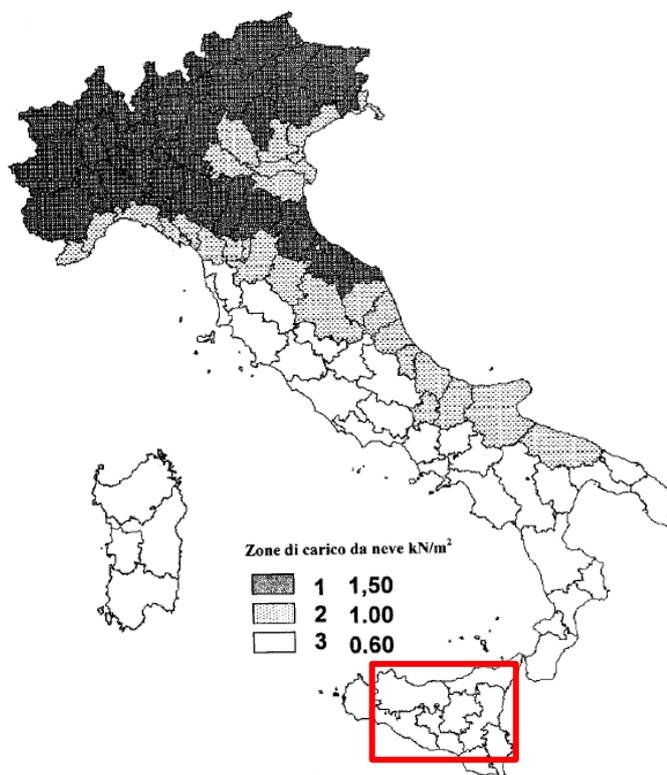
Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato mediante la seguente espressione:

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

dove

- q_s è il carico neve sulla copertura.
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo kN/m^2 Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura è espresso in funzione dell'angolo α espresso in gradi, rispetto all'orizzontale, esso è assunto conformemente alla seguente tabella

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0.8	$0.8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0.0



C_E è il coefficiente di esposizione che può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. I valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono quelli riportati in tabella

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

C_t è il coefficiente termico che può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$

Assumendo, quindi, i seguenti valori:

$$\begin{array}{ll} a_s = 34 \text{ m} & \alpha = 0^\circ \\ \mu_i = 0.8 & q_{sk} = 0.60 \\ C_E = 0.9 & C_t = 1 \end{array}$$

si ottiene:

$$q_s = 0.432 \text{ kN/m}^2$$

5. Il calcolo e la verifica della struttura per i carichi verticali

5.1 Analisi dei carichi unitari

I carichi unitari considerati per la struttura in oggetto sono i seguenti:

A) Solai intermedi

I carichi permanenti strutturali G_1 valgono:

- Tavolato Xlam spessore 57 mm (abete):

$$4.20 \times 0.057 = 0.24 \rightarrow 0.25 \text{ kN/m}^2$$

Il peso proprio strutturale risulta pari a: $G_1 = 0.25 \text{ kN/m}^2$

I carichi permanenti non strutturali G_2 valgono:

- Isolante Acustico contro il rumore da calpestio

$$0.60 \text{ kN/m}^2$$

- Massetto sottopavimento 6 cm,

$$14 \times 0.06 = 0.84 \rightarrow 0.84 \text{ kN/m}^2$$

- Pavimento in gres porcellanato 1.5 cm

$$13 \times 0.015 = 0.195 \rightarrow 0.20 \text{ kN/m}^2$$

- Controsoffitto

$$0.20 \text{ kN/m}^2$$

- Incidenza Impianti

$$0.20 \text{ kN/m}^2$$

- Arredi/Pareti/Divisori

$$1.00 \text{ kN/m}^2$$

Il peso proprio non strutturale si assume pari a: $G_2 = 3.05 \text{ kN/m}^2$

I carichi variabili Q_k valgono:

- Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole 3 kN/m^2

$$Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Quindi, combinando le azioni attraverso gli opportuni coefficienti si ha:

$$\text{SLU} \quad 1.3 \times 0.25 + 1.5 \times 3.05 + 1.5 \times 3.0 = 9.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{SLE - Rara} \quad 1.0 \times 0.25 + 1.0 \times 3.05 + 1.0 \times 3.0 = 6.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{SLE - Q.P.} \quad 1.0 \times 0.25 + 1.0 \times 3.05 + 0.6 \times 3.0 = 5.10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Cond.Sismica} \quad 1.0 \times 0.25 + 1.0 \times 3.05 + 0.6 \times 1.0 \times 3.0 = 5.10 \text{ kN/m}^2$$

B) Solai di copertura

I carichi permanenti strutturali G_1 valgono:

- Tavolato Xlam spessore 57 mm (abete)

$$4.20 \times 0.057 = 0.24 \rightarrow 0.25 \text{ kN/m}^2$$

Il peso proprio strutturale risulta pari a: $G_1 = 0.25 \text{ kN/m}^2$

I carichi permanenti non strutturali G_2 valgono:

- Isolante in EPS 0.10 kN/m²
- Massetto delle pendenze s medio 8 cm
 $8 \times 0.08 = 0.64 \rightarrow$ 0.65 kN/m²
- Impermeabilizzazione 0.10 kN/m²
- Controsoffitto 0.20 kN/m²
- Incidenza Impianti 0.20 kN/m²
- Ghiaia di copertura 6 cm $9 \times 0.06 = 0.54 \rightarrow$ 0.55 kN/m²

Infine il peso proprio non strutturale risulta pari a: **$G_2 = 1.80 \text{ kN/m}^2$**

I carichi variabili Q_k valgono:

- Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione 0.50 kN/m²
- Azioni variabili del vento 0.67 kN/m²
- Azioni variabili della neve $0.432 \rightarrow$ 0.44 kN/m²

A vantaggio, il carico variabile in copertura viene assunto pari a:

$$Q_k = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Quindi, combinando le azioni attraverso gli opportuni coefficienti si ha:

SLU	$1.3 \times 0.25 + 1.5 \times 1.8 + 1.5 \times 1.0 =$	4.53 kN/m^2
SLE - Rara	$1.0 \times 0.25 + 1.0 \times 1.8 + 1.0 \times 1.0 =$	3.05 kN/m^2
SLE - Q.P.	$1.0 \times 0.25 + 1.0 \times 1.8 + 0.0 \times 1.0 =$	2.05 kN/m^2
Cond.Sismica	$1.0 \times 0.25 + 1.0 \times 1.8 + 0.0 \times 1.0 \times 1.0 =$	2.05 kN/m^2

C) Travi a parete piena

- Travi impalcato intermedio: $2 \times (0.15 \times 0.6) \times 4.2 = 0.76 \text{ kN/m}$

Quindi, applicando gli opportuni coefficienti, per le varie combinazioni si ha:

SLU	1.3×0.76	=	0.99 kN/m
SLE - Rara	1.0×0.76	=	0.76 kN/m
SLE - Q.P.	1.0×0.76	=	0.76 kN/m
Cond Sismica	1.0×0.76	=	0.76 kN/m

- Travi impalcato di copertura: $2 \times (0.15 \times 0.5) \times 4.2 = 0.63 \text{ kN/m}$

Quindi, applicando gli opportuni coefficienti, per le varie combinazioni si ha:

SLU	1.3×0.63	=	0.82 kN/m
SLE - Rara	1.0×0.63	=	0.63 kN/m
SLE - Q.P.	1.0×0.63	=	0.63 kN/m
Cond Sismica	1.0×0.63	=	0.63 kN/m

D) Travi reticolari

$$\begin{aligned} \text{Correnti superiori ed inferiori: } & 2 \times (0.25 \times 0.1) \times 4.2 & = & 0.21 \text{ kN/m} \\ \text{Diagonali:} & 2 \times (1.6 \times 1.41) \times 0.0355 & = & 0.16 \text{ kN/m} \\ & & & \mathbf{0.37 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

Quindi, applicando gli opportuni coefficienti e incrementando del 10% per tener conto degli elementi di connessione in acciaio, per le varie combinazioni si ha:

$$\begin{aligned} \text{SLU} & 1.1 \times 1.3 \times 0.37 & = & 0.53 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Rara} & 1.1 \times 1.0 \times 0.37 & = & 0.41 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Q.P.} & 1.1 \times 1.0 \times 0.37 & = & 0.41 \text{ kN/m} \\ \text{Cond. Sismica} & 1.1 \times 1.0 \times 0.37 & = & 0.41 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

E) Pilastri

$$\text{Pilastri in legno lamellare: } 0.15 \times 0.4 \times 4.2 = \mathbf{0.25 \text{ kN/m}}$$

Quindi, applicando gli opportuni coefficienti, per le varie combinazioni si ha:

$$\begin{aligned} \text{SLU} & 1.3 \times 0.25 & = & 0.33 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Rara} & 1.0 \times 0.25 & = & 0.25 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Q.P.} & 1.0 \times 0.25 & = & 0.25 \text{ kN/m} \\ \text{Cond. Sismica} & 1.0 \times 0.25 & = & 0.25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.2 Analisi dei carichi sulle travi

- Travi trasversali a parete piena

Travi impalcato intermedio:

$$\begin{aligned} \text{SLU} & 9.40 \times 1.6 + 0.99 & = & 16.03 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Rara} & 6.30 \times 1.6 + 0.76 & = & 10.84 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Q.P.} & 5.10 \times 1.6 + 0.76 & = & 8.92 \text{ kN/m} \\ \text{Cond. Sismica} & 5.10 \times 1.6 + 0.76 & = & 8.92 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Travi impalcato di copertura:

$$\begin{aligned} \text{SLU} & 4.53 \times 1.6 + 0.82 & = & 8.07 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Rara} & 3.05 \times 1.6 + 0.63 & = & 5.51 \text{ kN/m} \\ \text{SLE - Q.P.} & 2.05 \times 1.6 + 0.63 & = & 3.91 \text{ kN/m} \\ \text{Cond. Sismica} & 2.05 \times 1.6 + 0.63 & = & 3.91 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.3 Analisi dei carichi sui pilastri

Procedendo per aree di influenza risulta quanto segue:

Pilastri corpo a due livelli

Secondo ordine (superiore):

SLU

$$8.07 \times 9.5/2 + 1.5 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.33 = 50.07 \text{ kN/m}$$

SLE - Rara

$$5.51 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 4.13 \text{ kN/m}$$

SLE - Q.P.

$$3.91 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 26.53 \text{ kN/m}$$

Cond.Sismica

$$3.91 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 26.53 \text{ kN/m}$$

Primo ordine (inferiore)

SLU

$$16.03 \times 9.5/2 + 1.5 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.33 = 87.88 \text{ kN/m}$$

SLE - Rara

$$10.84 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 59.44 \text{ kN/m}$$

SLE - Q.P.

$$8.92 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 50.33 \text{ kN/m}$$

Cond.Sismica

$$8.92 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 50.33 \text{ kN/m}$$

Totale alla base dei pilastri

SLU

$$50.07 + 87.88 = 137.95 \text{ kN/m}$$

SLE - Rara

$$4.13 + 59.44 = 93.57 \text{ kN/m}$$

SLE - Q.P.

$$26.53 + 50.33 = 76.86 \text{ kN/m}$$

Cond.Sismica

$$26.53 + 50.33 = 76.86 \text{ kN/m}$$

Pilastri corpo ad un livello

SLU

$$8.07 \times 9.5/2 + 1.5 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.33 = 50.07 \text{ kN/m}$$

SLE - Rara

$$5.51 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 4.13 \text{ kN/m}$$

SLE - Q.P.

$$3.91 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 26.53 \text{ kN/m}$$

Cond.Sismica

$$3.91 \times 9.5/2 + 1.0 \times 1.0 \times 4.3 \times 1.6 + 4.3 \times 0.25 = 26.53 \text{ kN/m}$$

5.4 Modello strutturale e determinazione delle caratteristiche della sollecitazione

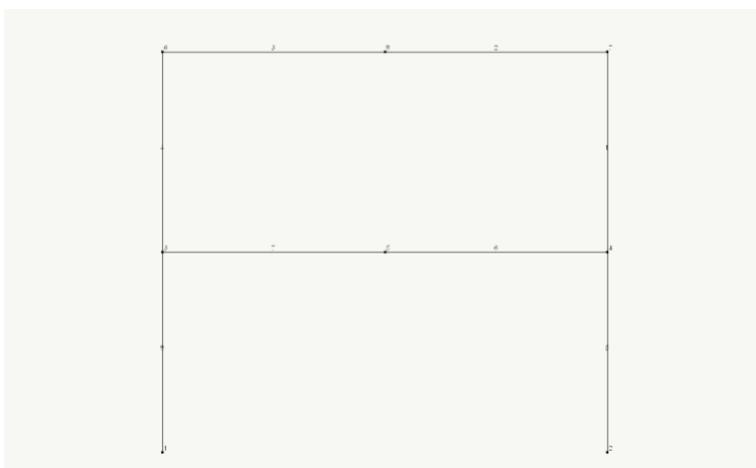
Per l'azione dei soli carichi verticali, non è necessario utilizzare un modello globale spaziale, in quanto, a meno di alcune situazioni particolari (zone d'angolo tra i diversi corpi), le strutture portanti i carichi verticali sono costituite, in pratica, dai soli telai trasversali, che si susseguono ad un passo costante con travi (corpo per corpo) aventi sempre la stessa luce e lo stesso carico verticale. Quindi, in questa sede, per il proporzionamento della struttura, ci si può riferire ai soli "Telai trasversali", trascurando le interazioni con gli altri elementi, che sono chiaramente trascurabili, e analizzando quelli di luce maggiore.

Si noti che nel calcolo del telaio si è tenuto opportunamente conto della deformabilità dei collegamenti (nodi trave-pilastro semirigidi), valutata come da Istruzioni CNR DT 206 / 2008.

Nelle figure seguenti sono riportati gli schemi strutturali del telaio trasversale considerato, nelle due situazioni di un solo livello e di due livelli.



Modello di calcolo del Telaio Trasversale ad un piano



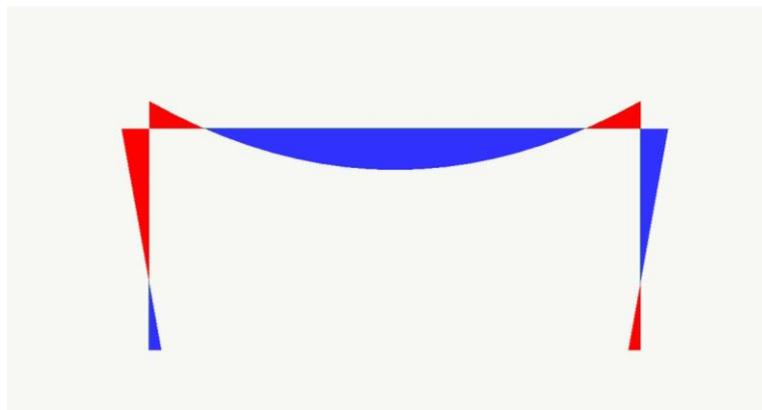
Modello di calcolo del Telaio Trasversale a due piani

Gli schemi sono stati caricati con le combinazioni di azioni previste dalle norme. In particolare:

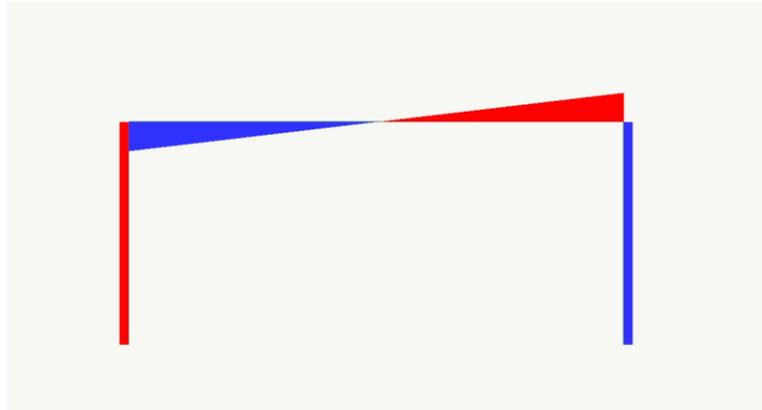
- per le verifiche di resistenza allo SLU, la combinazione fondamentale, ottenuta incrementando opportunamente i carichi fissi e quelli accidentali con i coefficienti γ_g e γ_q (vedi par. 5.1);
- per le verifiche di resistenza allo SLE, la combinazione caratteristica (rara), nella quale i carichi fissi e quelli accidentali compaiono al loro valore caratteristico, senza incrementi (vedi par.5.1).

La determinazione delle caratteristiche della sollecitazione, per lo schema allo SLU, e delle deformazioni, per lo schema allo SLE, è stata effettuata risolvendo i corrispondenti schemi strutturali con il ben noto programma agli elementi finiti Nolian – All in One – EWS 47 della Softing – Roma, la cui affidabilità è ampiamente riconosciuta.

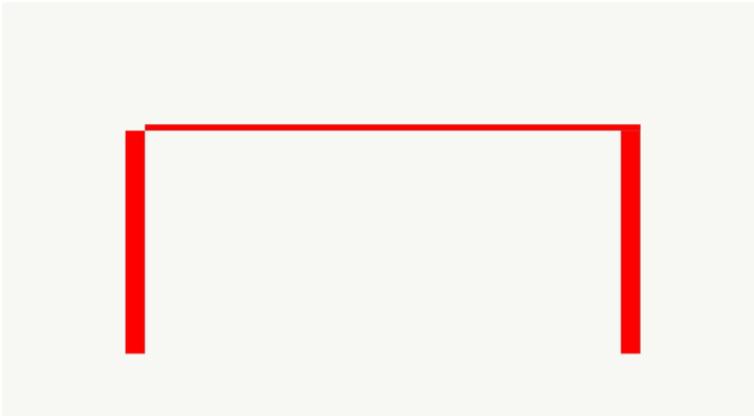
Nelle figure seguenti sono riportati, per il telaio trasversale tipico sia dei corpi ad un piano che per quelli a due piani, i diagrammi del momento flettente, del taglio e dello sforzo normale relativi alle condizioni di carico allo SLU e, a seguire, la deformata elastica relativa alla condizione di carico allo SLE.



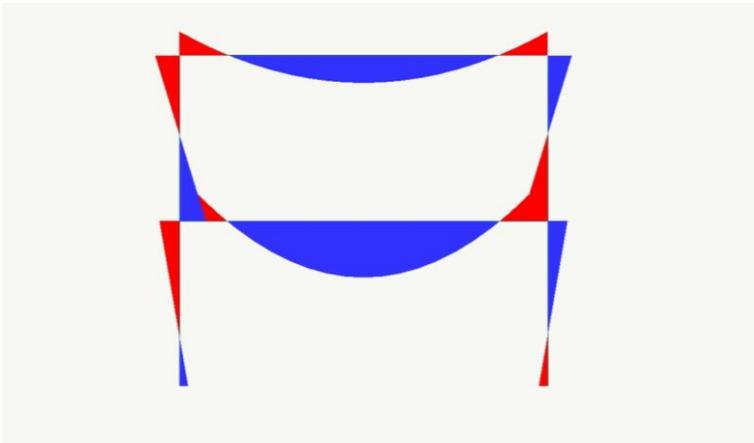
Telaio trasversale ad un piano: diagramma dei Momenti Flettenti (SLU)



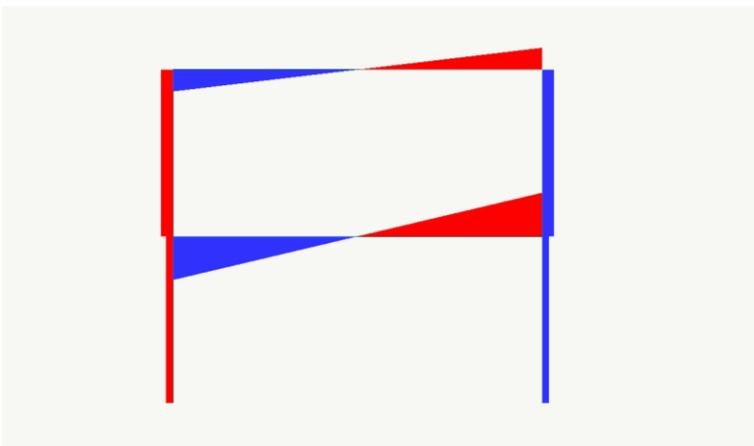
Telaio trasversale ad un piano: diagramma del Taglio (SLU)



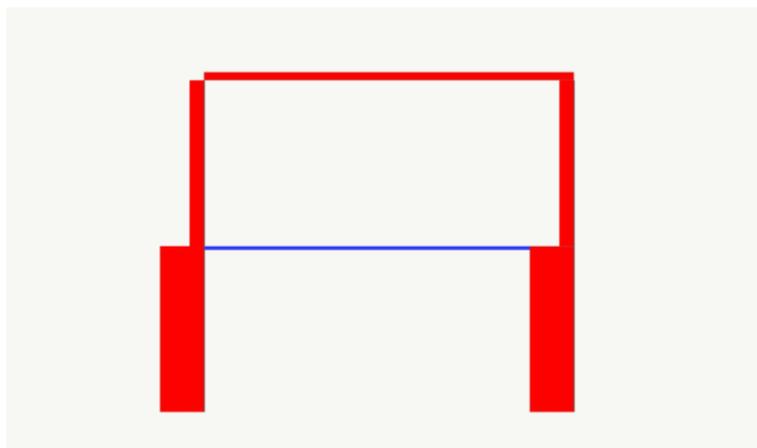
Telaio trasversale ad un piano: diagramma degli Sforzi Normali (SLU)



Telaio trasversale a due piani: diagramma dei Momenti Flettenti (SLU)



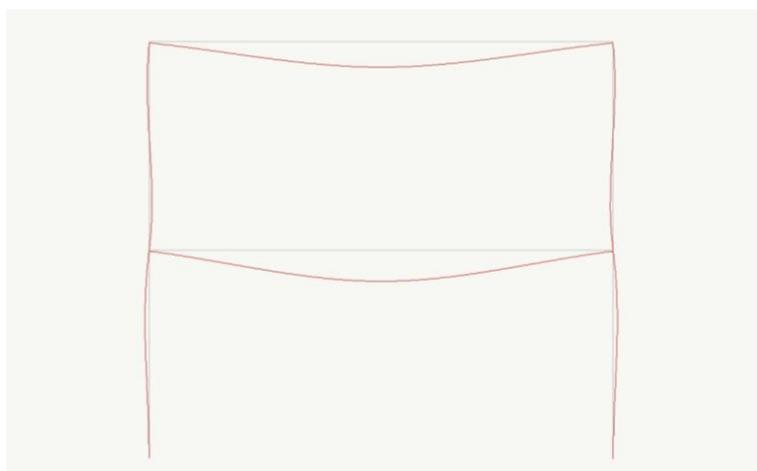
Telaio trasversale a due piani: diagramma del Taglio (SLU)



Telaio trasversale a due piani: diagramma degli Sforzi Normali (SLU)



Telaio trasversale ad un piano: deformata (SLE - Rara)



Telaio trasversale a due piani: deformata (SLE - Rara)

5.5 Verifica degli elementi strutturali

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza (SLU) e di deformabilità (SLE) per gli elementi strutturali principali (travi e pilastri), in relazione all'azione dei carichi verticali.

Per quanto riguarda il materiale legno, si è previsto di utilizzare, per le travi e gli elementi strutturali secondari, il legno lamellare di abete rosso, di classe GL24h e per le colonne, il legno lamellare di larice, di classe GL28h. Le caratteristiche di tali materiali (EN 1194) sono quelle riportate di seguito:

RESISTENZE [MPa]		GL24h	GL28h
Flessione	$f_{m,k}$	24	28
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,o,k}$	16.5	19.5
Trazione perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	0.40	0.45
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,o,k}$	24.0	26.5
Compressione perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	2.7	3.0
Taglio	$f_{v,k}$	2.7	3.2
MODULI ELASTICI [GPA]			
Medio parallelo alle fibre	$E_{o,mean}$	11.6	12.6
Caratteristico parallelo alle fibre	$E_{o,k}$	9.4	10.2
Medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.39	0.42
Medio di taglio	G_{mean}	0.72	0.78
MASSA VOLUMICA CARATTERISTICA [kg/m ³]	ρ_k	380	410

Per quanto riguarda i coefficienti modificatori della resistenza (k_{mod}), in relazione alla classe di servizio ed alle classi di durata del carico, si utilizzano i seguenti valori:

Strutture protette (travi ed elementi secondari) – Classe di servizio 1				
Classe di durata del carico				
Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
0.60	0.70	0.80	0.90	1.10

Strutture in parte esposte (colonne) – Classe di servizio 2				
Classe di durata del carico				
Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
0.60	0.70	0.80	0.90	1.10

Invece, per quanto riguarda i coefficienti di deformabilità (k_{def}), che tengono conto dell'aumento di deformabilità nel tempo per effetto viscoso, in relazione alla classe di servizio (contenuto di umidità del materiale) si utilizzano i seguenti valori:

- strutture protette (travi ed elementi secondari) – Classe di servizio 1: $k_{def} = 0.6$
- strutture in parte esposte (colonne) – Classe di servizio 2: $k_{def} = 0.8$

In accordo alle norme vigenti, per il coefficiente di sicurezza parziale per le proprietà dei materiali si adotta il seguente valore (valido per il legno lamellare incollato): $\gamma_m = 1.45$

- VERIFICA DI RESISTENZA DELLE TRAVI E DELLE COLONNE (SLU)

Trave livello inferiore (corpi a due piani) – sez. (2x15) x 60 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 24 \times 0.8 / 1.45 = 13.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 2.7 \times 0.8 / 1.45 = 1.49 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max (\text{campata})} = 99.8 \text{ kNm} \quad V_{\max (\text{appoggio})} = 76.1 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$\sigma_{m,d} = M_{\max} / W_{\text{trave}} = 998000 / (30 \times 60^2 / 6) = 55.4 \text{ kg/cm}^2 = 5.5 \text{ MPa} < f_{md}$$

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 7610 / (30 \times 60) = 6.3 \text{ kg/cm}^2 = 0.63 \text{ MPa} < f_{vd}$$

Trave livello superiore (corpi a due piani) – sez. (2x15) x 50 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 24 \times 0.8 / 1.45 = 13.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 2.7 \times 0.8 / 1.45 = 1.49 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max (\text{campata})} = 48.6 \text{ kNm} \quad V_{\max (\text{appoggio})} = 38.3 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$\sigma_{m,d} = M_{\max} / W_{\text{trave}} = 486000 / (30 \times 50^2 / 6) = 38.9 \text{ kg/cm}^2 = 3.9 \text{ MPa} < f_{md}$$

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 3830 / (30 \times 50) = 3.8 \text{ kg/cm}^2 = 0.38 \text{ MPa} < f_{vd}$$

Trave (corpi ad un piano) – sez. (2x15) x 50 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 24 \times 0.8 / 1.45 = 13.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 2.7 \times 0.8 / 1.45 = 1.49 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max (\text{campata})} = 54.5 \text{ kNm} \quad V_{\max (\text{appoggio})} = 38.3 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{\text{trave}} = 545000 / (30 \times 50^2 / 6) = 43.6 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 4.4 \text{ MPa} < f_{md}\end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 38300 / (30 \times 50) = 3.8 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.38 \text{ MPa} < f_{vd}\end{aligned}$$

Colonna livello superiore (corpi a due piani) – sez. 15 x 40 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 28 \times 0.8 / 1.45 = 15.4 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{c,o,d} = f_{c,o,k} \times k_{mod} / \gamma_m = 26.5 \times 0.8 / 1.45 = 14.6 \text{ MPa (resistenza a compressione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 3.2 \times 0.8 / 1.45 = 1.76 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max} = 46.4 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 46.0 \text{ kN} \quad V_{\max} = 20.7 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,o,d} &= N_{\max} / A_{\text{trave}} = 4600 / (15 \times 40) = 7.67 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.77 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{\text{trave}} = 464000 / (15 \times 40^2 / 6) = 116 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 11.6 \text{ MPa} < f_{md}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} / f_{md} + (\sigma_{c,o,d} / f_{c,o,d})^2 &= 11.6 / 15.4 + (0.77 / 14.6)^2 = \\ &= 0.76 < 1.00\end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 2070 / (15 \times 40) = 5.2 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.52 \text{ MPa} < f_{vd}\end{aligned}$$

Colonna livello inferiore (corpi a due piani) – sez. 15 x 40 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 28 \times 0.8 / 1.45 = 15.4 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{c,o,d} = f_{c,o,k} \times k_{mod} / \gamma_m = 26.5 \times 0.8 / 1.45 = 14.6 \text{ MPa (resistenza a compressione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 3.2 \times 0.8 / 1.45 = 1.76 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max} = 34.7 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 137.4 \text{ kN} \quad V_{\max} = 11.6 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,o,d} &= N_{\max} / A_{\text{trave}} = 13740 / (15 \times 40) = 22.9 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 2.29 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{\text{trave}} = 347000 / (15 \times 40^2 / 6) = 86.8 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 8.7 \text{ MPa} < f_{md}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} / f_{md} + (\sigma_{c,o,d} / f_{c,o,d})^2 &= 8.7 / 15.4 + (2.29 / 14.6)^2 = \\ &= 0.59 < 1.00\end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 1160 / (15 \times 40) = 2.9 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.29 \text{ MPa} < f_{vd}\end{aligned}$$

Colonna (corpi ad un piano) – sez. 15 x 40 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 28 \times 0.8 / 1.45 = 15.4 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{c,o,d} = f_{c,o,k} \times k_{mod} / \gamma_m = 26.5 \times 0.8 / 1.45 = 14.6 \text{ MPa (resistenza a compressione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 3.2 \times 0.8 / 1.45 = 1.76 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{max} = 36.5 \text{ kNm} \quad N_{max} = 46.0 \text{ kN} \quad V_{max} = 12.1 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\sigma_{c,o,d} = N_{max} / A_{trave} = 4600 / (15 \times 40) = 7.67 \text{ kg/cm}^2 = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = M_{max} / W_{trave} = 365000 / (15 \times 40^2 / 6) = 91.3 \text{ kg/cm}^2 = 9.1 \text{ MPa} < f_{md}$$

$$\sigma_{m,d} / f_{md} + (\sigma_{c,o,d} / f_{c,o,d})^2 = 9.1 / 15.4 + (0.77 / 14.6)^2 = 0.59 < 1.00$$

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1.5 V_{max} / A_{trave} = 1.5 \times 1210 / (15 \times 40) = 3.0 \text{ kg/cm}^2 = 0.30 \text{ MPa} < f_{vd}$$

- VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DELLE TRAVI

Gli abbassamenti in mezzera delle travi sono stati calcolati nelle seguenti condizioni:

- freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili: $u_{q,ist}$
- freccia istantanea dovuta ai carichi della combinazione rara: $u_{rara,ist}$
- freccia istantanea dovuta ai carichi della combinazione quasi permanente: $u_{qp,ist}$
- freccia differita dovuta ai carichi della combinazione quasi permanente $u_{qp,dif} = u_{qp,ist} \times k_{def}$
- freccia finale (a tempo ∞): $u_{fin} = u_{rara,ist} + u_{qp,dif}$

Trave livello superiore (corpi a due piani) – sez. (2x15) x 60 cm - $k_{def} = 0.6$

$$u_{q,ist} = 0.29 \text{ cm} < L/300 = 950/300 = 3.16 \text{ cm}$$

$$u_{rara,ist} = 1.08 \text{ cm}$$

$$u_{qp,ist} = 0.97 \text{ cm} \quad u_{qp,dif} = u_{qp,ist} \times k_{def} = 0.97 \times 0.6 = 0.582 \text{ cm}$$

$$u_{fin} = u_{rara,ist} + u_{qp,dif} = 1.08 + 0.582 = 1.662 \text{ cm} < L/250 (3.8 \text{ cm})$$

Trave livello inferiore (corpi a due piani) – sez. (2x15) x 60 cm - $k_{def} = 0.6$

$$u_{q,ist} = 0.60 \text{ cm} < L/300 = 950/300 = 3.16 \text{ cm}$$

$$u_{rara,ist} = 1.29 \text{ cm}$$

$$u_{qp,ist} = 1.08 \text{ cm} \quad u_{qp,dif} = u_{qp,ist} \times k_{def} = 1.08 \times 0.6 = 0.648 \text{ cm}$$

$$u_{fin} = u_{rara,ist} + u_{qp,dif} = 1.29 + 0.648 = 1.848 \text{ cm} < L/250 (3.8 \text{ cm})$$

Trave livello superiore (corpi ad un piano) – sez. (2x15) x 60 cm - $k_{def} = 0.6$

$$u_{q,ist} = 0.37 \text{ cm} < L/300 = 950/300 = 3.16 \text{ cm}$$

$$u_{rara,ist} = 1.27 \text{ cm}$$

$$u_{qp,ist} = 1.12 \text{ cm} \quad u_{qp,dif} = u_{qp,ist} \times k_{def} = 1.12 \times 0.6 = 0.672 \text{ cm}$$

$$u_{fin} = u_{rara,ist} + u_{qp,dif} = 1.27 + 0.672 = 1.94 \text{ cm} < L/250 (3.8 \text{ cm})$$

6. Il calcolo e la verifica della struttura per le azioni sismiche

6.1 Valutazione delle azioni sismiche

Le azioni sismiche si determinano con riferimento alla massa strutturale (W).

Pertanto con riferimento al campo tipico relativo ad un telaio trasversale per i corpi di maggiore larghezza, la massa sismica risulta:

- corpo ad un piano – impalcato di copertura:

$$W_{\text{solaio e trave}} = 3.91 \times 9.5 = 37.1 \text{ kN}$$

$$W_{\text{tompagni}} = 2 \times 1.00 \times 1.6 \times 3.0 = 9.6 \text{ kN}$$

$$W_{\text{pilastri}} = 2 \times 0.25 \times 3.0 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\text{Per un totale: } W_{\text{tot}} = 48.2 \text{ kN}$$

- corpo a due piani

– impalcato di copertura:

$$W2_{\text{solaio e trave}} = 3.91 \times 9.5 = 37.1 \text{ kN}$$

$$W2_{\text{tompagni}} = 2 \times 1.00 \times 1.6 \times 3.0 = 9.6 \text{ kN}$$

$$W2_{\text{pilastri}} = 2 \times 0.25 \times 3.0 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\text{Per un totale: } W2_{\text{tot}} = 48.2 \text{ kN}$$

– impalcato intermedio:

$$W1_{\text{solaio e trave}} = 8.92 \times 9.5 = 84.7 \text{ kN}$$

$$W1_{\text{tompagni}} = 2 \times 1.00 \times 1.6 \times 4.3 = 13.8 \text{ kN}$$

$$W1_{\text{pilastri}} = 2 \times 0.25 \times 4.3 = 2.2 \text{ kN}$$

$$\text{Per un totale: } W1_{\text{tot}} = 100.7 \text{ kN}$$

Le forze sismiche sono valutate secondo i criteri dell'analisi statica lineare, per i quali essa è proporzionale alle masse mediante il coefficiente sismico, ottenuto utilizzando i parametri riportati nel par. 4.3, e varia lungo l'altezza dell'edificio con distribuzione triangolare.

Si noti che il periodo proprio della struttura è stato considerato per entrambe le direzioni ortogonali inferiore a T_c , che nel caso specifico è pari a 0.42 s.

Si ha quindi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV):

- direzione trasversale:

$$C_s = a_g \times S_d(T) = 0.204 \times (2.38 \times 1.2 / 2.5) = 0.233$$

- direzione longitudinale:

$$C_s = a_g \times S_d(T) = 0.204 \times (2.38 \times 1.2 / 1.5) = 0.388$$

Pertanto le forze sismiche da considerare sono le seguenti:

- Corpi ad un piano (per un campo corrispondente ad un telaio trasversale):

- in direzione trasversale:

$$F_{hy} = 48.2 \times 0.233 = 11.23 \text{ kN}$$

- in direzione longitudinale:

$$F_{hx} = 48.2 \times 0.388 = 18.70 \text{ kN}$$

- Corpi due piani (per un campo corrispondente ad un telaio trasversale):

- in direzione trasversale:

$$F_{hy} = (48.2 + 100.7) \times 0.233 = 34.69 \text{ kN}$$

che distribuita lungo l'altezza da luogo a:

$$F_{hy2} = 34.69 \times 48.2 \times 8.6 / (48.2 \times 8.6 + 100.7 \times 4.3) = \\ = 34.69 \times 0.49 = 17.0 \text{ kN}$$

$$F_{hy1} = 34.69 \times 100.7 \times 4.3 / (48.2 \times 8.6 + 100.7 \times 4.3) = \\ = 34.69 \times 0.51 = 17.7 \text{ kN}$$

- in direzione longitudinale:

$$F_{hx} = (48.2 + 100.7) \times 0.388 = 57.77 \text{ kN}$$

che distribuita lungo l'altezza da luogo a:

$$F_{hx2} = 57.77 \times 48.2 \times 8.6 / (48.2 \times 8.6 + 100.7 \times 4.3) = \\ = 57.77 \times 0.49 = 28.3 \text{ kN}$$

$$F_{hx1} = 57.77 \times 100.7 \times 4.3 / (48.2 \times 8.6 + 100.7 \times 4.3) = \\ = 57.77 \times 0.51 = 29.4 \text{ kN}$$

Invece per lo stato limite di operatività (SLO) risulta:

- direzione trasversale e direzione longitudinale ($q = 1.0$)

$$C_s = a_g \times S_d(T) = 0.058 \times (2.315 \times 1.2) = 0.161$$

Pertanto le forze sismiche da considerare sono le seguenti:

- Corpi ad un piano (per un campo corrispondente ad un telaio trasversale):

$$F_h = 48.2 \times 0.161 = 7.77 \text{ kN}$$

- Corpi due piani (per un campo corrispondente ad un telaio trasversale):

$$F_h = (48.2 + 100.7) \times 0.161 = 23.97 \text{ kN}$$

che distribuita lungo l'altezza da luogo a:

$$F_{h2} = 23.97 \times 48.2 \times 8.6 / (48.2 \times 8.6 + 100.7 \times 4.3) = \\ = 23.97 \times 0.49 = 11.75 \text{ kN}$$

$$F_{h1} = 23.97 \times 100.7 \times 4.3 / (48.2 \times 8.6 + 100.7 \times 4.3) = \\ = 23.97 \times 0.51 = 12.22 \text{ kN}$$

6.2 Analisi dei carichi verticali (sismici) e combinazioni di carico

I carichi verticali agenti sugli elementi strutturali da considerare per la condizione sismica sono già stati riportati nei precedenti paragrafi 5.1, 5.2 e 5.3, ai quali si rimanda.

6.3 Determinazione delle caratteristiche della sollecitazione

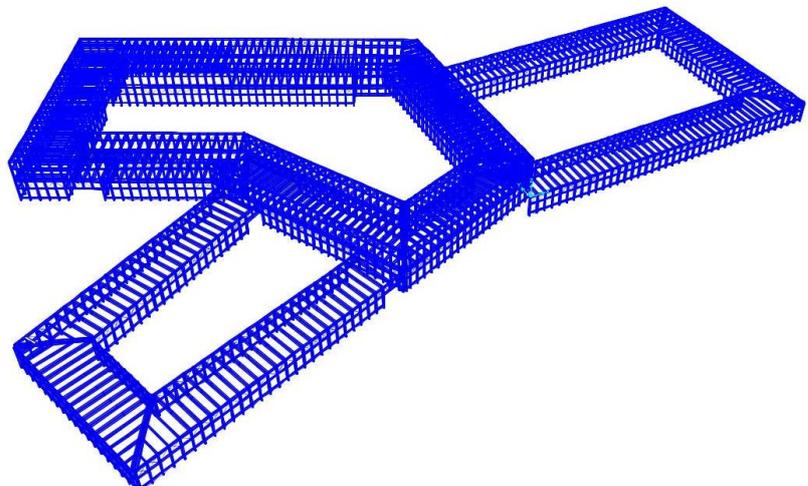
Le caratteristiche della sollecitazione relative alle condizioni sismiche (SLV) sono state determinate adottando un modello globale spaziale della struttura, che tiene opportunamente conto delle separazioni tra i vari corpi ove presenti. Il modello agli elementi finiti è costituito da elementi “beam” che rappresentano opportunamente le travi, le colonne e le travi reticolari longitudinali.

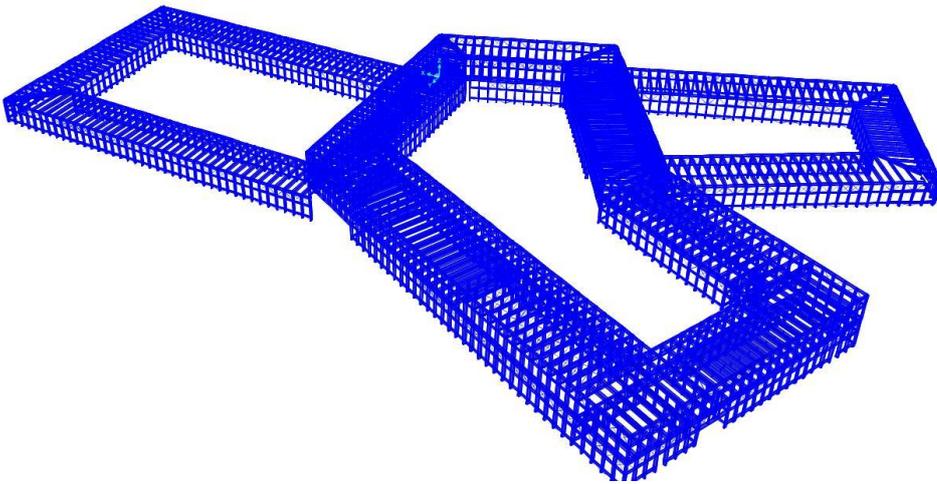
Per le varie parti della struttura si è considerato l’impalcato rigido, applicando le azioni sismiche in corrispondenza dei rispettivi baricentri delle masse.

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

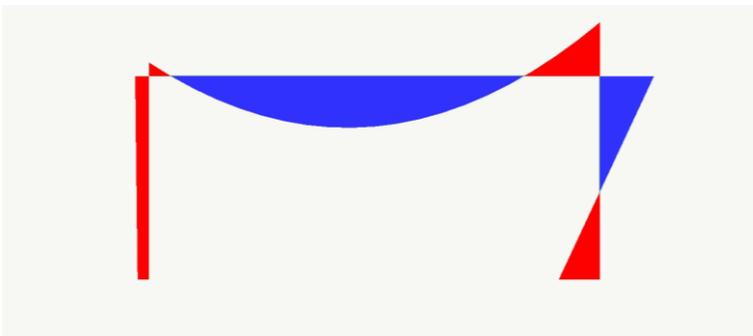
- $F_{s,y} +$: carichi verticali (sismici) e azioni sismiche trasversali agenti in un verso
- $F_{s,y} -$: carichi verticali (sismici) e azioni sismiche trasversali agenti nell’altro verso
- $F_{s,x} +$: carichi verticali (sismici) e azioni sismiche longitudinali agenti in un verso
- $F_{s,x} -$: carichi verticali (sismici) e azioni sismiche longitudinali agenti nell’altro verso

Si è tenuto conto anche delle eccentricità accidentali previste dalle norme. Lo schema strutturale globale è rappresentato unitariamente per tutta la costruzione nelle figure seguenti.

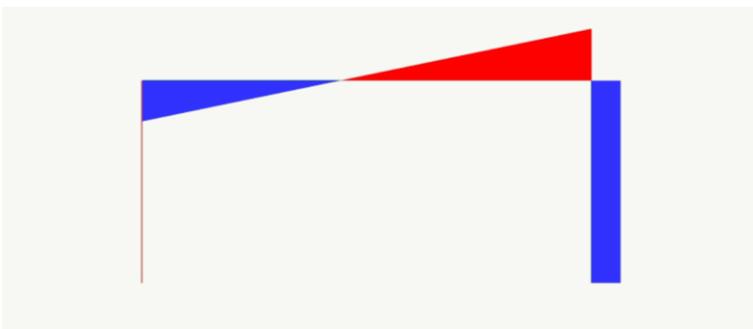




Si noti che la risoluzione del modello di calcolo globale è stata effettuata mediante il ben noto programma agli elementi finiti SAP 2000 v.18 della CSI - USA, la cui affidabilità è ampiamente riconosciuta. A solo titolo esemplificativo si riportano di seguito i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione (M, N, V) relativi ad un telaio trasversale e ad uno longitudinale ad un piano e per i corrispondenti telai a due piani, che si possono considerare tipici per la struttura.



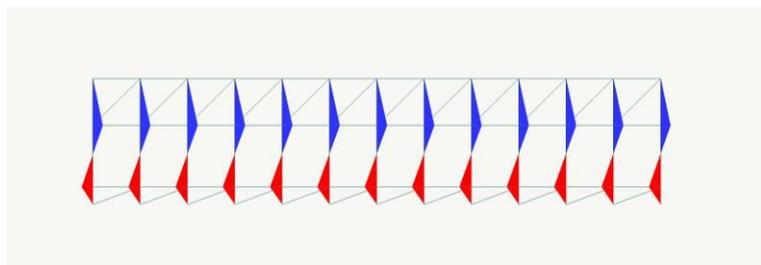
Telaio trasversale ad un piano: diagramma dei Momenti Flettenti
(Cond. Sismica SLV - F_{sy+})



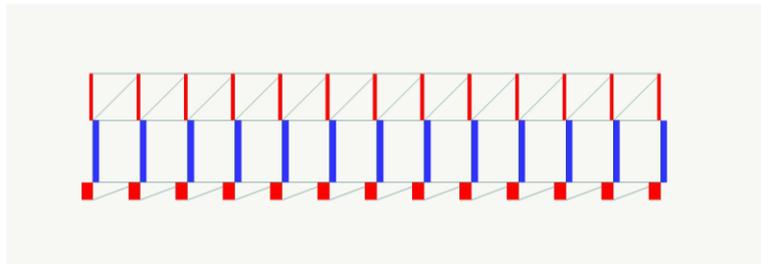
Telaio trasversale ad un piano: diagramma del Taglio
(Cond. Sismica SLV - F_{sy+})



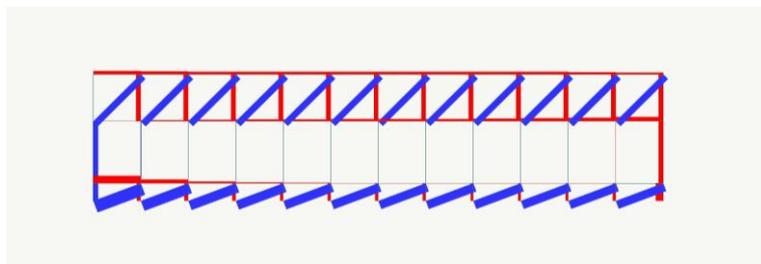
Telaio trasversale ad un piano: diagramma degli Sforzi Normali
(Cond. Sismica SLV - $F_{s,y+}$)



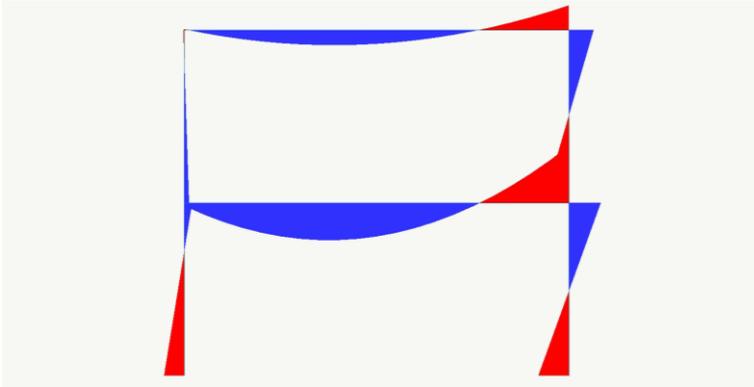
Telaio longitudinale ad un piano: diagramma dei Momenti Flettenti
(Cond. Sismica SLV - $F_{s,x+}$)



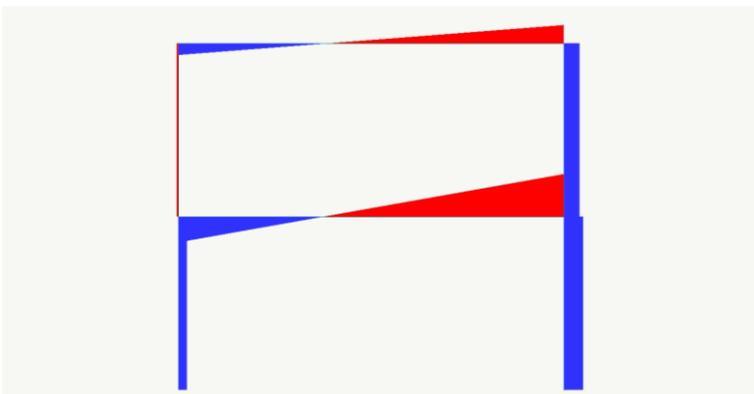
Telaio longitudinale ad un piano: diagramma del Taglio
(Cond. Sismica SLV - $F_{s,x+}$)



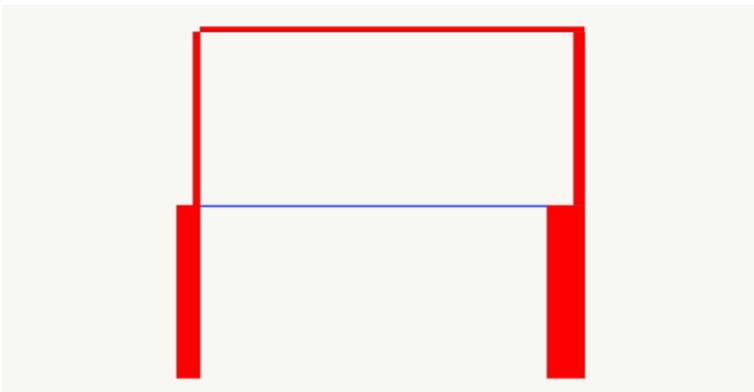
Telaio longitudinale ad un piano: diagramma degli Sforzi Normali
(Cond. Sismica SLV - $F_{s,x+}$)



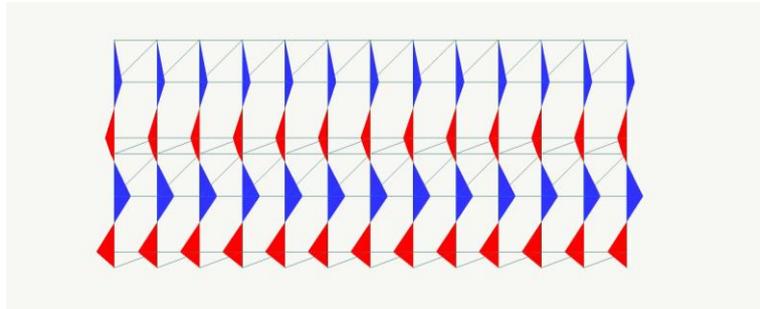
Telaio trasversale a due piani: diagramma dei Momenti Flettenti
(Cond. Sismica SLV - $F_{sy}+$)



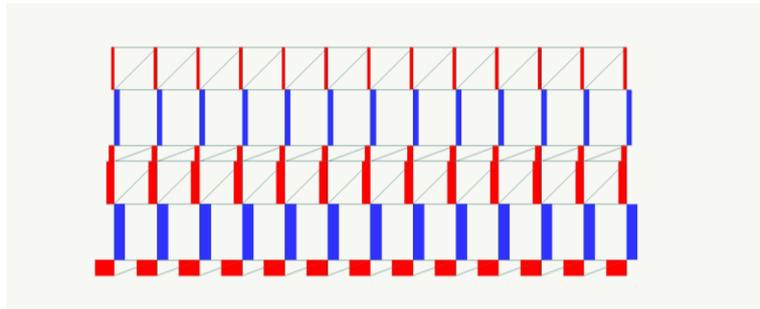
Telaio trasversale a due piani: diagramma del Taglio
(Cond. Sismica SLV - $F_{sy}+$)



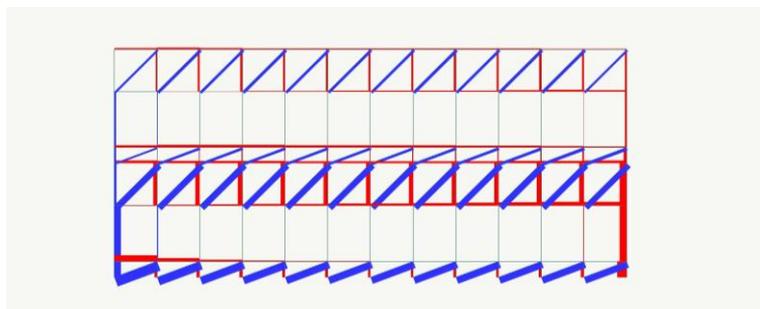
Telaio trasversale a due piani: diagramma degli Sforzi Normali
(Cond. Sismica SLV - $F_{sy}+$)



Telaio longitudinale a due piani: diagramma dei Momenti Flettenti
(Cond. Sismica SLV - F_{sx+})



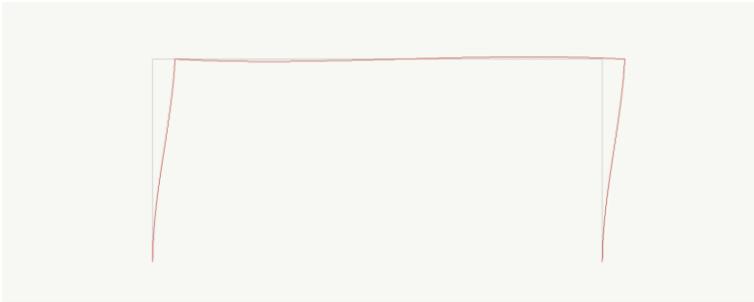
Telaio longitudinale a due piani: diagramma del Taglio
(Cond. Sismica SLV - F_{sx+})



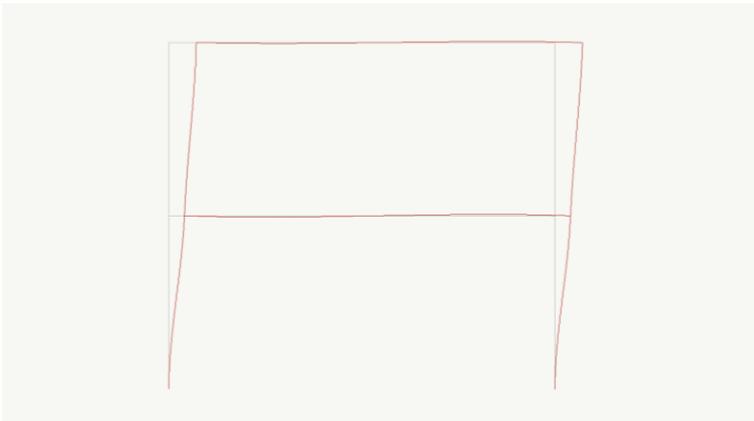
Telaio longitudinale a due piani: diagramma degli Sforzi Normali
(Cond. Sismica SLV - F_{sx+})

Ovviamente, le verifiche di resistenza in condizioni sismiche sono state effettuate, per ciascun elemento strutturale, con riferimento alle massime caratteristiche della sollecitazione che si generano in esso con riferimento a tutte le combinazioni di carico analizzate.

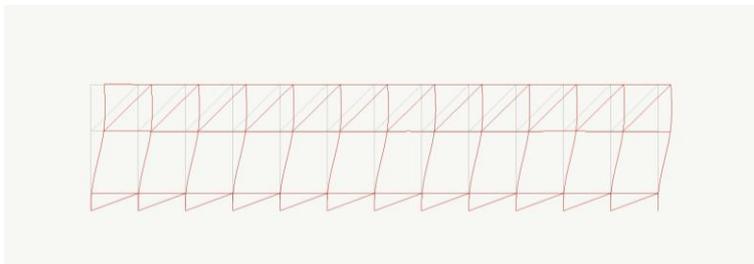
Lo stesso modello strutturale è stato poi utilizzato per analizzare la condizione di carico relativa allo stato limite di operatività (SLO). I risultati di tali analisi interessano unicamente per le verifiche di deformabilità (utile per limitare i danni negli elementi non strutturali). Pertanto, per gli stessi telai già riportati per i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione, si riportano di seguito le corrispondenti deformate elastiche per la suddetta condizione di carico allo SLO.



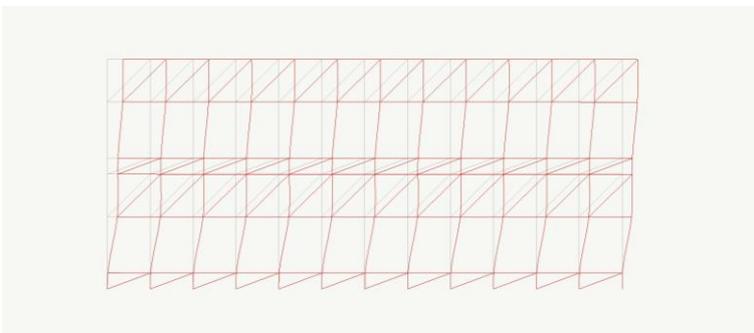
Telaio trasversale ad un piano: deformata della struttura
(Cond. Sismica SLO – $F_{sy}+$)



Telaio trasversale a due piani: deformata della struttura
(Cond. Sismica SLO – $F_{sy}+$)



Telaio longitudinale ad un piano: deformata della struttura
(Cond. Sismica SLO – $F_{sx}+$)



Telaio longitudinale a due piani: deformata della struttura
(Cond. Sismica SLO – $F_{sx}+$)

6.4 Verifica degli elementi strutturali

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza (SLV) e di deformabilità (SLO) per gli elementi strutturali principali (travi e pilastri), in relazione all'azione delle forze sismiche combinate opportunamente con i corrispondenti carichi verticali.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche e di deformabilità del materiale legno, nonché i coefficienti k_{mod} e k_{def} e i coefficienti parziali di sicurezza γ_m si rinvia al par. 5.5.

Si noti che, per le condizioni sismiche, la durata del carico da considerare è quella istantanea.

- VERIFICA DI RESISTENZA DELLE TRAVI E DELLE COLONNE (SLV) IN DIREZIONE TRASVERSALE

Trave livello inferiore (corpi a due piani) – sez. (2x15) x 60 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 24 \times 1.1 / 1.45 = 18.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 2.7 \times 1.1 / 1.45 = 2.05 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max(\text{estremo})} = 94.4 \text{ kNm} \quad V_{\max(\text{appoggio})} = 52.8 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$\sigma_{m,d} = M_{\max} / W_{trave} = 944000 / (30 \times 60^2 / 6) = 52.4 \text{ kg/cm}^2 = 5.2 \text{ MPa} < f_{md}$$

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1.5 V_{\max} / A_{trave} = 1.5 \times 5280 / (30 \times 60) = 4.4 \text{ kg/cm}^2 = 0.44 \text{ MPa} < f_{vd}$$

Trave livello superiore (corpi a due piani) – sez. (2x15) x 50 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 24 \times 1.1 / 1.45 = 18.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 2.7 \times 1.1 / 1.45 = 2.05 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max(\text{estremo})} = 40.8 \text{ kNm} \quad V_{\max(\text{appoggio})} = 22.7 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$\sigma_{m,d} = M_{\max} / W_{trave} = 408000 / (30 \times 50^2 / 6) = 32.6 \text{ kg/cm}^2 = 3.3 \text{ MPa} < f_{md}$$

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1.5 V_{\max} / A_{trave} = 1.5 \times 2270 / (30 \times 50) = 2.3 \text{ kg/cm}^2 = 0.23 \text{ MPa} < f_{vd}$$

Trave (corpi ad un piano) – sez. (2x15) x 50 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 24 \times 1.1 / 1.45 = 18.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 2.7 \times 1.1 / 1.45 = 2.05$ MPa (resistenza a taglio di progetto)

$$M_{\max} \text{ (campata)} = 28.2 \text{ kNm} \quad V_{\max} \text{ (appoggio)} = 20.8 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{trave} = 282000 / (30 \times 50^2 / 6) = 22.6 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 2.3 \text{ MPa} < f_{md} \end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{trave} = 1.5 \times 2080 / (30 \times 50) = 2.1 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.21 \text{ MPa} < f_{vd} \end{aligned}$$

Colonna livello superiore (corpi a due piani) – sez. 15 x 40 cm

$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 28 \times 1.1 / 1.45 = 21.2$ MPa (resistenza a flessione di progetto)

$f_{c,o,d} = f_{c,o,k} \times k_{mod} / \gamma_m = 26.5 \times 1.1 / 1.45 = 20.1$ MPa (resistenza a compressione di progetto)

$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 3.2 \times 1.1 / 1.45 = 2.43$ MPa (resistenza a taglio di progetto)

$$M_{\max} = 40.8 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 27.3 \text{ kN} \quad V_{\max} = 19.2 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,o,d} &= N_{\max} / A_{trave} = 2730 / (15 \times 40) = 4.55 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.46 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{trave} = 408000 / (15 \times 40^2 / 6) = 102 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 10.2 \text{ MPa} < f_{md} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} / f_{md} + (\sigma_{c,o,d} / f_{c,o,d})^2 &= 10.2 / 21.2 + (0.46 / 20.1)^2 = \\ &= 0.48 < 1.00 \end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{trave} = 1.5 \times 19200 / (15 \times 40) = 6.8 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.68 \text{ MPa} < f_{vd} \end{aligned}$$

Colonna livello inferiore (corpi a due piani) – sez. 15 x 40 cm

$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 28 \times 1.1 / 1.45 = 21.2$ MPa (resistenza a flessione di progetto)

$f_{c,o,d} = f_{c,o,k} \times k_{mod} / \gamma_m = 26.5 \times 1.1 / 1.45 = 20.1$ MPa (resistenza a compressione di progetto)

$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 3.2 \times 1.1 / 1.45 = 2.43$ MPa (resistenza a taglio di progetto)

$$M_{\max} = 54.4 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 90.7 \text{ kN} \quad V_{\max} = 23.9 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,o,d} &= N_{\max} / A_{trave} = 9070 / (15 \times 40) = 15.1 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 1.51 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{trave} = 544000 / (15 \times 40^2 / 6) = 136 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 13.6 \text{ MPa} < f_{md} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} / f_{md} + (\sigma_{c,o,d} / f_{c,o,d})^2 &= 13.6 / 21.2 + (1.51 / 20.1)^2 = \\ &= 0.65 < 1.00 \end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 1160 / (15 \times 40) = 5.9 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.59 \text{ MPa} < f_{vd}\end{aligned}$$

Colonna (corpi ad un piano) – sez. 15 x 40 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 28 \times 1.1 / 1.45 = 21.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{c,o,d} = f_{c,o,k} \times k_{mod} / \gamma_m = 26.5 \times 1.1 / 1.45 = 20.1 \text{ MPa (resistenza a compressione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 3.2 \times 1.1 / 1.45 = 2.43 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max} = 28.2 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 25.0 \text{ kN} \quad V_{\max} = 11.5 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,o,d} &= N_{\max} / A_{\text{trave}} = 2500 / (15 \times 40) = 4.17 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.42 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{\text{trave}} = 282000 / (15 \times 40^2 / 6) = 70.5 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 7.1 \text{ MPa} < f_{md}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} / f_{md} + (\sigma_{c,o,d} / f_{c,o,d})^2 &= 7.1 / 21.2 + (0.42 / 20.1)^2 = \\ &= 0.34 < 1.00\end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 1150 / (15 \times 40) = 2.9 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.30 \text{ MPa} < f_{vd}\end{aligned}$$

- VERIFICA DI RESISTENZA DELLE COLONNE (SLV) IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Colonna livello superiore (corpi a due piani) – sez. 40 x 15 cm

$$f_{md} = f_{mk} \times k_{mod} / \gamma_m = 28 \times 1.1 / 1.45 = 21.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{c,o,d} = f_{c,o,k} \times k_{mod} / \gamma_m = 26.5 \times 1.1 / 1.45 = 20.1 \text{ MPa (resistenza a compressione di progetto)}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod} / \gamma_m = 3.2 \times 1.1 / 1.45 = 2.43 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max} = 14.5 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 18.6 + 33.1 = 51.7 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 12.8 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,o,d} &= N_{\max} / A_{\text{trave}} = 5170 / (15 \times 40) = 8.62 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.86 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} &= M_{\max} / W_{\text{trave}} = 145000 / (40 \times 15^2 / 6) = 96.7 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 9.67 \text{ MPa} < f_{md}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{m,d} / f_{md} + (\sigma_{c,o,d} / f_{c,o,d})^2 &= 9.67 / 21.2 + (0.86 / 20.1)^2 = \\ &= 0.46 < 1.00\end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 1280 / (15 \times 40) = 6.8 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.68 \text{ MPa} < f_{\text{vd}}\end{aligned}$$

Colonna livello inferiore (corpi a due piani) – sez. 40 x 15 cm

$$f_{\text{md}} = f_{\text{mk}} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m = 28 \times 1.1 / 1.45 = 21.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{\text{c,o,d}} = f_{\text{c,o,k}} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m = 26.5 \times 1.1 / 1.45 = 20.1 \text{ MPa (resistenza a compressione di progetto)}$$

$$f_{\text{vd}} = f_{\text{vk}} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m = 3.2 \times 1.1 / 1.45 = 2.43 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max} = 30.1 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 61.0 + 108.0 = 169.0 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 50.1 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{c,o,d}} &= N_{\max} / A_{\text{trave}} = 16900 / (15 \times 40) = 28.2 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 2.82 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{m,d}} &= M_{\max} / W_{\text{trave}} = 301000 / (40 \times 15^2 / 6) = 200 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 20.1 \text{ MPa} < f_{\text{md}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{m,d}} / f_{\text{md}} + (\sigma_{\text{c,o,d}} / f_{\text{c,o,d}})^2 &= 20.1 / 21.2 + (2.82 / 20.1)^2 = \\ &= 0.97 < 1.00\end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 5010 / (15 \times 40) = 12.5 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 1.25 \text{ MPa} < f_{\text{vd}}\end{aligned}$$

Colonna (corpi ad un piano) – sez. 40 x 15 cm

$$f_{\text{md}} = f_{\text{mk}} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m = 28 \times 1.1 / 1.45 = 21.2 \text{ MPa (resistenza a flessione di progetto)}$$

$$f_{\text{c,o,d}} = f_{\text{c,o,k}} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m = 26.5 \times 1.1 / 1.45 = 20.1 \text{ MPa (resistenza a compressione di progetto)}$$

$$f_{\text{vd}} = f_{\text{vk}} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m = 3.2 \times 1.1 / 1.45 = 2.43 \text{ MPa (resistenza a taglio di progetto)}$$

$$M_{\max} = 9.7 \text{ kNm} \quad N_{\max} = 18.6 + 24.3 = 42.9 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 8.5 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{c,o,d}} &= N_{\max} / A_{\text{trave}} = 4290 / (15 \times 40) = 7.15 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.72 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{m,d}} &= M_{\max} / W_{\text{trave}} = 970000 / (40 \times 15^2 / 6) = 64.7 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 6.5 \text{ MPa} < f_{\text{md}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{m,d}} / f_{\text{md}} + (\sigma_{\text{c,o,d}} / f_{\text{c,o,d}})^2 &= 6.5 / 21.2 + (0.72 / 20.1)^2 = \\ &= 0.31 < 1.00\end{aligned}$$

Verifica a taglio:

$$\begin{aligned}\tau_d &= 1.5 V_{\max} / A_{\text{trave}} = 1.5 \times 850 / (15 \times 40) = 2.1 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0.21 \text{ MPa} < f_{\text{vd}}\end{aligned}$$

- VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DELLA STRUTTURA (SLO)

In condizioni sismiche per le scuole (classe d'uso 3), lo stato limite di servizio corrisponde allo stato limite di operatività (SLO), in relazione alle cui forze occorre controllare gli spostamenti di interpiano delle strutture.

Essendo una condizione di breve durata non occorre considerare i fenomeni di fluage, per cui non è necessario applicare il k_{def} .
Si valutano quindi gli spostamenti orizzontali ai livelli di piano.

- Direzione trasversale – Corpi a due piani:

$$\delta_{sup} = 2.12 \text{ cm} \quad \delta_{inf} = 1.20 \text{ cm}$$

livello superiore:

$$\Delta_{sup} / h = (2.12 - 1.20) / 430 = 0.92 / 430 = 0.002 < 0.005$$

livello inferiore:

$$\Delta_{inf} / h = (1.20 - 0.00) / 430 = 1.20 / 430 = 0.0027 < 0.005$$

- Direzione trasversale – Corpi ad un piano:

$$\delta_{sup} = 0.40 \text{ cm}$$

livello copertura:

$$\Delta_{sup} / h = (0.40 - 0.00) / 430 = 0.40 / 430 = 0.0009 \ll 0.005$$

- Direzione longitudinale – Corpi a due piani:

$$\delta_{sup} = 2.40 \text{ cm} \quad \delta_{inf} = 1.56 \text{ cm}$$

livello superiore:

$$\Delta_{sup} / h = (2.40 - 1.56) / 430 = 0.84 / 430 = 0.0019 < 0.005$$

livello inferiore:

$$\Delta_{inf} / h = (1.56 - 0.00) / 430 = 1.56 / 430 = 0.0036 < 0.005$$

- Direzione longitudinale – Corpi ad un piano:

$$\delta_{sup} = 0.63 \text{ cm}$$

livello copertura:

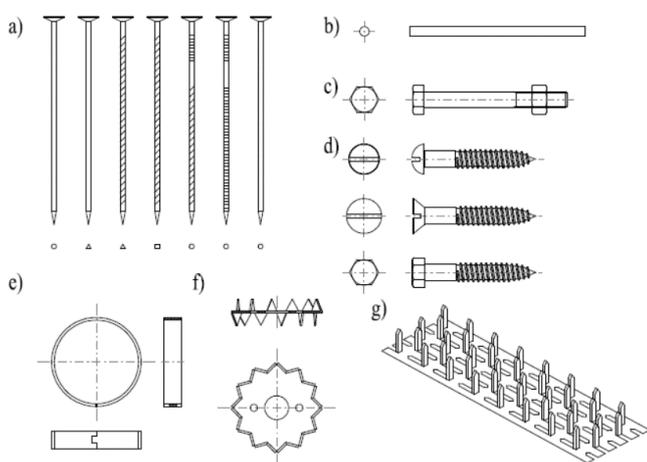
$$\Delta_{sup} / h = (0.63 - 0.00) / 430 = 0.63 / 430 = 0.0015 < 0.005$$

7. I Collegamenti

7.1 Tipologie di collegamenti

Nelle moderne costruzioni in legno le unioni sono quasi sempre di tipo "meccanico", cioè composte da mezzi di unione metallici (in genere a gambo cilindrico) accoppiati o meno a piastre metalliche: insieme costituiscono un sistema in grado di trasferire le caratteristiche della sollecitazione agenti nella sezione in cui si realizza il collegamento, sollecitando a taglio i connettori.

I principali connettori a gambo cilindrico utilizzati per le carpenterie lignee (vedi figura) sono i chiodi (a), gli spinotti (b), i bulloni (c), i perni, e le viti (d). Possono essere utilizzati anche elementi speciali come piastre dentate, anelli dentati (f) o caviglie (e).



Connettori metallici a gambo cilindrico

La scelta della tipologia di connessione e di connettore è influenzata dall'entità delle sollecitazioni agenti, ma anche da considerazioni sulla durabilità, da motivi estetici ed economici e dai processi di fabbricazione. Ovviamente tale scelta è dettata anche dalle necessità di semplicità, funzionalità e chiarezza di funzionamento meccanico nella trasmissione degli sforzi.

Nel caso specifico la scelta di utilizzare spinotti e bulloni quali mezzi di unione (accoppiati in alcuni casi a piastre metalliche) è stata dettata dai problemi di 1) durabilità, 2) resistenza al fuoco ed 3) estetica. Per quanto riguarda la durabilità, oltre a quanto avviene per l'intera membratura lignea, per la quale il legno deve essere opportunamente protetto contro attacchi fungini e di insetti mediante trattamenti, devono essere evitate le infiltrazioni di acqua che comportano conseguenti variazioni da ritiro e/o rigonfiamento e fenomeni di marcescenza nel legno e/o di corrosione dei connettori. La resistenza al fuoco e l'estetica, sono assicurati in quanto le

connessioni non sono mai esposte, in quanto coperte dalle sovrastrutture, in modo da lasciare in vista solo le parti in legno per una maggiore “fruibilità” visiva degli ambienti.

Per la struttura in oggetto è stata preferita la tipologia strutturale a telaio con nodi rigidi con connessioni tra trave e colonna del tipo legno-legno con disposizione a raggiera dei connettori, senza l'utilizzo di piastre metalliche e fresature delle membrature lignee, che consente il trasferimento anche di sollecitazioni flessionali. Invece il collegamento in fondazione è del tipo misto, a cerniera in direzione longitudinale e ad incastro in direzione trasversale. Esso, quindi, deve essere organizzato con piastre metalliche inserite in appositi alloggi fresati e bulloni, in modo anche da mantenere separata la membratura lignea dalle fondazioni in cemento armato, impedendone il degrado biologico connesso alle risalite di umidità e, cioè, ad un livello elevato di umidità interna del legno.

Per quanto riguarda la resistenza dei collegamenti, essa dipende dal modo in cui si trasmettono le azioni tra le membrature e gli elementi metallici e, quindi, dal meccanismo di rottura che si instaura nella connessione, che varia anche in funzione del tipo di connettore impiegato. Nel caso di elementi a gambo cilindrico la resistenza del collegamento dipende dalla resistenza a rifollamento del legno sulle pareti dei fori dove alloggiano i connettori (ovalizzazione per tensioni di contatto) e dallo snervamento a taglio (o più raramente a trazione) del gambo dei connettori.

La resistenza al rifollamento è funzione delle proprietà meccaniche del legno ed in particolare della sua densità, delle dimensioni del foro e dell'inclinazione delle forze di taglio rispetto alla direzione della fibratura. La resistenza della connessione si determina, poi, con la ben nota teoria di Johansen (formulata nel 1949), la quale è stata recepita anche dalle più recenti normative Europee e Nazionali (Eurocodice 5, Istruzioni CNR DT 206-2008, norme DIN, etc.). Tale teoria, basandosi sui principi dell'analisi limite, consente di risalire alla forza ultima di taglio trasmissibile dall'intera connessione costituita da elementi a gambo cilindrico, ed è applicabile sia nel caso di unioni legno-legno sia nel caso di unioni legno-acciaio (ad uno o più piani di taglio).

La teoria di Johansen, per una data tipologia di connessione, analizza tutti i possibili meccanismi di rottura che possono attivarsi e che possono essere: (i) il rifollamento del legno, (ii) la plasticizzazione a taglio del gambo del connettore, (iii) misto di rifollamento del legno con contemporanea plasticizzazione del connettore. Ipotizzando, quindi, un comportamento rigido-plastico del collegamento, tramite considerazioni di equilibrio al collasso si risale ad una relazione che definisce la soglia di resistenza ultima del collegamento (massimo taglio trasmissibile) per ciascuno dei meccanismi possibili. Il valore minimo di tali soglie determina la resistenza

della connessione e consente di individuare anche il corrispondente meccanismo di rottura.

La resistenza così determinata vale per un piano taglio e per singolo connettore. Nel caso di più piani di taglio la resistenza corrisponderà alla somma delle minime resistenze data da ciascuna sezione resistente, mentre nel caso di più connettori viene considerato un numero efficace di connettori (minore di quello effettivo) che tiene conto di una non uniformità di trasmissione degli sforzi tra i connettori stessi.



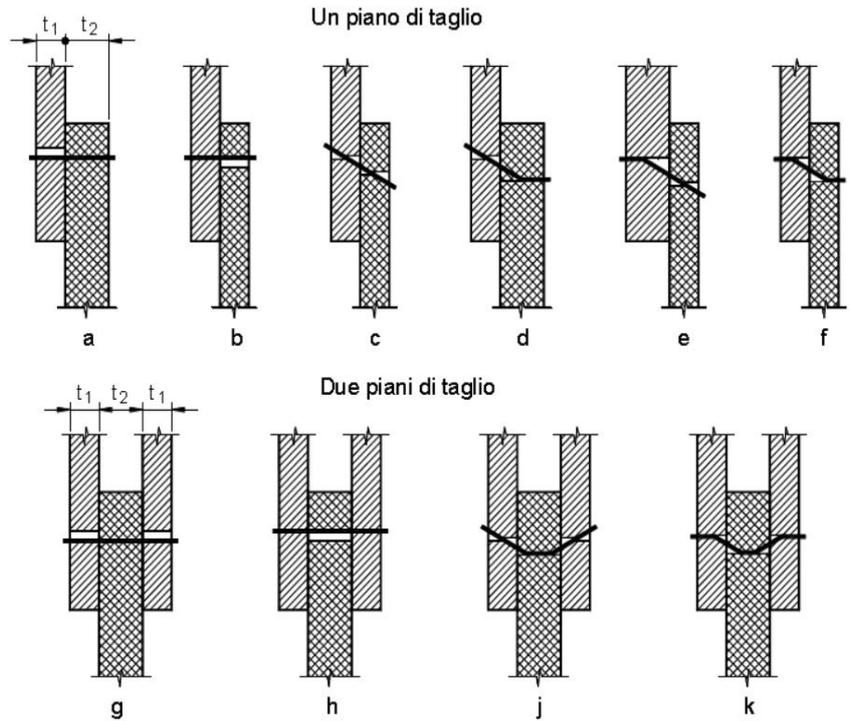
Crisi di una unione legno-legno a due piani di taglio con cerniera plastica sul connettore

Le formulazioni relative alla determinazione della resistenza ultima alla Johansen sia per unioni legno-legno che per quelle legno-acciaio (per tutti i casi di viti, bulloni, spinotti, perni e chiodi) sono fornite anche dalle già richiamate Istruzioni CNR-DT 206/2008, alle quali si è fatto riferimento anche nel presente progetto.

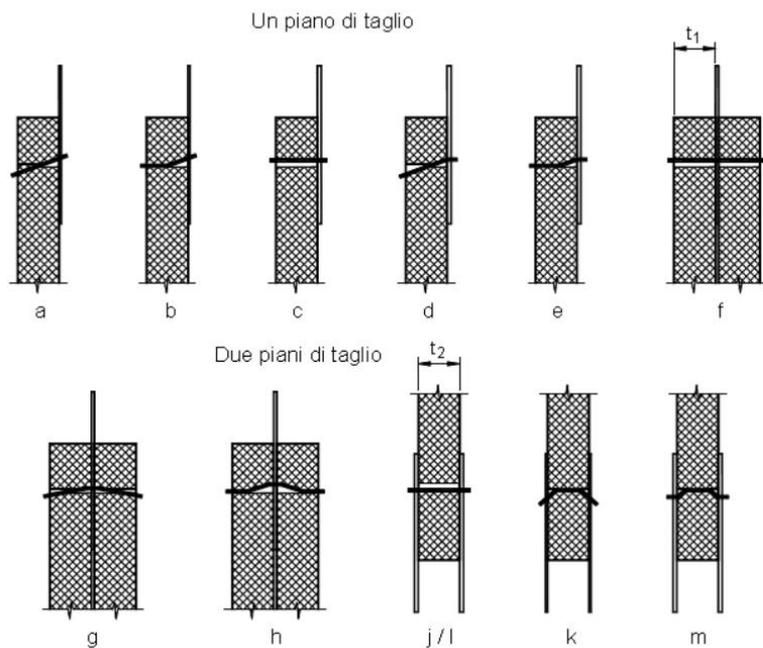
Nelle due figure seguenti sono schematizzati i meccanismi di rottura "duttile" considerati in tali Istruzioni per i collegamenti legno-legno e legno-acciaio rispettivamente, e per i quali viene fornito il corrispondente valore di resistenza della connessione ($F_{v,Rk}$).

Nel caso di unioni legno-acciaio lo spessore della piastra influenza il meccanismo di crisi e per tanto le formule di resistenza si differenziano a seconda del loro spessore. Esse vengono suddivise in piastre spesse e piastre sottili; le piastre spesse, infatti, favoriscono la formazione di una cerniera plastica del connettore in corrispondenza dell'interfaccia acciaio-legno, mentre per le piastre sottili lo spessore non è sufficiente a favorire la formazione di una cerniera plastica all'interfaccia, che potrà formarsi all'interno dell'elemento ligneo. Tipicamente la resistenza fornita dalla teoria di Johansen risulta minore di quella ottenuta da prove sperimentali, a cause di effetti aggiuntivi che non possono essere tenuti in conto facilmente da un punto di vista teorico: tra gli altri quale il cosiddetto "effetto fune", che si instaura nel connettore al momento del collasso. Comunque,

tale effetto è tenuto in conto fittiziamente con un termine aggiuntivo incrementativo della resistenza ultima della connessione, che è funzione della resistenza all'estrazione dell'elemento metallico.



Meccanismi di rottura per unioni legno-legno ad uno e due piani di taglio

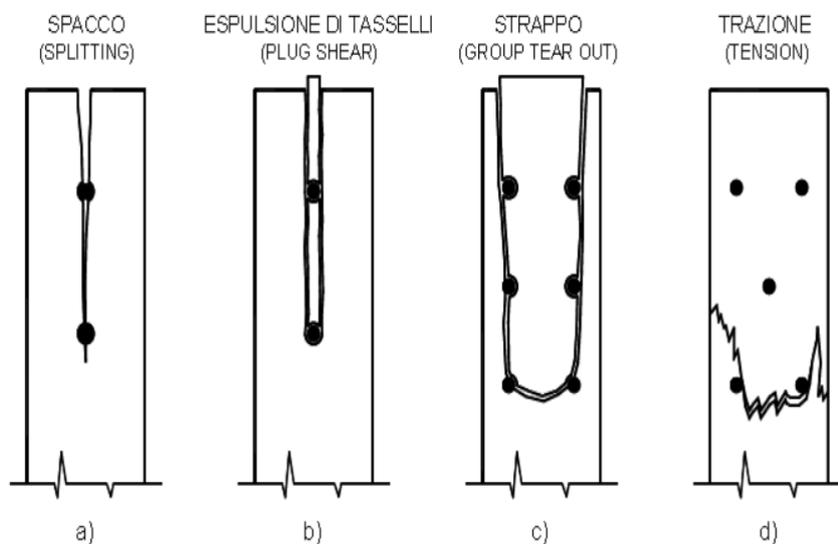


Meccanismi di rottura per unioni legno-acciaio ad uno e due piani di taglio

Altro aspetto di fondamentale importanza da tener presente nel momento in cui si affronta la progettazione dei collegamenti è quello di analizzare il loro comportamento sotto azioni sismiche. Riguardo a ciò, contrariamente a quanto accade per altre tipologie strutturali (come ad es. l'acciaio), nel caso delle strutture in legno i collegamenti costituiscono l'unica fonte di dissipazione plastica, ovvero zone nelle quali possono formarsi le "cerniere" plastiche ed in cui, quindi, deve concentrarsi tutta la duttilità della struttura.

Nell'ottica, poi, del criterio di gerarchia delle resistenze, le membrature lignee devono essere progettate con sufficiente sovra-resistenza rispetto al collegamento in modo da concentrare la plasticizzazione nelle connessioni ed evitare indesiderate crisi fragili del legno.

Affinché una connessione legno-legno o legno-acciaio si comporti in modo duttile è necessario evitare l'attivarsi di meccanismi di rottura di tipo fragile (spacco, plug shear, etc.) riportati nella figura seguenti. Tali meccanismi si evitano rispettando opportunamente le distanze minime tra i connettori e tra connettori e bordo dell'elemento ligneo, anch'esse riportate nel documento CNR DT206/2008.



Meccanismi di rottura fragile

7.2 Il collegamento trave-colonna

Il nodo trave-colonna è stato previsto con un collegamento del tipo a "raggiera", che prevede l'utilizzo di 18 bulloni M20 (classe 10.9) disposti su di una circonferenza di diametro $D = 30$ cm.

Le due travi binate, ciascuna avente larghezza base 15 cm, inglobano la colonna nella zona nodale, realizzando una connessione legno-legno a due piani di taglio (vedi par. 2).

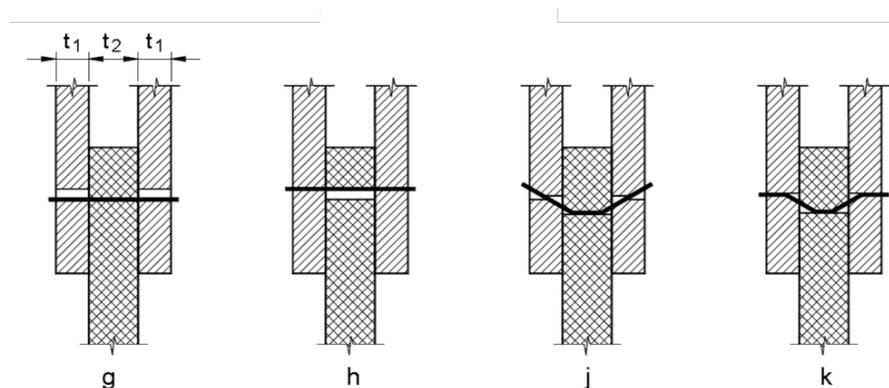
Poiché in direzione trasversale la struttura è costituita da telai del tipo MRF (“telai resistenti a momento”), tale tipologia di connessione deve essere in grado di trasmettere tutte le caratteristiche della sollecitazione agenti nella zona nodale, quali momento flettente, taglio e sforzo assiale. Come già specificato questo tipo di collegamento può essere realizzato adottando differenti soluzioni tecnologiche. La soluzione a raggiera, però, è quella che consente di minimizzare le quantità di acciaio e di sfruttare al meglio la resistenza dei mezzi di unione e al contempo di migliorare la resistenza al fuoco, mostrandosi anche pregevole dal punto di vista estetico.

La capacità ultima della connessione è stata determinata in accordo alle Istruzioni CNR DT 206/2008, attraverso la teoria di Johansen, che fornisce il valore minimo di resistenza della connessione ed il relativo meccanismo di collasso per unioni con bulloni.

Ne riquadro sono riportate le espressioni delle resistenze per la connessione legno-legno a 2 piani di taglio, per tutti i possibili meccanismi di rottura, rappresentati nella figura successiva.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(g)} \\ 0.5 f_{h,2,k} t_2 d & \text{(h)} \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \frac{1 + \beta}{1 + \beta} + \frac{4\beta}{f_{h,1,k} d t_1^2} \frac{M_{y,k}}{2 + \beta}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(j)} \\ 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,k} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(k)} \end{cases}$$

Valori della resistenza caratteristica di unioni legno-legno a 2 piani di taglio corrispondenti a ciascun meccanismo di rottura



Meccanismi di rottura per unioni legno-legno a 2 piani di taglio

La resistenza a rifollamento del legno in direzione parallela alle fibre vale:

$$f_{h,k,0} = 0.082(1-0.01d) \rho_k = 27.55 \text{ MPa}$$

essendo $\rho_k = 420 \text{ kg/m}^3$ la densità del legno lamellare GL28h e $d = 20 \text{ mm}$ il diametro dei bulloni.

La resistenza a rifollamento del legno in direzione inclinata rispetto alle fibre (considerando un angolo $\alpha = 45^\circ$) risulta:

$$f_{h,k,\alpha} = \frac{f_{h,k,0}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{27.55}{1.325} = 20.79 \text{ MPa}$$

essendo:

$k_{90} = 1.35 + 0.015 d = 1.35 + 0.30 = 1.65$ (per legno di conifere lamellare e massiccio).

I connettori sono del tipo ad alta resistenza di classe 10.9, a cui corrisponde una resistenza ultima $f_{u,k} = 1040 \text{ MPa}$. Il momento di snervamento ($M_{y,k}$) connettore vale:

$$M_{y,k} = \frac{1.8}{d^{0.4}} f_{u,k} \frac{d^3}{6} = \frac{1.8}{20^{0.4}} * 1040 * \frac{20^3}{6} = 753279 \text{ Nmm}$$

Essendo uguali le resistenze al rifollamento degli elementi lignei che costituiscono il collegamento, il rapporto β tra esse è pari ad 1. Le larghezze della trave e della colonna sono uguali, per cui $t_1 = t_2 = 150 \text{ mm}$. Pertanto le resistenze per ciascun meccanismo di rottura risultano:

$$F_{v,Rk,1} = f_{h,k,1} t_1 d = 20.79 \times 150 \times 20 = 62370 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,2} = 0.5 (f_{h,k,2} t_2 d) = 0.5 (20.79 \times 150 \times 20) = 31185 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,3} = 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,k} f_{h,1,k} d} = 1.15 \times 1 \times \sqrt{2 * 753279 * 20.79 * 20} = 28783 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,4} = 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left(\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right) =$$

$$= 1.05 \frac{20.79 \times 150 \times 20}{3} \left(\sqrt{4 + \frac{12 \times 753065}{20.79 \times 20 \times 150^2}} - 1 \right) = 26818 \text{ N}$$

Si noti che a vantaggio di sicurezza nella determinazione della resistenza della connessione è stato trascurato il contributo della forza all'estrazione ($F_{ax,Rk}$).

La resistenza caratteristica della connessione, valida per singolo bullone e per singolo piano di taglio, corrisponde al valore minimo delle resistenze determinate con la teoria di Johansen e quindi:

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}; F_{v,Rk,4}\} = F_{v,Rk,3} = 26.82 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto per singolo bullone e per singolo piano di taglio si ottiene, infine, dividendo la resistenza caratteristica per il fattore parziale di sicurezza γ_m assunto pari a 1.40 (NTC2018):

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}}{\gamma} = \frac{26.82}{1.40} = 19.16 \text{ kN}$$

Il massimo momento resistente della connessione, essendo $r = 0.15 \text{ m}$ il raggio della raggiera, 18 i bulloni, e 2 i piani di taglio, risulta:

$$M_{Rd} = 2 \times n_b \times r \times F_{v,Rd} = 2 \times 18 \times 0.15 \times 19.16 = 103.46 \text{ kNm}$$

Maggiore del momento massimo agente in qualsiasi condizione, pari a

$$M_{\max Ed} = 99.8 \text{ kNm}$$

7.3 Il collegamento colonna-fondazione

Il collegamento tra la colonna e la fondazione è stato progettato curando oltre che gli aspetti statici anche quelli di durabilità. Infatti, oltre ad assicurare la necessaria resistenza nei confronti delle massime sollecitazioni agenti, si è ritenuto indispensabile evitare il contatto tra la colonna e la fondazione al fine di eliminare le potenziali risalite di acqua per capillarità dal terreno che comportano problemi di marcescenza nel legno; in particolare, la colonna è stata rialzata di circa 15 cm rispetto allo spicco delle fondazioni (vedi par.5).

Con riferimento al comportamento della struttura in direzione trasversale, il collegamento è sollecitato da momento flettente, taglio e sforzo assiale e deve, quindi, essere in grado di trasferire tutte queste caratteristiche della sollecitazione.

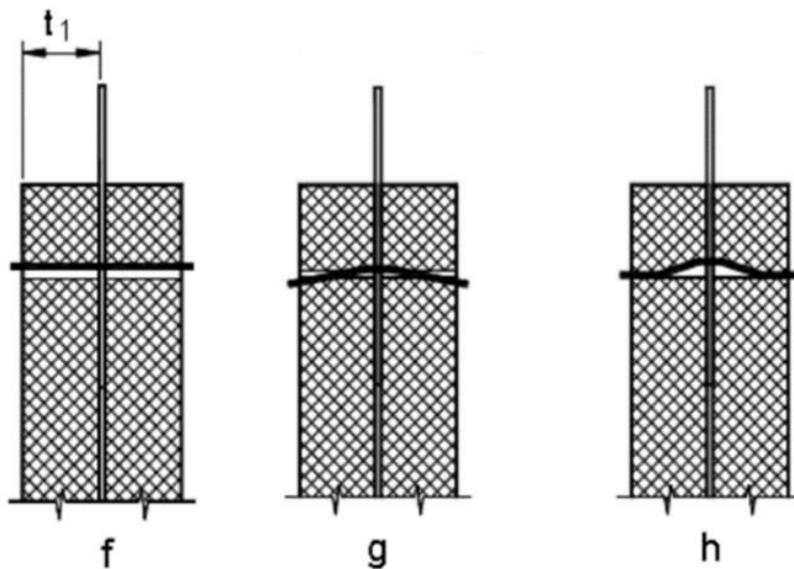
L'unione è realizzata con una piastra metallica di spessore 20 mm alloggiata all'interno di una fresatura della colonna collegata alla colonna con bulloni M20 ($d = 20 \text{ mm}$) ad alta resistenza (classe 10.9). Tale piastra è poi saldata ad una ulteriore piastra collegata alla fondazione tramite tirafondi annegati nel c.a.

La capacità ultima della connessione è stata determinata in accordo alle Istruzioni CNR DT 206/2008, attraverso la teoria di Johansen, che fornisce il valore minimo di resistenza della connessione ed il relativo meccanismo di collasso per unioni con bulloni.

Ne riquadro sono riportate le espressioni delle resistenze per la connessione legno-acciaio a 2 piani di taglio, per tutti i possibili meccanismi di rottura, rappresentati nella figura successiva.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d & \text{(f)} \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(g)} \\ 2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(h)} \end{cases} \quad (7.12)$$

Valori della resistenze caratteristica di unioni legno-acciaio a 2 piani di taglio corrispondenti a ciascun meccanismo di rottura



Meccanismi di rottura per unioni legno-acciaio a 2 piani di taglio

La resistenza a rifollamento del legno in direzione parallela alle fibre vale:

$$f_{h,k,0} = 0.082(1-0.01d) \rho_k = 27.55 \text{ MPa}$$

essendo $\rho_k = 420 \text{ kg/m}^3$ la densità del legno lamellare GL28h e $d = 20 \text{ mm}$ il diametro dei bulloni.

I connettori sono del tipo ad alta resistenza di classe 10.9, a cui corrisponde una resistenza ultima $f_{u,k} = 1040 \text{ MPa}$. Il momento di snervamento ($M_{y,k}$) connettore vale:

$$M_{y,k} = \frac{1.8}{d^{0.4}} f_{u,k} \frac{d^3}{6} = \frac{1.8}{20^{0.4}} * 1040 * \frac{20^3}{6} = 753279 \text{ Nmm}$$

Le larghezze di metà colonna (esclusa la piastra d'acciaio) è pari a $t_1 = 73 \text{ mm}$.

Pertanto le resistenze per ciascun meccanismo di rottura risultano:

$$F_{v,Rk,1} = f_{h,k,1} t_1 d = 27.55 \times 73 \times 20 = 40223 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,2} = f_{h,k,1} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k,1} d t_1^2}} - 1 \right] =$$
$$= 40223 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 753279}{27.55 \cdot 20 \cdot 73^2}} - 1 \right] = 29748 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,3} = 2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d} = 2.3 \sqrt{753279 \cdot 27.55 \cdot 20} = 46857 \text{ N}$$

Si noti che a vantaggio di sicurezza è stato trascurato il contributo della forza all'estrazione ($F_{ax,Rk}$) nella determinazione della resistenza della connessione.

La resistenza caratteristica per singolo bullone e per singolo piano di taglio è il valore minimo corrispondente a quelli sopra determinati:

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}\} = F_{v,Rk,2} = 29.7 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto per singolo bullone e per singolo piano di taglio si ottiene dividendo la resistenza caratteristica per il fattore parziale di sicurezza γ assunto pari a 1.40 (NTC2018):

$$F_{v,R,d} = \frac{F_{v,R,k}}{\gamma} = \frac{29.7}{1.40} = 21.2 \text{ kN}$$

Tale resistenza è superiore alla massima sollecitazione di taglio agente sul bullone più sollecitato per effetto del momento alla base della colonna.

8. Le strutture di fondazione

8.1 Premessa

Nel presente paragrafo verranno descritte le caratteristiche delle strutture di fondazione, i relativi criteri di verifica, nonché la tipologia delle indagini aggiuntive da eseguire nelle successive fasi di progettazione che si prevedono per la costruzione del "Polo Scolastico Onnicomprensivo innovativo previsto nell'area Sud della Città di Palermo".

Nello specifico, considerando quanto riportato nella Relazione Geologica fornita dall'Amministrazione Banditrice e tenendo conto "della leggerezza" della struttura in legno e quindi dei modesti carichi gravanti in fondazione, si prevede la realizzazione di fondazioni di tipo superficiale. Infatti, da quanto è possibile dedurre dalla richiamata relazione geologica, i terreni in situ presentano caratteristiche fisico-meccaniche discrete.

Nel seguito si espone il modello geotecnico di sottosuolo da utilizzare ed i criteri di dimensionamento e/o verifica da applicare in accordo con quanto previsto della normativa di riferimento: NTC 2018 nonché D.M.

14/01/2008 – *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”* e relativa Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*.

8.2 Stratigrafia dell'area interessata dell'intervento

Con riferimento alla Relazione Geologica fornita, è possibile riconoscere che l'area di intervento, situata a quota di circa 30m s.l.m. lungo la via Galletti, si inserisce nel quadro geologico generale che caratterizza la piana palermitana.

Quest'ultima, come è noto, secondo una ricostruzione strutturale schematica, coincide con un bacino a bassi fondali, compreso tra la costa ed i rilievi carbonatici mesozoici, costituita dal complesso argilloso-marnoso-quarzarenitico, ricollmato dai sedimenti quaternari e neogenici. Dal punto di vista geomorfologico, data la natura geolitologica, si hanno condizioni di stabilità del sito più che soddisfacenti.

Nel sottosuolo dell'area interessata, è presente la sequenza stratigrafica del complesso quaternario, formato dalla litofacies calcarenitico-sabbiosa, mascherato in superficie da terreni recenti costituiti da terreno vegetale e di riporto.

A valle di quanto esposto, dalla documentazione reperita, nonché dall'analisi dei dati riportati in letteratura, unitamente ai dati provenienti da precedenti sondaggi, è stato possibile risalire alla litostratigrafia del sito. Di seguito si riporta quanto ottenuto.

Escludendo la porzione superficiale di circa 1,00 m costituita da terreno vegetale, si riconosce la seguente stratigrafia interessante le strutture di fondazione:

- Calcareniti (da 0,00 a 3,00m dal p.c.): calcareniti in genere a granulometria uniforme, corrispondente a qualle di sabbie fini e medie, cemento prevalente calcareo variamente distribuito con grado di cementazione estremamente variabile;
- Calcareniti nodulari (da 3,00 a 4,00m dal p.c.): formate da noduli ben cementati di forma irregolare, con dimensioni comprese tra qualche centimetro ed alcuni metri; i noduli sono in contatto e tra loro strettamente interconnessi e concatenati; gli spazi internodulari sono occupati da sabbie giallastre;
- Sabbie Calcarenitiche (da 4,00 a 6,50m dal p.c.): talora limose o debolmente limose, mediamente addensate.

In definitiva l'area in oggetto, fino alle profondità interessate dagli scavi per le fondazioni di tipo superficiali, è costituita da un sottile strato vegetale da asportare in fase preliminare e, successivamente, dalle calcareniti.

Dai dati acquisiti è inoltre possibile affermare che, alle profondità interessate dalle strutture di fondazione non si riscontra presenza di falde acquifere di cui tenere conto.

Inoltre, con l'obiettivo di affinare la conoscenza del sottosuolo ove sorgerà l'opera in progetto, per il prosieguo delle attività di progettazione ed in ottemperanza con quanto disposto dalla normativa di riferimento (NTC18), si ritiene necessaria una campagna di indagini geognostiche e geotecniche, sia in sito che in laboratorio, oltre che un rilievo plano-altimetrico per la precisa individuazione della forma in pianta del lotto per il tracciamento dell'edificio.

Più specificamente, le principali finalità delle indagini geognostiche e geotecniche che devono essere eseguite possono essere così sintetizzate:

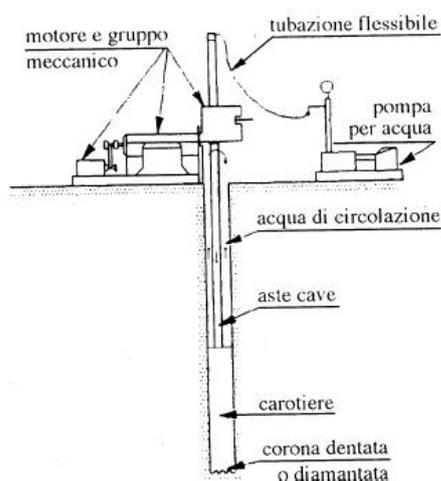
- investigare puntualmente la successione stratigrafica dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area di interesse, in modo da verificare ed integrare opportunamente i dati acquisiti attraverso gli studi preliminari;
- determinare, attraverso opportune prove sia in sito che in laboratorio, le caratteristiche fisiche, meccaniche e deformative dei diversi litotipi rinvenuti nel corso delle indagini e che saranno interessati dalla realizzazione delle opere;
- indagare in merito alla presenza di falde idriche sotterranee e, in caso affermativo, determinarne la profondità, l'andamento ed il regime;
- analizzare l'aggressività chimica dei terreni e delle eventuali acque che saranno direttamente a contatto con le costruende opere, anche

in relazione a possibili fenomeni di attacco nei confronti dei calcestruzzi;

- definire il modello geotecnico di sottosuolo, che costituirà il "quadro" di riferimento per lo sviluppo delle varie fasi della progettazione.

Le indagini previste, a meno delle eventuali variazioni da apportare in corso di esecuzione delle indagini stesse allo scopo di rispondere al meglio alle finalità precisate in precedenza, dovranno comprendere:

- sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di interesse della struttura di fondazione attraverso adeguata attrezzatura come mostrato nella figura seguente;



- nel corso dei sondaggi si dovrà procedere all'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche tipo SPT con interasse non superiore ai 3.0 m, fino a portare a "rifiuto" la prova;

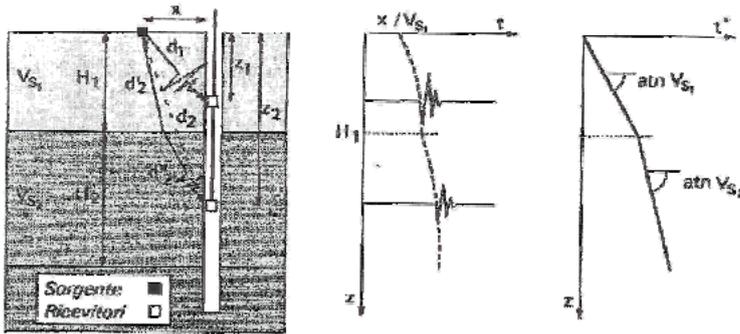


1. Aggancio e sollevamento del maglio



2. Sgancio e caduta del maglio sulla cuffia

Metodo Down-Hole (DH)



Scopo: registrare gli arrivi di onde SH a profondità variabili.

La sorgente è **superficiale**, i ricevitori (in numero di uno o più) sono posizionati all'interno di un foro.

I profili di velocità ottenuti dalle misure DHT rappresentano valori di velocità medi sullo spessore degli strati, poiché sono calcolati lungo percorsi dei raggi sismici inclinati. Tali percorsi sono poi stati corretti per essere riportati ad un percorso rettilineo lungo la verticale.

L'importante particolarità di tale metodo è quella di studiare i parametri di stato e di comportamento riferendoli a volumi di terreno rappresentativi dei caratteri megastrutturali dei depositi, attraverso misure capaci di dare valori medi e non solo puntuali dei parametri geotecnici dei geomateriali. Caratteristica essenziale del metodo sismico utilizzato è quella di consentire la determinazione dei parametri di deformabilità riferendoli a valori molto bassi dei livelli di deformazione ($< 10^{-5}$), al di sotto della soglia di deformazione lineare ciclica.

Per l'interpretazione dei dati si utilizza la tecnica diretta, che rappresenta un metodo nel quale la velocità delle onde P e SH è calcolata dalle pendenze dei tratti di dromocrone generate in dipendenza delle posizioni consecutive dei sensori alle diverse quote di spostamento lungo il foro. Nel nostro caso le misurazioni saranno eseguite ogni metro.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse.

La velocità equivalente delle onde di taglio V_{s30} è definita dall'espressione

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Attraverso la determinazione sia delle velocità delle onde di compressione sia delle velocità delle onde di taglio è possibile ricavare i seguenti parametri:

- Coefficiente di Poisson (ν);
- Peso di volume in t/m^3 ;
- Modulo di Elasticità dinamico (E) in Kg/cm^2 ;
- Modulo di Taglio dinamico (G) in Kg/cm^2 ;
- Modulo di Compressibilità dinamico (K) in Kg/cm^2 .

In particolare, in funzione di V_p e di V_s , tali parametri verranno valutati come segue:

Coefficiente di Poisson

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2 \cdot V_s^2}{2 \cdot (V_p^2 - V_s^2)}$$

Peso di volume

$$\gamma_{din} = 0.51 \cdot V_p^{0.19} \text{ m/sec}$$

Densità geofisica

$$\delta_{din} = \frac{\gamma}{g}$$

la quale viene utilizzata come parametro nelle formule per ricavare i moduli di elasticità e di taglio.

Modulo di Elasticità

$$E_{din} = V_p^2 \cdot \delta_{din} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

Modulo di Taglio

$$G_{din} = \delta_{din} \cdot V_s^2$$

Modulo di Compressibilità

$$K_{din} = \frac{E_{din}}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$$

I moduli dinamici così calcolati risultano comunque sempre più elevati di quelli statici forniti da prove di carico in situ in quanto gli impulsi sismici sono di breve durata e le sollecitazioni ad essi associate sono relativamente modeste e rientrano nel campo delle deformazioni istantanee.

Da questi elementi è possibile definire la tipologia di sottosuolo dal punto di vista sismico.

Per quanto riguarda invece le prove di laboratorio, oltre al riconoscimento iniziale del materiale, queste consisteranno essenzialmente in prove di classificazione e determinazione delle principali caratteristiche fisiche (quali peso dell'unità di volume, peso specifico delle particelle, porosità, contenuto d'acqua, grado di saturazione); analisi granulometrica; limiti di Atterberg (in presenza di terreni limosi e argillosi); prove di compressione

triassiale TX-CIU; prove di colonna risonante; analisi chimiche delle acque di falda per determinarne l'aggressività nei confronti dei calcestruzzi. Resta inteso peraltro che il programma dettagliato delle prove di laboratorio da effettuare dovrà essere necessariamente definito successivamente, in funzione dei campioni effettivamente prelevati e dell'esame delle stratigrafie dei sondaggi. Si sottolinea che le prove andranno eseguite in un laboratorio regolarmente certificato ai sensi delle specifiche norme vigenti in materia.

8.3 Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni rinvenuti

A valle delle considerazioni fatte in precedenza, la parte di terreno interessata dalle fondazioni superficiali previste è quella immediatamente al di sotto dello strato di terreno vegetale, per cui al momento possono considerarsi le seguenti principali caratteristiche fisico-meccaniche:

$$c = 0 \text{ kPa}; \quad \gamma = 17.50 \text{ kN/m}^3; \quad \varphi = 28^\circ$$

fermo restando che i valori delle principali caratteristiche fisico-meccaniche appena esposte sono da confermare con quanto verrà riscontrato dalla campagna di indagine definita in precedenza, da effettuare nelle successive fasi di progettazione, in modo tale da avere una caratterizzazione accurata del sottosuolo ove si prevedere sorga l'opera oggetto di progettazione.

8.4 Criteri di verifica delle fondazioni

La quota di imposta delle fondazioni del nuovo edificio è prevista intorno a q.ta -1.3 m rispetto al locale piano campagna.

Tenuto quindi conto degli sforzi di compressione trasmessi dalle strutture in elevazione in conseguenza al modesto peso proprio della sovrastruttura lignea e delle sollecitazioni agenti, e considerate le buone caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di sedime (da confermare con opportuna campagna di indagine in sito ed in laboratorio), si ritiene opportuno adottare fondazioni di tipo diretto in c.a. gettato in opera.

Nel dettaglio, la struttura di fondazione è prevista con travi rovesce principali continue disposte in direzione longitudinale, collegate in direzione trasversale da altre travi rovesce disposte una ogni due allineamenti di pilastri in elevazione. Al di sotto della suola delle travi rovesce in entrambe le direzioni è previsto un getto di calcestruzzo magro non strutturale.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture di fondazione:

Calcestruzzo:

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro: 40 mm
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 30$ MPa
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 25$ MPa
- Resistenza caratteristica cilindrica media: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33.0$ MPa
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 f_{ck} \cdot 2/3 = 2.56$ MPa

Acciaio:

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2008

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} > 450$ MPa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 540$ MPa
- Modulo elastico $E_s = 206000$ MPa

Le verifiche di sicurezza della fondazione devono essere svolte allo SLU. Trattandosi di opere che interessano comunque il terreno ci si riferisce al capitolo 6.4.3 delle NTC08.

Le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008 si basano sui criteri di verifica agli Stati Limite i quali introducono l’utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza, e riconoscono essenzialmente:

- Stato Limite di Esercizio (SLE): condizione all’incipiente superamento della condizione di esercizio considerata;
- Stato Limite Ultimo: condizione all’incipiente “collasso” (dove per collasso si intende il superamento della resistenza ultima del materiale, ovvero della struttura).

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

In generale, per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta il valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione, ed R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, quest’ultima corretta in funzione della tipologia e del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell’approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, rispettivamente per il calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_{G1}	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	γ_{G2}	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate:

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito f'	$\tan \phi'_k$	γ_f	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	g	γ_g	1.00	1.00

Partendo da questi coefficienti, è possibile definire le caratteristiche meccaniche di progetto dei terreni in funzione del tipo di approccio. Per le verifiche allo SLE invece si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione rispettando:

$$E_d \leq C_d$$

dove C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le verifiche SLU devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza riportati nelle Tab. 62.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC08, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Di seguito si riportano i Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali:

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

8.5 Criteri per la determinazione della capacità portante della fondazione (GEO)

La verifica a carico limite della fondazione si eseguono in condizioni drenate ed in termini di tensioni effettive, facendo riferimento alla formula trinomia di Terzaghi. Questa, nella sua forma iniziale, è valida in ipotesi di meccanismo di collasso generale, carico verticale e centrato, piano campagna e/o di posa orizzontale, fondazione nastriforme, terreno omogeneo e superficie terreno-fondazione di tipo rugosa:

$$q_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

Questa viene corretta per l'applicazione ai casi reali:

$$q_{lim} = \zeta_q \cdot \xi_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + \zeta_c \cdot \xi_c \cdot N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui i parametri indicati rappresentano:

γ_1	peso dell'unità di volume del terreno presente al disopra del piano di posa della fondazione;
γ_2	peso dell'unità di volume del terreno presente al di sotto del piano di posa della fondazione. In questo caso γ_1 coincide con γ_2 ;
D	profondità del piano di posa delle fondazioni;
B	larghezza della fondazione;
N_q, N_c, N_g	coefficienti tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa;
$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_g$	coefficienti correttivi di forma; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione;
ξ_q, ξ_c, ξ_g	coefficienti correttivi di inclinazione del carico; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione, dall'entità dei carichi verticale ed orizzontale agenti, dalla coesione e dall'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa.

In particolare, per determinare il carico verticale di esercizio, si pone:

$$q_v = [N + P_{trave}] / (L \times B)$$

dove

N	Risultante degli sforzi normali agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata;
P_{trave}	Peso proprio della trave di fondazione;
L	Lunghezza della di fondazione;
B	Larghezza della fondazione.

Per la determinazione del carico orizzontale di esercizio, si ha:

$$q_h = (T) / (L \times B)$$

in cui:

T	Risultante degli sforzi di taglio agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata;
L	Lunghezza della fondazione;
B	Larghezza della fondazione

Per tener conto dell'eccentricità del carico viene considerata, ai fini del calcolo, una fondazione di dimensioni ridotte pari a:

$$L' = (L - 2 \cdot e_L)$$

$$B' = (B - 2 \cdot e_B)$$

con e_L ed e_B eccentricità del carico nelle due direzioni.

Pertanto, noti il carico limite verticale del terreno di fondazione ed il carico agente (opportunamente calcolati secondo le combinazioni dei coefficienti

parziali esposti in precedenza) è possibile effettuare la verifica al carico limite verticale.

8.6 Criteri di verifica degli elementi strutturali (STR)

- Criteri di verifica per elementi soggetti a flessione e/o sforzo normale

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali in c.a. nei confronti di flessione e sforzo normale, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono dedotte, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per il calcestruzzo si adopera un diagramma di calcolo tensione-deformazione di tipo parabola-rettangolo.

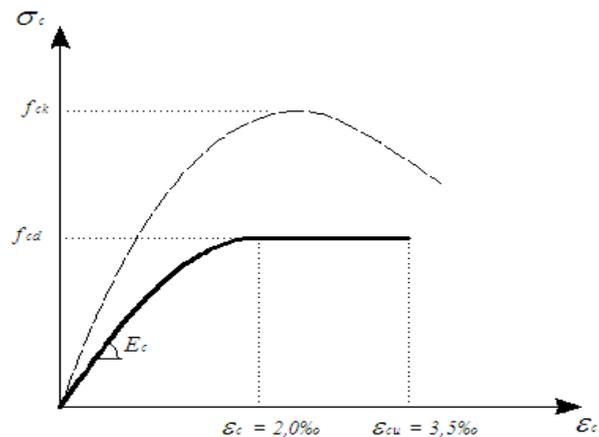


Diagramma tensione – deformazione di progetto del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo f_{cd} è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

in cui:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0.85;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 giorni;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5.

Per le armature in acciaio si assume un diagramma di calcolo tensione-deformazione bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito.

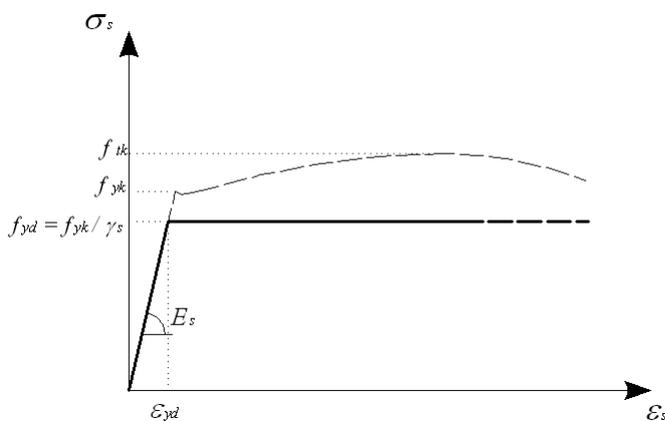


Diagramma tensione – deformazione di progetto dell'acciaio

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

in cui:

- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;
- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio pari a 1.15.

Con riferimento alla sezione soggetta a sforzo normale e momento flettente, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

- Criteria di verifica per elementi soggetti a taglio

Per elementi sprovvisi di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento l'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \\ \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

Con:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}$
- d altezza utile della sezione;
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione della sezione;
- b_w larghezza minima della sezione (in mm).

In corrispondenza degli appoggi, è necessario disporre un quantitativo di armatura longitudinale a cui affidare l'assorbimento degli sforzi provocati dal taglio dovuti all'inclinazione (assunta pari a 45°) delle fessure rispetto all'asse della trave.

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente;

V_{Rd} è il valore della resistenza a taglio dell'elemento assunto pari al minore tra la resistenza di calcolo a "taglio trazione" e la resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rd} = \min(V_{R,td}, V_{R,cd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{R,sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{R,cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

dove:

- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- θ è l'inclinazione dei puntoni compressi in cls rispetto all'asse della trave e deve essere tale da rispettare i seguenti limiti:
 $1 \leq \cot g \theta \leq 2.5$;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- α_c è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

- Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Per la verifica di elementi strutturali soggetti a sollecitazioni torcenti deve risultare:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

in cui

T_{Ed} rappresenta il valore di calcolo del momento torcente;

T_{Rd} rappresenta la resistenza di calcolo alla torsione.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Per questo schema resistente la resistenza di calcolo alla torsione può essere definita come la minore tra le resistenze valutate rispettivamente con riferimento al calcestruzzo, all'armatura trasversale e all'armatura longitudinale:

$$T_{Rd} = \min(T_{R,sd}, T_{R,cd}, T_{R,ld})$$

- Verifica a torsione - compressione del conglomerato

Con riferimento al calcestruzzo, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{R,cd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\cot \theta}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

dove

- A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- t è lo spessore del profilo periferico che, per sezioni piene, si assume pari al rapporto tra l'area della sezione A_c ed il suo perimetro u .

- Verifica a torsione – trazione dell'armatura trasversale

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{R,sd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$$

dove

- A_s è l'area dell'armatura trasversale (staffe);
- s è il passo delle staffe.

- Verifica a torsione – trazione dell'armatura longitudinale

Con riferimento all'armatura longitudinale, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{R,ld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot \frac{f_{yd}}{\cot \theta}$$

dove

- $\sum A_l$ è l'area complessiva delle barre longitudinali;
- u_m è il perimetro medio del nucleo resistente.

L'inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare il limite $0.4 \leq \cot \theta \leq 2.5$.

Nel caso in cui si riscontri la presenza di azioni torcenti significative ai fini della stabilità e del collasso di parti dell'opera, è necessario integrare le armature longitudinali, derivanti dalle verifiche di presso flessione, con le barre derivanti dal calcolo a torsione.

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, nel caso di presenza simultanea di sollecitazioni taglianti e torcenti, si dovrà verificare che:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

al fine di limitare lo stato di lavoro delle bielle compresse.

- Verifiche agli SLE per gli elementi in c.a.

Verifiche a fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture la normativa prescrive di non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alla sensibilità delle armature alla corrosione, alle combinazioni delle azioni analizzate.

Per le strutture in esame, in base alla classificazione fornita dalla Tabella 4.1.III del D.M. 14-01-2008, si ha:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

- condizioni ambientali "ordinarie" in riferimento alla classe di esposizione XC3 per le strutture in c.a.;
- armature di tipo "poco sensibili" trattandosi di acciai ordinari.

Le combinazioni delle azioni da prendere in considerazione sono quelle "quasi permanenti" e quelle "frequenti".

Dalla Tabella 4.1.IV del D.M. 14-01-2008 è possibile quindi dedurre le tipologie di verifiche da dover effettuare:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Lo stato limite rispetto al quale effettuare le verifiche è quello relativo all'apertura delle fessure; più in dettaglio bisogna controllare che il valore di calcolo dell'ampiezza delle fessure w_d non superi il valore limite fissato in funzione della combinazione delle azioni analizzata e delle condizioni ambientali in cui ricade la struttura in esame.

Tale verifica ha senso, ovviamente, soltanto nei casi in cui sia convenzionalmente avvenuta la formazione delle fessure, ossia in tutti quei casi in cui, per la combinazione delle azioni considerata, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata sia almeno pari a:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

Il valore di calcolo dell'ampiezza della fessura è dato da:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

ove l'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} .

I valori di ε_{sm} e di Δ_{sm} possono essere calcolati utilizzando la procedura proposta dal D.M. 09.01.1996 oppure applicando la procedura riportata dalla Circolare del 02.02.2009, n. 617, di cui al D.M. 14-01-2008.

In alternativa, la verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 02.02.2009, n. 617, di cui al D.M. 14-01-2008).

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Verifiche delle tensioni di esercizio

Le verifiche tensionali agli stati limite di esercizio consistono nel controllare che, per le combinazioni caratteristiche (rare) e quasi permanenti delle azioni, le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature, valutate adottando una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare, siano contenute nei limiti di seguito indicati:

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

- $\sigma_c = 0.60f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c = 0.45f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

Tensione massima dell'acciaio nelle condizioni di esercizio

- $\sigma_c = 0.80f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

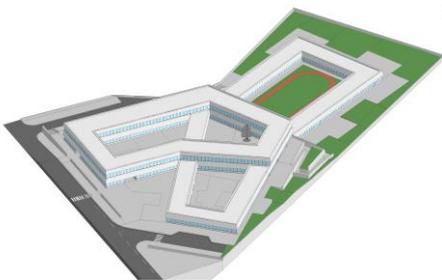
9. L'utilizzo del sistema BIM (building information modeling) nella progettazione e nella realizzazione dell'opera

9.1 Introduzione

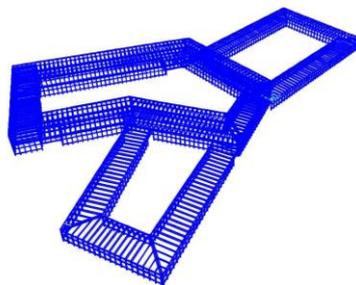
Il successivo sviluppo del progetto definitivo/esecutivo sarà condotto utilizzando il sistema BIM, che sarà adottato, ovviamente, anche nella fase di realizzazione dell'opera.

Per quanto riguarda la fase progettuale, si procederà a definire il modello complessivo BIM della costruzione, che è ottenuto dall'assemblaggio dei tre modelli singoli, ciascuno relativo ad una specifica disciplina progettuale:

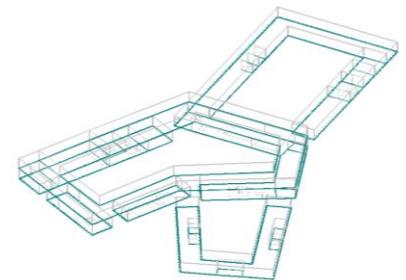
- il modello Architettonico;
- il modello Strutturale;
- il modello degli Impianti.



Modello Architettonico



Modello Strutturale



Modello degli Impianti

Allo stato attuale del progetto (fase di analisi di fattibilità tecnico-economica) ciascuno dei tre modelli di cui sopra è stato già prodotto (ad un livello di dettaglio corrispondente alla fase progettuale in atto) attraverso software in grado di garantire l'interoperabilità, mediante il formato aperto IFC, per l'integrazione nel software di BIM Authoring, che gestirà l'intero processo di progettazione e di realizzazione dell'opera. In particolare, come già detto nel corpo della presente relazione, per il pre-dimensionamento e la verifica della struttura, al momento si è realizzato un modello globale tridimensionale dell'intera costruzione, risolto a livello di calcolo, con il solutore Sap 2000, che risponde alle specifiche di integrazione con il modello complessivo, che sarà gestito dal software di BIM Authoring.

A titolo esemplificativo, nella tabella seguente si riporta l'elenco dei software che sono già stati utilizzati per il progetto preliminare o che saranno utilizzati nelle fasi successive di progettazione nei vari ambiti disciplinari.

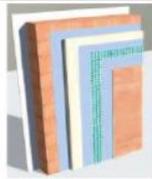
Ambito	Disciplina	Software	Compatibilità con formati aperti
Progettazione Architettonica	Architettonica	Revit	IFC
Progettazione Strutturale	Strutturale	Sap 2000 IFC	IFC
Progettazione Impiantistica	Impiantistica	Termus	IFC
Coordinamento 3D	Tutte le discipline	Navisworks Manage	IFC
Analisi delle Interferenze/Clash Detection	Tutte le discipline	Navisworks Manage	IFC
Model e Code checking	Tutte le discipline	Navisworks Manage	IFC
Valutazione dei costi	Tutte le discipline	Primus IFC	IFC/txt

9.2 Modalità di condivisione dei dati, dei modelli, dei documenti e degli elaborati

La condivisione del modello, o per meglio dire dei modelli, è impostata mediante la definizione di un ambiente cloud di gestione e trasferimento delle informazioni conforme alle UNI 11337: l'ACDat, Ambiente di Condivisione dei Dati e delle informazioni. A tale scopo si utilizza la piattaforma di collaborazione online Aconex, dotata di certificazione ISO 27001, massimo standard internazionale per le prassi di gestione della sicurezza. Inoltre, i requisiti di riservatezza, integrità e disponibilità delle informazioni sono garantiti mediante sofisticate opzioni di sicurezza che proteggono l'identità dell'utente con password e regole di accesso. Tutti i membri del team di progetto possono quindi accedere, mediante connessione internet, all'ACDat articolato in tre macro-aree:

- Area di Lavorazione, suddivisa per discipline progettuali, ovvero Architettonica, Strutturale, Impiantistica e Computo metrico;
- Area di Condivisione, sede delle principali attività BIM di Coordinamento 3D e Clash-Detection tra i modelli afferenti le diverse discipline;
- Area di Pubblicazione, in cui vengono trasferiti gli elaborati definitivi prodotti.

Le informazioni prodotte transitano dalle aree di Lavorazione all'area di Condivisione in maniera iterativa, determinando specifici flussi d'informazione tesi a consentire l'integrazione delle soluzioni progettuali. In particolare, il modello architettonico sviluppato nella relativa area di lavorazione viene trasferito nell'area di Condivisione, una volta che il contenuto informativo dei suoi oggetti ha raggiunto un LOD B/C, consentendo di avviare, nelle rispettive aree di Lavorazione, la fase di definizione finale del modello di calcolo sia strutturale che impiantistico.

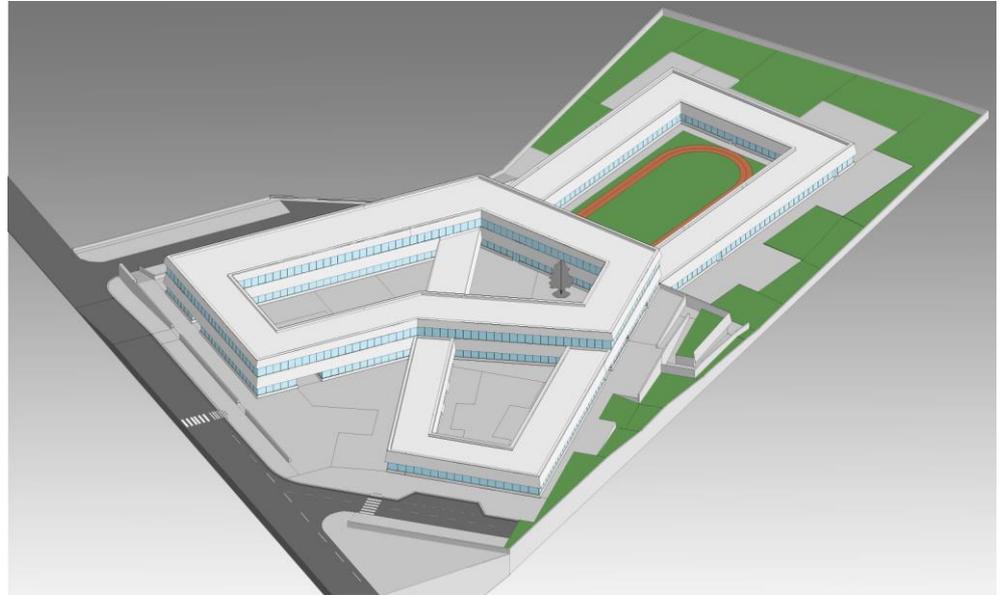
LOD A	LOD B	LOD C	LOD D	LOD E
				
<p>Geometria Elemento architettonico verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un simbolo 2D.</p> <p>Oggetto Grafica 2D (linee e campiture 2D)</p> <p>Caratteristiche Posizionamento di massima</p> <p>Usi consentiti</p> <ul style="list-style-type: none"> Semplici ingombri Studio schemi compositivi 	<p>Geometria Solido generico per rappresentazione elemento architettonico verticale o pseudoverticale con forma, spessore e posizione approssimata</p> <p>Oggetto Solido 3D</p> <p>Caratteristiche Semplici geometrie d'ingombro</p> <p>Usi consentiti</p> <ul style="list-style-type: none"> Studio preliminare Computo metrico Stima economica preliminare 	<p>Geometria Elemento architettonico (sistema e sottosistema) verticale o pseudoverticale rappresentato con ingombri calcolati secondo la normativa tecnica</p> <p>Oggetto Solido 3D strutturato</p> <p>Caratteristiche Definizione del sistema architettonico</p> <ul style="list-style-type: none"> Spessore Lunghezza Larghezza Volume Definizione materiali Definizione stratigrafie principali <p>Usi consentiti</p> <ul style="list-style-type: none"> Dimensioni esecutive Utilizzo per computo metrico estimativo Verifica interferenze con altre discipline 	<p>Geometria Elemento architettonico verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un solido avente dimensioni pari alle dimensioni reali. Sono modellate tutte le stratigrafie.</p> <p>Oggetto Solido 3D complesso</p> <p>Caratteristiche Dettaglio dei componenti per gruppi e senza riferimenti a singoli prodotti</p> <ul style="list-style-type: none"> Definizione stratigrafie dettagliate Spessori componenti Struttura Isolamento Camera d'aria Sottofondo supporto Finitura Dettagli costruttivi <p>Usi consentiti</p> <ul style="list-style-type: none"> Previsioni di scheduling di cantiere 	<p>Geometria Elemento architettonico verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un solido avente dimensioni pari alle dimensioni reali. Sono incluse tutte le stratigrafie, i dati specifici del fornitore dei materiali e le finiture.</p> <p>Oggetto Solido 3D complesso</p> <p>Caratteristiche Dettaglio dei componenti con singolo prodotto. Informazioni di montaggio Materiale di supporto Schede tecniche singoli prodotti</p> <ul style="list-style-type: none"> Tipo finitura interna Superficie finitura interna Tipo finitura esterna Superficie finitura esterna Composizione Materiale/Componente Presenza certificazioni Capacità strutturale Trasmissione vapore Valore R Valore U Valore assorbimento Trasmissione acustica <p>Usi consentiti</p> <ul style="list-style-type: none"> Cantierizzazione Produzione Manutenzione

Esemplificazione dello sviluppo del contenuto informativo (LOD) di un oggetto BIM architettonico secondo le UNI 11337

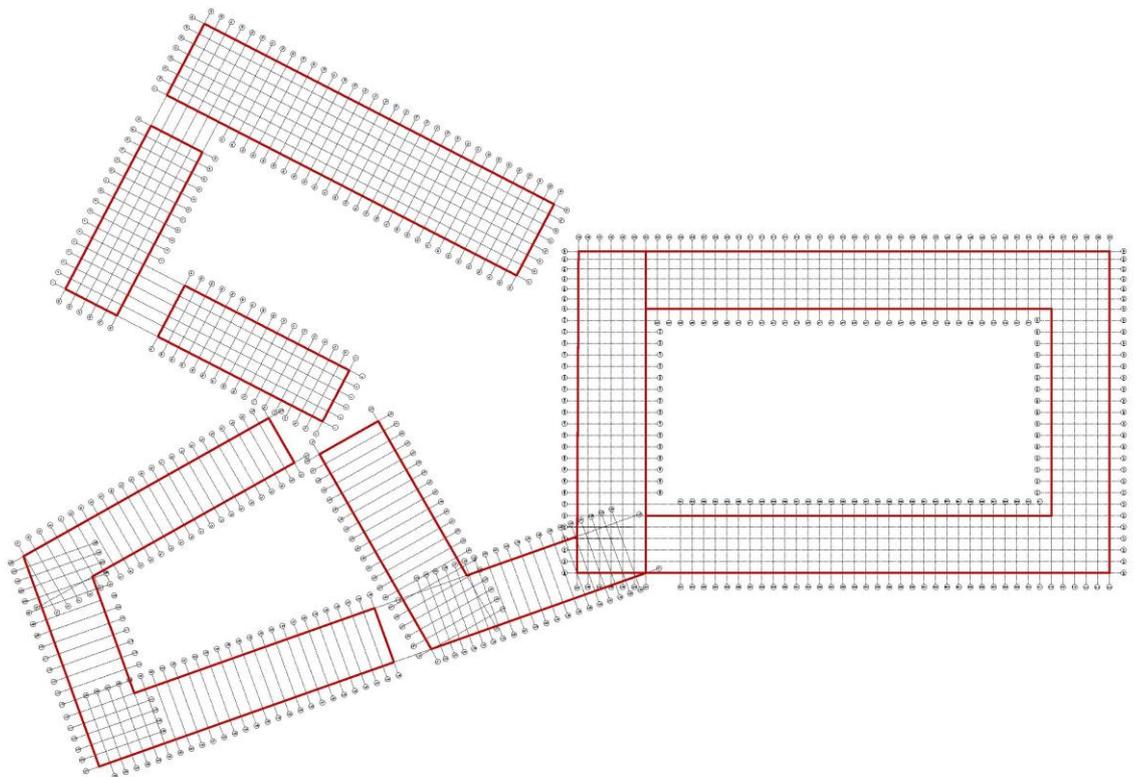
9.3 Flussi informativi necessari alla definizione del modello strutturale dell'opera

Il modello strutturale dell'opera in fase di progetto definitivo/esecutivo si sviluppa nell'area di Lavorazione della disciplina Strutturale a partire dal modello Architettonico condiviso nella sezione di Condivisione dai progettisti architettonici.

Utilizzando la geometria del modello architettonico come traccia, il modello strutturale si “monta” su quest’ultimo, attraverso la definizione di un sistema di riferimento condiviso formato da griglie e livelli.



Modello Architettonico



Sistema di riferimento: griglie



Sistema di riferimento: livelli

In questa fase si attuano le principali scelte progettuali inerenti a:

- materiali strutturali e non;
- schemi strutturali;
- suddivisione del modello in workset corrispondenti alle parti di costruzione strutturalmente indipendenti;
- dimensionamento degli elementi strutturali.

Il contenuto informativo degli oggetti che costituiscono la soluzione progettuale così definita è portato quindi ad un LOD B/C.

LOD A	LOD B	LOD C	LOD D	LOD E
<p>Geometria Elemento strutturale lineare verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un simbolo 2D.</p>	<p>Geometria Elemento strutturale lineare verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un solido di estrusione abbozzato.</p>	<p>Geometria Elemento strutturale lineare verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un solido avente dimensioni calcolate secondo la normativa tecnica. Sono definiti i collegamenti tipici resistenti.</p>	<p>Geometria Elemento strutturale lineare verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un solido avente dimensioni pari alle dimensioni reali. Sono modellate tutte le piastre e gli irrigidimenti relativi alla colonna.</p>	<p>Geometria Elemento strutturale lineare verticale o pseudoverticale rappresentato mediante un solido avente dimensioni pari alle dimensioni reali. Sono modellati anche tutti gli elementi necessari per la produzione quali bulloni e saldature. Anche gli assemblaggi sono definiti a modello.</p>
<p>Oggetto Simboli grafici 2D</p>	<p>Oggetto Solido 3D</p>	<p>Oggetto Solido 3D complesso</p>	<p>Oggetto Solidi 3D complessi</p>	<p>Oggetto Solidi 3D complessi</p>
<p>Caratteristiche</p> <ul style="list-style-type: none"> • Posizionamento di massima 	<p>Caratteristiche</p> <ul style="list-style-type: none"> • Materiali ipotizzabili • Sezioni ipotizzabili 	<p>Caratteristiche</p> <ul style="list-style-type: none"> • Materiali da calcolo • Sezioni calcolate 	<p>Caratteristiche</p> <ul style="list-style-type: none"> • Piastre 3D • Irrigidimenti 3D • Informazioni su bulloni e saldature 	<p>Caratteristiche</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bulloni 3D • Saldature 3D • Assemblaggi • Fasi di montaggio

Esemplificazione dello sviluppo del contenuto informativo (LOD) di un oggetto BIM strutturale secondo le UNI 11337

In seguito, il modello viene trasferito dai progettisti strutturali nell'area di Condivisione, sede di una attività BIM di Clash-Detection (analisi delle interferenze) tra modello strutturale e modello architettonico finalizzata a ridurre le problematiche che potrebbero insorgere successivamente negli stadi di progetto Definitivo ed Esecutivo.

Le interferenze individuate vengono quindi prontamente risolte, apportando modifiche al modello strutturale e, ove necessario, anche al modello architettonico. Il processo d'integrazione tra le due discipline instaura un flusso d'informazioni ciclico tra le rispettive aree di Lavorazione e l'area di Condivisione, e si conclude solo allorquando è assente qualsiasi interferenza tra i due modelli. Tuttavia, il modello strutturale potrebbe subire ulteriori modifiche in relazione alla compatibilità con il modello impiantistico, che, a sua volta, può influenzare il modello architettonico, determinandone variazioni tali da poter interferire con il modello strutturale.

Pertanto, al variare del modello architettonico in seguito alle attività di Clash-Detection anche con il modello degli impianti, si avviano ulteriori fasi di analisi delle interferenze anche nell'area di lavorazione Strutture.

9.4 Coordinamento 3d dei modelli

Infine, l'attività BIM di Coordinamento 3D tra i modelli disciplinari consente di individuare anche le eventuali problematiche che insorgono dall'unione delle tre soluzioni progettuali: modello strutturale, modello architettonico, modello degli impianti. La fusione dei modelli singoli in un unico modello costituisce il modello aggregato dell'opera.

9.5 Produzione degli elaborati progettuali

In seguito alle attività BIM di Analisi delle interferenze e di Coordinamento 3D, i modelli disciplinari e il modello aggregato saranno pronti per l'estrapolazione degli elaborati progettuali: piante, carpenterie, sezioni, prospetti, tabulati e relazioni tecniche.

Gli elaborati prodotti, in fase di progettazione definitiva/esecutiva, saranno quindi trasferiti, in versione PDF, all'area di Pubblicazione dell'ACDat.

9.6 Valutazione dei costi

In seguito alla definizione dei modelli disciplinari integrati, sarà avviata anche l'attività di analisi dei costi finali nell'area di Lavorazione Computo metrico. Al momento (fase di Studio di Fattibilità Tecnico-Economica) è stata effettuata unicamente una stima preliminare dei costi dell'intera costruzione, ovviamente con specifico riferimento anche alle componenti strutturali.

10. Indicazione della spesa sommaria delle strutture

Nello sviluppo dell'indicazione della spesa sommaria relativa alle strutture si è fatto riferimento ai prezzi riportati nella tariffa della Regione Sicilia 2013 per tutte quelle lavorazioni di cui è stato possibile rilevare, già in questa fase, le relative quantità con adeguata approssimazione. Laddove mancanti, ci si è riferiti ai prezzi di Prezzari ufficiali emanati da altre Amministrazioni Regionali opportunamente rapportati a quelli della Regione Sicilia.

Invece, per le altre lavorazioni per le quali è imprescindibile un ulteriore approfondimento da effettuare nelle successive fasi di progettazione (progetto Definitivo ed Esecutivo), ci si è riferiti a costi parametrici di categorie di lavorazione similari inerenti ad edifici della stessa tipologia di quello in oggetto.

Lavorazioni comuni													
Categorie di Lavorazioni		Sottocategorie	Quantità	Unità di Misura	Importo unitario [€]	Percentuale Manodopera	Importo Manodopera	Percentuale costi sicurezza	Importo costi sicurezza	Importo totale [€]			
Muri di sostegno e rampe	1		1	a corpo	65000	25	16250	0,9	585	65000			
Locali Tecnici Comuni	1		1	a corpo	80000	22	17600	0,8	640	80000			
							33850		1225	145000			
Scuola dell'infanzia													
Categorie di Lavorazioni		Sottocategorie	Quantità	Unità di Misura	Importo unitario [€]	Percentuale Manodopera	Importo Manodopera	Percentuale costi sicurezza	Importo costi sicurezza	Importo totale [€]			
Strutture	50	CLS 8-10 Magrone	50	m ³	115,2	4	230,4	0,15	8,64	5760			
	240	CLS 25-30 Fondazione	240	m ³	155,6	9	3360,96	0,15	56,016	37344			
	24000	Acciaio	24000	Kg	1,64	32	12595,2	0,7	275,52	39360			
	850	Casseforme	850	m ²	19,7	67	11219,15	0,13	21,7685	16745			
	150	Telai in legno	150	m ³	1300	23	44850	0,5	975	195000			
	730	Solaio in Xlam	730	m ²	80	24	14016	0,5	292	58400			
	650	Vespaiο compreso sottofondo	650	m ²	45	8	2340	0,6	175,5	29250			
	100	Basamento in CLS 8-10 Magro	100	m ³	115,2	4	460,8	0,15	17,28	11520			
							89073		1822	393379			