

LA CULTURA CHE ACCOGLIE
BORGHI COMACINI IN RETE



**PNRR M1C3 - INVESTIMENTO 2.1
ATTRATTIVITA' DEI BORGHI STORICI:
“LA CULTURA CHE ACCOGLIE BORGHI
COMACINI IN RETE” CUP F99I22000130006**

3.1-LINEA DI AZIONE 1 - Intervento 10

“Manutenzione Straordinaria Immobile Veglio ex Latteria”

**PROGETTO ESECUTIVO
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE Rev.02**

Committente:

Comune di CERANO D'INTELVI

Progettista:

Studio ZPPR - Via Provinciale, 167 Centro Valle Intelvi (Co)

Arch. Cristina Zili (CO 2035) - Per.ind. Massimiliano Peduzzi (CO 1168) -

Ing. Paolo Peduzzi (CO 2744) - Per.ind. Mattia Righetti (CO 2019) -

DATA
Marzo 2024

TIMBRO E FIRMA DEL PROGETTISTA

FIRMA DEL RUP

INDICE

- Relazione solaio di pavimento piano terra
- Relazione ampliamenti terrazzo a livello 1
- Valutazione della variazione di rigidezza, valutazione cambio d'uso e valutazione impianti.
- Foronomie porte interne
- Certificato di collaudo statico opere eseguite – anno 1998
inerente le opere in conglomerato cementizio armato normale
realizzato per la ristrutturazione dell'immobile.

Relazione Generale

La seguente Relazione Generale riporta i dati generali che caratterizzano gli elementi strutturali del progetto in esame, la collocazione in ambito nazionale e le caratteristiche generali del sito ove esso è ubicato. Essa contiene, inoltre, le indicazioni riguardo la tipologia e le caratteristiche dei materiali con cui le opere sono realizzate e tutte le azioni agenti sulle stesse.

Descrizione Generale del Progetto

Il seguente progetto prevede il calcolo ed il disegno delle armature dei travetti di un solaio, poggianti su travi ortogonali all'orditura dei solai stessi.

I solai alleggeriti rappresentano la quasi totalità dei solai progettati nel territorio nazionale. Essi, prevedendo il ricorso ad una soletta collaborante in calcestruzzo armato ordinario, sono realizzati accostando, gli uni agli altri, in file parallele, blocchi di materiale (es. laterizio, polistirolo, elementi modulari in plastica, etc.) con funzione prevalente di alleggerimento; ed interponendo tra due file un travetto in calcestruzzo armato (in opera o prefabbricato) con funzione resistente-strutturale.

Livelli di sicurezza e prestazioni attese dall'opera

Le strutture e gli elementi strutturali devono essere progettati, eseguiti, collaudati e soggetti a manutenzione in modo da consentire la prevista utilizzazione, per tutta la vita utile di progetto ed in forma economicamente sostenibile in base al livello di sicurezza previsto dalle Norme.

La sicurezza di un'opera e le sue prestazioni devono essere valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la vita di progetto, detta Vita Nominale. Per Stato Limite si intende, in generale, quella determinata situazione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Si parla, dunque, di condizioni che dovranno essere soddisfatte per scongiurare la crisi ultima (sicurezza nei confronti degli **Stati Limite Ultimi**), ed anche di condizioni, legate all'uso quotidiano della struttura stessa, per "rimanere adatta all'uso" (sicurezza nei confronti degli **Stati Limite di Esercizio**).

Caratteristiche del Sito

Il sito ove sono ubicati le opere da realizzare, viene caratterizzato sulla base di una macrozonazione del territorio nazionale, in funzione della tipologia delle azioni che impegnano le strutture nella loro vita utile. Per ulteriori approfondimenti sulla caratterizzazione del sito, si rimanda alla successiva Relazione di Calcolo.

Tipologia dei Materiali

Le opere del presente progetto sono realizzate con **Calcestruzzo di Classe C25/30 ed Acciaio tipo B450C**

Tipologia delle Azioni

Per ciascun elemento strutturale (solaio, scala, sbalzo) verrà eseguita una analisi dei carichi, considerando le seguenti azioni di tipo antropico, legate alla destinazione d'uso dell'opera:

- **Pesi propri dei materiali strutturali**
- **Carichi permanenti non strutturali**
- **Sovraccarichi variabili**

Per la schematizzazione delle azioni nonché le condizioni e combinazioni di carico considerate, si rimanda ai capitoli della successiva Relazione di Calcolo.

Il Tecnico
Ing. Peduzzi Paolo

Relazione Esecutiva

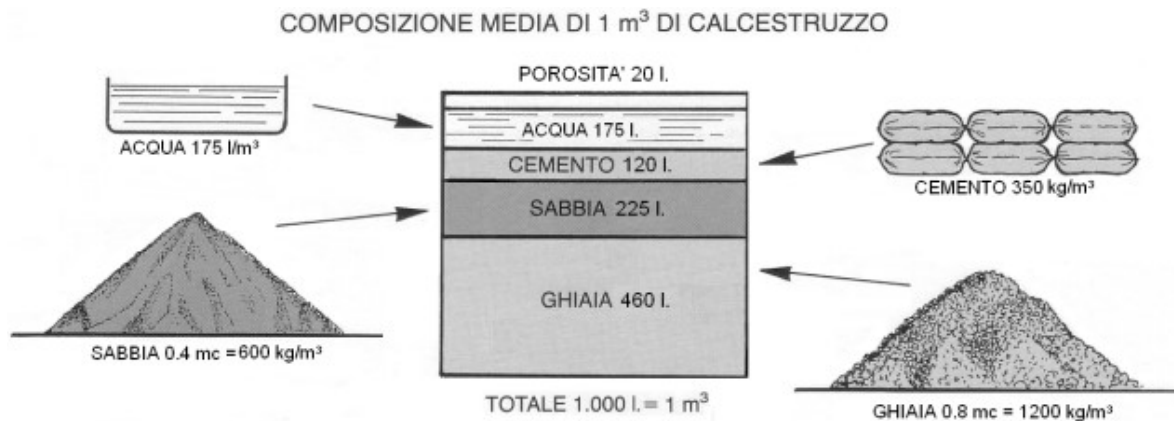
Scopo della presente relazione è fornire le informazioni utili al corretto stoccaggio e alla messa in opera dei materiali strutturali, nonché le procedure di accettazione e controllo dei materiali in cantiere. Vengono altresì forniti i particolari esecutivi necessari alla corretta realizzazione degli elementi strutturali e non strutturali dell'opera in esame.

Per poter garantire un buon comportamento meccanico del prodotto finito, che possa essere mantenuto nel tempo, è necessario assicurare una buona qualità dei materiali componenti, che deve essere costante durante tutte le fasi di produzione.

In particolare tutti gli elementi costituenti il calcestruzzo devono essere opportunamente dosati, secondo precisi rapporti di miscelazione e rispettare i criteri di conformità fissati per legge, già indicati nella relazione sui materiali.

Calcestruzzo

Il conglomerato cementizio da impiegarsi dovrà essere dosato rispettando i seguenti rapporti di miscelazione, con le quantità riferite ad un m³ di conglomerato.



Nella formazione degli impasti, i vari componenti dovranno risultare intimamente mescolati ed uniformemente distribuiti nella massa e durante il getto si dovrà procedere ad idonea azione di vibratura.

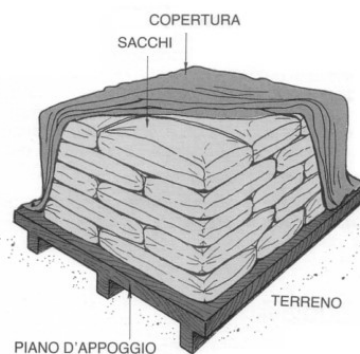
Cemento

La fornitura del cemento sarà effettuata con l'osservanza delle condizioni e modalità di cui all'art.3 della legge 26/5/1965 n.595. Deve essere impiegato cemento rispondente al R.D. 16/11/1939 n.2229.

Il cemento dovrà essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria.

Se fornito in sacchi, questi non vanno mai tenuti all'aperto, ma conservati in ambienti asciutti e chiusi, lasciando sempre delle intercapedini fra piano di appoggio e terreno.

E' escluso l'impiego di cementi alluminosi. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad altre azioni aggressive.



Sabbia

La sabbia dovrà essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; dovrà essere costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; dovrà essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; dovrà essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polvulorenti; non dovrà contenere fibre organiche.

Ghiaia e Pietrisco

La ghiaia dovrà essere formata da materiali resistenti, inalterabili all'aria, all'acqua ed al gelo, gli elementi dovranno essere pulitissimi ed esenti da cloruri e da materiali polverulenti; dovranno essere esclusi elementi a forma di ago e di piastrelle.

Il pietrisco e la graniglia dovranno provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porfiriche, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti per la ghiaia al precedente punto. Dovrà essere escluso il pietrisco proveniente dalla frantumazione di scaglie di residui di cave.

E' consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

Acqua

L'acqua dovrà essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non dovranno essere impiegate acque eccessivamente dure o ricche di solfati o cloruri; acque di rifiuto, anche se limpide, se provenienti da fabbriche di qualsiasi genere; acque contenenti argilla, humus, limo; acque contenenti residui grassi, oleosi o zuccherini; acque piovane.

Inoltre, dato che l'eccesso di acqua costituisce causa fondamentale della riduzione di resistenza del conglomerato, nella determinazione della qualità dell'acqua, per l'impasto si dovrà tenere conto anche di quella contenuta negli inerti.

Aggiunte e Additivi

Oltre ai componenti normali (cemento, acqua, sabbia e ghiaia) è ammesso l'utilizzo di prodotti chimici come additivi al calcestruzzo. Essi, aggiunti solitamente in piccole quantità, hanno lo scopo di migliorare una o più prestazioni. A seconda della loro specifica funzione, gli additivi possono essere classificati in varie tipologie: acceleranti, ritardanti, aeranti, inibitori di corrosione, battericidi, idrofobizzanti, anti-ritiro, fluidificanti e superfluidificanti. In particolare, i fluidificanti, ad esempio, migliorano la lavorabilità dell'impasto, evitando di dover aumentare la quantità d'acqua; gli acceleranti e i ritardanti, rispettivamente, accelerano e ritardano la presa del calcestruzzo in opera; gli aeranti introducono aria, migliorando la resistenza al gelo.

L'uso degli additivi deve essere fatto con attenzione, seguendo le indicazioni del fornitore. E' importante precisare che un uso scorretto, specie con riferimento alle quantità, può comportare effetti secondari negativi.

Modalità di accettazione del conglomerato cementizio

Prelievo dei campioni

Il prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la Resistenza di prelievo: , che rappresenta il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

Modalità del controllo

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Acciaio

L'Acciaio per strutture in c.a. deve essere prodotto con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento. Le prove di qualifica dell'acciaio prodotto devono essere effettuate sia internamente all'impianto di produzione, sotto controllo di un laboratorio ufficiale, sia presso il laboratorio ufficiale stesso. Tali prove devono essere qualificate con revisione semestrale da parte del Servizio Tecnico Centrale, mediante emissione di attestato di qualificazione, in cui vengono dichiarati i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali, richiesti dalle Norme.

Le armature devono essere protette, durante la permanenza in deposito, contro tutte le azioni esterne che ne possano compromettere le caratteristiche geometriche o meccaniche. E' necessario, prima della messa in opera controllare lo stato superficiale delle armature.

Tutte le barre di acciaio dovranno essere poste in opera prive di tracce di ruggine e praticando all'estremità gli opportuni ancoraggi ed in ogni caso dovranno rispondere a tutti i requisiti riportati nella Circolare del Ministero LL.PP. n.37406 del 24/06/1993, relativamente agli acciai ad aderenza migliorata.

Tutti gli acciai per calcestruzzo armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio.

Le barre sono caratterizzate dal diametro della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.

Per il presente progetto, si è scelto di usare l'acciaio tipo B450C che risulta più duttile e può essere impiegato in barre del diametro compreso tra 6 e 40 mm. Nel caso si utilizzino diametri fino a 16 mm, è ammesso l'uso di acciaioforniti in rotoli.

La lunghezza di ancoraggio L_b delle barre deve essere almeno pari a venti volte il diametro, mentre la piegatura del ferro deve essere almeno cinque volte il diametro.

Le dimensioni del mandrino, con cui effettuare la piegatura dei ferri, dipende dal diametro della barra e dal tipo di acciaio impiegato come prescritto dalle norme UNI-EN 206, e come di seguito riportato in tabella:

Diametro della barra \varnothing	Diametro del mandrino β
$\varnothing < 12$ mm	4 \varnothing
12mm $\leq \varnothing \leq$ 16 mm	5 \varnothing
16mm $\leq \varnothing \leq$ 25 mm	8 \varnothing
25mm $\leq \varnothing \leq$ 40mm	10 \varnothing

Lunghezza di ancoraggio $L_b \geq 20 \varnothing$	Lunghezza della piega $L \geq 5 \varnothing$

Modalità di accettazione dell'acciaio

La documentazione di qualifica, attestante i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle Norme, deve essere verificata ad ogni fornitura di materiale in cantiere.

L'acciaio deve essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione, tramite marchiatura indelebile, depositata presso il Servizio Tecnico Centrale. Dalla marchiatura deve risultare, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e alla sua eventuale saldabilità. La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Laterizi

Durante l'attività di cantiere, i laterizi non dovranno essere posati a contatto con il terreno per evitare che assorbino sostanze che, una volta in opera, possano causare efflorescenze o scarsa adesione con il calcestruzzo. Durante la stagione invernale bisogna evitare che i blocchi si impregnino d'acqua, con rischio di danneggiamento da gelo. È buona norma di prudenza non sovrapporre un numero elevato di pacchi (comunque mai più di quattro), ma anzi, compatibilmente con la disponibilità di spazio, rendere minima la sovrapposizione. Il sollevamento al piano sarà fatto mediante forche e cassoni metallici in modo da evitare qualunque rischio di caduta dall'alto di elementi o di parte di elementi in laterizio (D.P.R. 7 gennaio 1956 n. 164 e D.L. 19 settembre 1994 n. 626).

Nel caso siano presenti elementi difettosi, essi vanno eliminati prima della posa in opera.

Particolari Esecutivi Solai

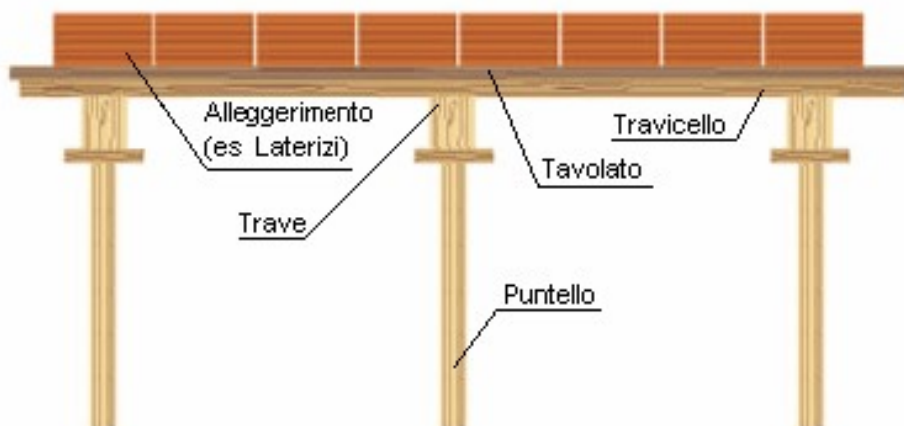
Particolari Esecutivi Solai alleggeriti

L'esecuzione di solai alleggeriti, siano essi con travetti gettati in opera che prefabbricati, dovrà avvenire nel seguente ordine:

Preparazione delle Casseformi
Posa in opera dei blocchi di alleggerimento
Posa in opera delle armature
Getto del conglomerato
Disarmo Casseformi

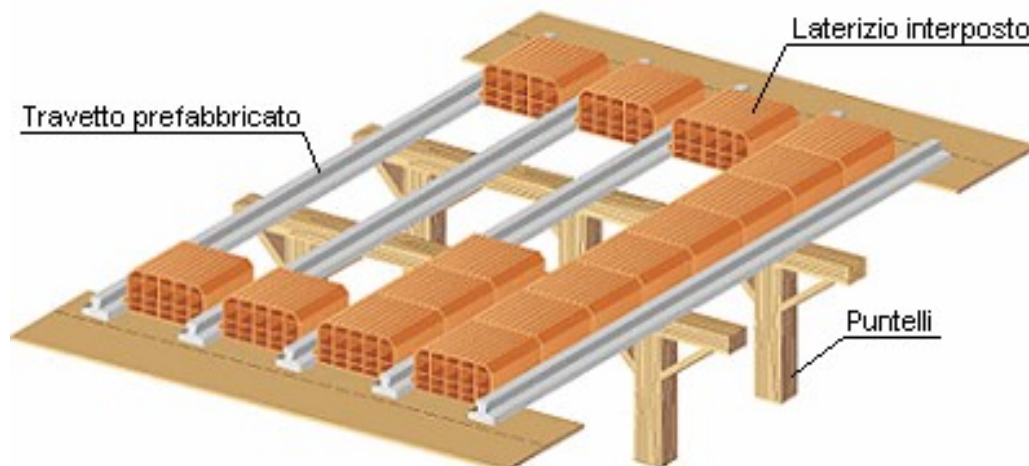
Preparazione delle Casseformi

Se il solaio è realizzato interamente in opera, si dovranno prevedere casseformi continue, costituite da una serie di tavole di legno spesse almeno 2,5 cm che, opportunamente puntellate, possano sostenere i blocchi di alleggerimento. Per ridurre il più possibile la freccia in fase di disarmo, si dovrà realizzare la superficie dell'impalcato non perfettamente in piano ma leggermente curvata verso l'alto con il massimo della curvatura in mezzera.



Se il solaio è a travetti prefabbricati, l'impalcato provvisorio sarà discontinuo e costituito da travi di legno, trasversali rispetto all'orditura del solaio, sostenute da opportuni puntelli verticali, che servono per il successivo posizionamento dei travetti prefabbricati. L'appoggio dei travetti nelle zone di testata avviene sopra una tavola orizzontale, posta lungo il bordo del solaio e sostenuta dalla medesima impalcatura, che può servire anche da carpenteria alla trave portante.

I travetti prefabbricati vanno posti in opera direttamente sull'impalcato provvisorio, secondo la direzione di orditura del solaio e tra di essi vanno inseriti i blocchi di laterizio. Sono elementi autoportanti che contengono al loro interno l'armatura necessaria al solaio. L'operazione è abbastanza semplice e sicura e crea dei canali, delimitati inferiormente dai travetti e lateralmente dai laterizi, all'interno dei quali effettuare il getto di completamento del calcestruzzo.



Posa in opera dei blocchi di alleggerimento

In un solaio realizzato interamente in opera, durante la posa dei blocchi di alleggerimento, è necessario garantire la pedonabilità dell'impalcato provvisorio, predisponendo dei percorsi pedonali costituiti da tavole poste al di sopra dei blocchi in modo da evitare accumuli di carico che possano portare a fessurazioni indesiderate.

Nel caso di blocchi in laterizio, pur non dovendo essi avere particolari caratteristiche di resistenza a flessione e

punzonamento, devono comunque avere una resistenza sufficiente per sopportare il peso sviluppato durante queste operazioni, garantendo di poter operare in condizioni di sicurezza, contro le cadute dall'alto.



Nei solai a travetti prefabbricati, i blocchi di laterizio vengono poggiati tra una fila di travetti e l'altra, presentano infatti dei dentelli laterali che ne permettono l'ancoraggio e per questo vengono detti "interposti".

In prossimità delle travi di appoggio, quando è necessario creare una fascia piena, è possibile arretrare la primafila di laterizi lasciando sporgere solo le testate dei travetti, che andranno coperte dal getto di completamento.

Una volta posizionati i blocchi, il piano di posa risulta abbastanza rigido da permetterne la pedonabilità, a patto che i blocchi abbiano superato la prova di resistenza a punzonamento e flessione.

Durante la posa dei blocchi di alleggerimento, in prossimità delle travi di appoggio, può essere necessario aumentare la porzione di calcestruzzo per una fascia parallela alla trave, creando dunque una fascia piena. La fascia semipiena si ottiene, invece, eliminando a partire dalla fascia piena i blocchi di alleggerimento alternativamente, come si evince dagli elaborati grafici della carpenteria dei solai.

Posa in opera delle armature

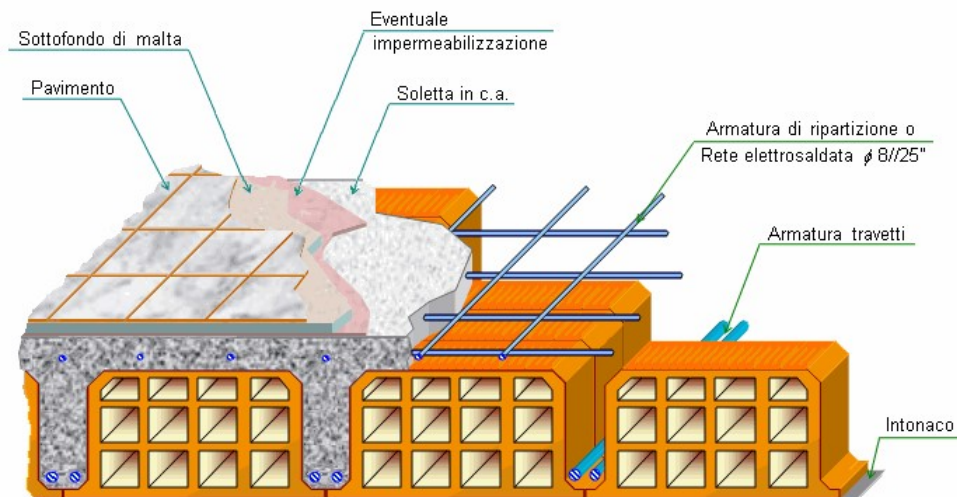
Nei solai con nervature interamente gettate in opera, sia l'armatura superiore che inferiore, va posizionata prima del getto del calcestruzzo di completamento.

Nel caso in cui, per la realizzazione delle nervature resistenti, si usano i travetti prefabbricati, l'armatura inferiore si trova già all'interno dei travetti prefabbricati, mentre quella da disporre superiormente deve essere aggiunta in opera.

Per posizionare le armature si dovrà ricorrere all'uso di distanziatori o di sistemi equivalenti in modo da assicurare che, nella successiva fase di getto, le armature rimangano ferme il più possibile per garantire l'adeguato copriferro. La superficie di ferro resistente comprese le staffe, nel caso di solette piene, deve essere posta ad una distanza dalle facce esterne del conglomerato di almeno 2.0 cm.

Il numero delle barre, per ciascuna nervatura, è stato limitato a 2 o 3 come si può vedere dagli elaborati grafici della carpenteria, di deguito allegati. All'estradosso dei blocchi, dovrà essere posta un'armatura di ripartizione, o rete elettrosaldata, che verrà successivamente inglobata nella soletta in calcestruzzo (caldana).

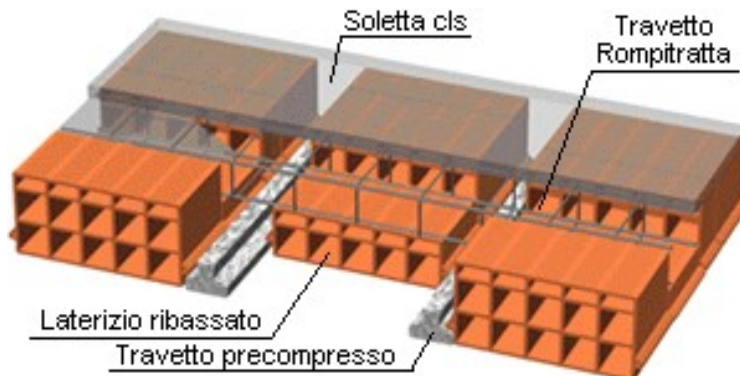
Prima della realizzazione del sottofondo di malta, per la posa in opera del pavimento, sarà opportuno, specie per solai di copertura o esterni, predisporre uno strato di materiale impermeabilizzante.



Per luci di calcolo superiori a 4.50 m e comunque nel caso in cui siano presenti carichi concentrati, è prevista in mezzeria la disposizione di una nervatura trasversale, comunemente detta "travetto rompitratta".

L'armatura longitudinale adottata per il travetto (di norma 4 ferri da 12mm) è simmetrica e costante per tutta la sua lunghezza, mentre le staffe hanno un diametro minimo di 6 mm e passo maggiore o uguale a 25 cm, come mostrano le stampe dei disegni.

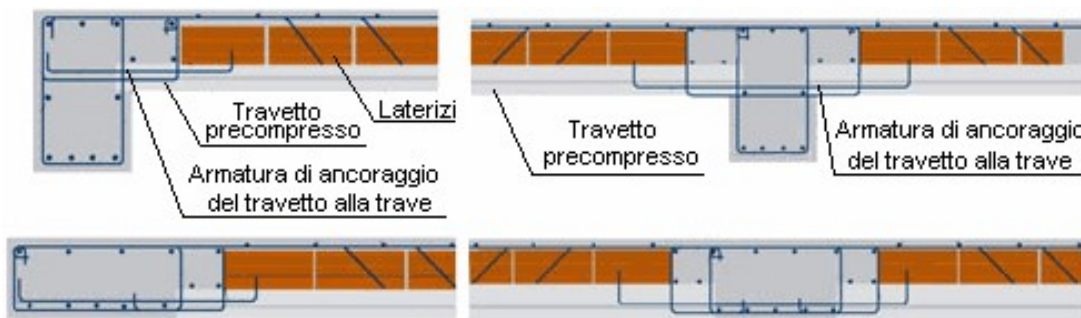
Nei solai a travetti prefabbricati, il travetto rompitratta viene poggiato su una fila di blocchi di altezza ridotta rispetto a quella impiegata nel resto del solaio.



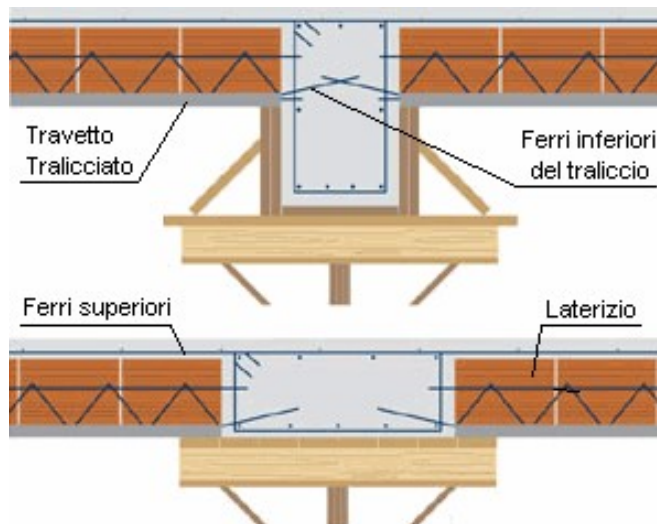
Per quanto riguarda, invece, la disposizione delle armature agli appoggi, è bene notare che nel caso di travetti prefabbricati, essendo essi privi di armatura a taglio, devono essere integrati sugli appoggi da armature inferiori convenientemente ancorate.

Per questo motivo il collegamento dei travetti alle travi, avviene facendo penetrare la testata dei travetti all'interno della trave per circa 5-10 cm e disponendo nella zona inferiore della sezione di appoggio una coppia di ferri, ai lati di ciascun travetto, il cui diametro è preso pari al più piccolo dei diametri impiegati per l'armatura longitudinale. Se il travetto è tralicciato questi ferri aggiuntivi non sono necessari, in quanto basta prolungare fin dentro la trave i ferri inferiori del traliccio stesso. La disposizione delle armature in corrispondenza degli appoggi, segue lo stesso principio, sia nel caso di travi a spessore che in quello di travi emergenti.

Particolare dell'appoggio intermedio ed esterno per travetti precompressi



Particolare dell'appoggio intermedio ed esterno per travetti tralicciati



Getto del conglomerato

Si dovrà studiare la composizione del getto in modo da evitare rischi di segregazione o la formazione di nidi di ghiaia e per ridurre l'entità delle deformazioni differite. Il diametro massimo degli inerti impiegati non dovrà superare 1/5 dello spessore minimo delle nervature, né la distanza netta minima tra le armature.

Nel caso di alleggerimento realizzato con laterizi, prima di procedere al getto, i suddetti devono essere convenientemente bagnati con acqua, per evitare che assorbano l'acqua di impasto del getto, in questo modo è garantita l'aderenza tra calcestruzzo e laterizio.

Il getto di calcestruzzo deve essere eseguito cominciando dal cordolo, ed è buona norma eseguire la fase di getto in contemporanea per travi e pilastri, procedendo nel senso normale alle nervature.

Il getto deve essere costipato effettuando una accurata vibrazione dei ferri e delle casseformi in modo da garantire l'avvolgimento delle armature e l'aderenza con i blocchi di alleggerimento.

Nel caso non fosse possibile eseguire un getto contemporaneo e continuo, le interruzioni devono avvenire in aree sottoposte a sollecitazioni minime (momento flettente minore) e dovranno essere effettuate su disposizione della Direzione Lavori.

Qualora si effettui il getto in situazioni climatiche particolari, si dovranno seguire i seguenti accorgimenti:

- **Con temperature piuttosto elevate bisogna coprire i solai con teli umidi e bagnarli ripetutamente, anche nei giorni successivi al getto, per evitare un essiccamento troppo repentino della parte superiore;**
- **Con temperature rigide è consigliabile sostituire parte dell'acqua d'impasto con appositivi additivi fluidificanti, in modo da ridurre i rischi di possibile gelate.**

Per una buona esecuzione della soletta, si metteranno dei regoli di legno dello spessore pari alla soletta, sui quali si fa scorrere un altro regolo per distendere uniformemente il calcestruzzo ed ottenere una superficie abbastanza piana ed orizzontale.

Infine si richiama l'attenzione dell'impresa e della direzione dei lavori che, prima di procedere al getto, si dovrà eseguire la controventatura di tutti i ponteggi verificando frequentemente, durante il getto, che nessuno di essi possa subire spostamenti.

Disarmo Casseformi

La fase di disarmo dovrà essere effettuata a 28 giorni dal getto, in cui il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza tale da assorbire efficacemente le sollecitazioni ed i carichi prodotti dalle successive attività di cantiere. Tale procedura dovrà essere avviata dalla Direzione Lavori che controllerà la corretta esecuzione.

Nel caso in cui il solaio è realizzato con travetti interamente gettati in opera, il disarmo costituisce un'operazione da farsi con estrema cura e deve avvenire gradualmente, evitando che eccessive azioni dinamiche causino lesioni alla struttura. E' buona norma procedere con ordine eliminando i ritti intermedi, poi quelli posti alle testate, ed infine le strutture provvisorie.

Nel caso in cui il solaio, invece, è realizzato con travetti prefabbricati, il disarmo costituisce un'operazione abbastanza veloce. Si tratta infatti di eliminare solo i rompitratta provvisori e i relativi puntelli. E' buona norma procedere all'eliminazione dei puntelli partendo da quelli di estremità, adiacenti alle strutture portanti, fino ad arrivare a quelli che si trovano in mezzera.

Risulta necessario garantire l'integrità dei materiali adoperati per la carpenteria (quasi sempre legname), al fine di assicurarne il riutilizzo.

Accorgimenti di completamento

Per una buona esecuzione è sempre possibile inserire le canalizzazioni degli impianti tecnologici, all'interno dei fori dei blocchi, in modo da avere direzione parallela a quella delle nervature. In presenza di nervature trasversali, invece, bisogna prevedere dei fori orizzontali per il loro attraversamento (predisponendo appositi tubi capaci di resistere al peso del calcestruzzo sovrastante).

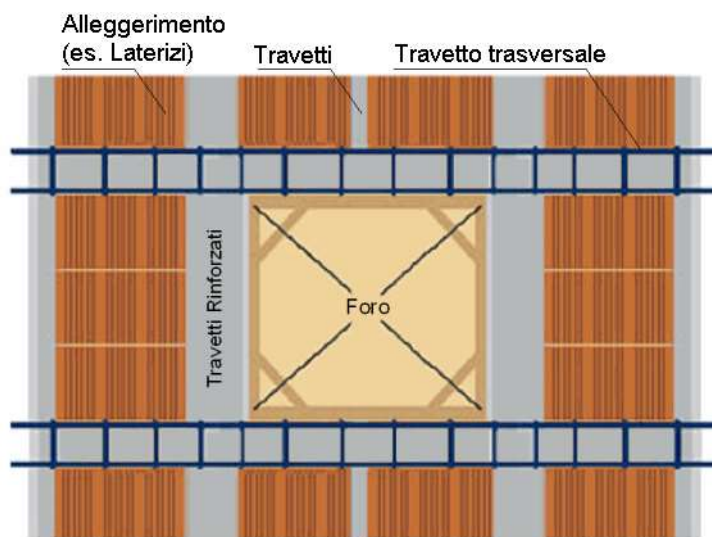
Altrettanto possibile dovrà essere il percorso, all'interno dei blocchi, dei tubi per la distribuzione idrica, anche quelli che necessitano di una pendenza per il naturale deflusso. Si dispone, infatti, di parte dello spessore del blocco per tale necessità.

Anche questi tubi possono avere direzione parallela alle nervature, mentre sono da prevedersi attraversamenti in caso di presenza di nervature trasversali.

Per impianti che prevedono la canalizzazione poggiata all'estradosso del solaio (piano di calpestio del livello superiore) non esiste problema di direzione di percorso ed è possibile in ogni caso, mediante foratura del solaio, portare i cavi all'intradosso per il previsto collegamento.

In presenza di carichi concentrati (tamponature), bisognerà incrementare la rigidità aumentando lo spessore della soletta e distribuendo il carico su nervature trasversali. In caso di previsione di grossi pesi da disporre all'intradosso, è opportuno predisporre dei ganci che siano ancorati nella soletta o che interessino le nervature.

È inoltre opportuno predisporre, in caso di presenza di fori ed aperture, un rinforzo ai bordi del foro o dell'apertura, aumentando la larghezza dei travetti di bordo.



Per quanto riguarda invece le modalità di rifinitura all'intradosso dei solai basta realizzare un intonaco a base di malte naturali. La qualità di una buona rifinitura dipende dal raggiungimento delle seguenti finalità:

- **Mancanza di sviluppo di emissioni dannose di gas, a seguito dell'invecchiamento del materiale;**
- **Possibilità di assorbire l'eccesso di umidità eventualmente presente nell'aria per poi cederla in momenti di necessità (regolazione dell'umidità dell'aria);**
- **Possibilità di avere buone caratteristiche di smaltimento dell'umidità stessa attraverso adeguate caratteristiche di permeabilità del materiale.**

Conclusioni

Per le altre prescrizioni in fase di esecuzione dei lavori si richiamano le disposizioni di cui alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il Tecnico
Ing. Peduzzi Paolo

Relazione sui Materiali

La presente relazione riporta i dati necessari all'identificazione e alla qualificazione dei materiali strutturali adoperati nell'opera in oggetto, nonché le procedure di accettazione previste dalle vigenti Norme Tecniche.

I solai possono realizzarsi con differenti materiali di alleggerimento, accoppiando travetti di diversa natura (calcestruzzo armato ordinario o prefabbricato, legno) ad una lasta collaborante, generalmente, in calcestruzzo armato. Tale materiale è ottenuto inglobando all'interno di un conglomerato di cemento ed inerti (definito Calcestruzzo) degli elementi in acciaio sotto forma di barre opportunamente modellate, che hanno l'importante compito di assorbire gli sforzi di trazione.

Per ottenere un calcestruzzo armato con buone caratteristiche meccaniche, è necessario che i materiali che lo costituiscono rispettino i criteri di conformità fissati dalla normativa.

In particolare, verranno dapprima riportati i requisiti che i componenti devono possedere per realizzare un calcestruzzo di buona qualità e, in seguito, analizzate le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato adoperato, illustrando le prescrizioni relative al conglomerato cementizio e quelle relative all'acciaio. Tali prescrizioni conterranno anche le indicazioni atte a garantire la lavorabilità dell'impasto e la durabilità dell'opera, in relazione alle condizioni ambientali del sito di costruzione. Ciò comporta determinate scelte progettuali, come assegnare un valore adeguato di copriferro minimo (inteso come lo spessore minimo di calcestruzzo che ricopre le armature) ai fini della protezione del calcestruzzo armato contro la corrosione delle armature metalliche.

Componenti del calcestruzzo

Come già accennato, il calcestruzzo è costituito da un aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco) legati da una pasta cementizia, composta da acqua e cemento. Oltre ai componenti normali, è consentito l'uso di aggiunte (ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice) e di additivi chimici (acceleranti, ritardanti, aeranti, ecc.), in conformità a quanto previsto nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

Cemento

La fornitura del cemento sarà effettuata con l'osservanza delle condizioni e modalità di cui all'art.3 della legge 26/5/1965 n.595. Verrà impiegato cemento conforme alla norma armonizzata UNI EN 197.

Aggregati

Sono idonei alla produzione del calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo, conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

L'attestazione della conformità di tali aggregati deve essere effettuata ai sensi del DPR n. 246/93. Inoltre, gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, dei requisiti chimico-fisici aggiuntivi, rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, secondo quanto prescritto dalle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005. Ad ogni modo, la dimensione massima dell'inerte sarà commisurata, per l'assestamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non dovrà superare: la distanza minima tra due ferri contigui ridotta di 5 mm, 1/4 della dimensione minima della struttura e 1/3 del copriferro.

Acqua di impasto

L'acqua di impasto, compresa quella di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008:2003.

Additivi

Gli additivi chimici, utilizzati per migliorare una o più prestazioni del calcestruzzo, devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

Aggiunte

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 450-1. Per quanto riguarda invece l'impiego bisogna fare riferimento alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004.

I fumi di silice, infine, devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 13263-1.

Per ulteriori approfondimenti sullo stoccaggio in cantiere e la messa in opera dei materiali utilizzati, si rimanda alla Relazione Esecutiva.

Calcestruzzo

Per il calcestruzzo preconfezionato o confezionato in opera per strutture armate, così come stabilitosuccessivamente nella relazione di calcolo e in conformità alle seguenti norme:

- NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)
- Linee Guida per il calcestruzzo strutturale
- UNI-EN 206-1
- UNI-EN 12620
- UNI 197/1

si richiedono le seguenti caratteristiche:

Classe di calcestruzzo	C25/30
Resistenza a compressione sui cubetti Rck [daN/cm ²]	300
Classe di consistenza	S1
Classe di esposizione	XC1
Copriferro minimo [mm]	25
Massimo rapporto acqua/cemento	0.6
Dosaggio di cemento minimo [kg/m ³]	300
Impiego di additivi	No
Controllo di accettazione di tipo	A

Definita la classe di calcestruzzo adoperata, è possibile calcolare tutti i parametri di resistenza che ne caratterizzano il comportamento, sia a compressione che a trazione, come riportato nelle seguenti espressioni:

R_{ck} = Valore caratteristico della resistenza cubica a compressione
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ = Valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8$ = Valore medio della resistenza cilindrica
 $E_c = \frac{220000}{\gamma_c} [f_{cm}/10]^{0.3}$ = Modulo Elastico secante tra la tensione nulla e $0.40 f_{cm}$ pari a 1.50
 $\alpha_{fcd} = \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.85$ = Resistenza di progetto a compressione, con ϵ
 $f_{cd} = 0.85 f_{cm}^{2/3}$ = Resistenza di progetto a compressione ridotta, per i carichi di lunga durata
 $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}$ = Resistenza media a trazione
 $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$ = Resistenza caratteristica a trazione
 $f_{ctk} = 1.2 f_{ctm}$ = Resistenza caratteristica a trazione per flessione
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ = Resistenza di progetto a trazione
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ = Resistenza di progetto a trazione per flessione

I valori così calcolati vengono riportati nella seguente tabella:

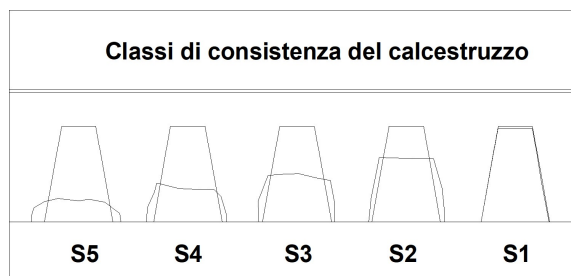
	Classe Cls	Rck daN/cm ²	fck daN/cm ²	fcm daN/cm ²	Ec daN/cm ²	fcd daN/cm ²	α_{fcd} daN/cm ²	fctm daN/cm ²	fctk daN/cm ²	fck daN/cm ²	fctd daN/cm ²	fcd daN/cm ²
Cls.Acc.01	C25/30	300	249	328	314471	166	141	25.6	17.9	21.5	11.9	14.3

Lavorabilità dell'impasto

La lavorabilità, ovvero la facilità con cui viene mescolato l'impasto, varia in funzione del tipo di calcestruzzo impiegato, dipende dalla granulometria degli inerti, dalla presenza o meno di additivi e aumenta in relazione al quantitativo di acqua aggiunta. Inoltre, la lavorabilità aumenta al diminuire della consistenza, che rappresenta il grado di compattezza dell'impasto fresco.

La classe di consistenza del calcestruzzo da utilizzare viene fissata in base all'esigenza che l'impasto rimanga fluido per il tempo necessario a raggiungere tutte le parti interessate dal getto, senza che perda di omogeneità ed in modo che, a compattazione avvenuta, non rimangano dei vuoti. Il calcestruzzo viene quindi classificato, a seconda della sua consistenza, sulla base dell'abbassamento al cono, definito **Slump** ed identificato da un codice (da S1 a S5), che corrisponde ad un determinato intervallo di lavorabilità, espresso mediante la misura dello Slump, in mm. La lavorabilità cresce all'aumentare del numero che accompagna la classe.

Considerare, ad esempio, un calcestruzzo con classe di consistenza S3, caratterizzato da uno slump compreso tra 100 e 150 mm, significa che, se sottoposto alla prova di abbassamento del cono (slump test), il provino troncoconico di calcestruzzo fresco, appena sformato, subisce un abbassamento compreso in quell'intervallo.



La scelta della classe di consistenza del calcestruzzo è legata alla lavorabilità che ci si aspetta dall'impasto per il tipo di opera che si deve andare a realizzare.

Classe di Consistenza	Slump (mm)	Applicazioni
S1 (Terra umida)	10 - 40	pavimenti messi in opera con vibro finiture
S2 (Terra plastica)	50 - 90	strutture circolari (silos, ciminiere)
S3 (semi fluida)	100 - 150	strutture non armate o poco armate
S4 (fluida)	160 - 210	strutture mediamente armate
S5 (super fluida)	oltre 210	strutture fortemente armate con ridotta sezione e/o complessa geometria

Per la quasi totalità delle opere in calcestruzzo armato gettato in casseforme, ci si aspetta una lavorabilità che ricada tra la classe di consistenza semi-fluida (S3) e quella super-fluida (S5).

Per l'opera in esame, in base ai criteri esposti, si è scelto di utilizzare un calcestruzzo appartenente alla Classe di consistenza **S4**.

Durabilità

La durabilità di un'opera in calcestruzzo armato dipende fortemente dalle condizioni ambientali del sito, di edificazione dell'opera stessa. Inoltre, per resistere alle azioni ambientali, il calcestruzzo deve possedere dei requisiti che tengano conto della vita di esercizio prevista per l'opera da realizzare.

E' possibile suddividere le diverse parti di una struttura, a seconda della loro esposizione all'ambiente esterno, in modo da individuare le corrispondenti classi di esposizione.

A seconda delle situazioni esterne ambientali, più o meno aggressive, è possibile, definire più classi di esposizione, come prescritto dalle UNI-EN 206-1:2006 e come riportato nella seguente tabella:

Classe	Ambiente
X0	Assenza di corrosione
XC	Corrosione da carbonatazione
XD	Corrosione da cloruri non marini
XS	Corrosione da cloruri marini
XF	Degrado per cicli gelo - disgelo
XA	Attacchi chimici

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, invece, distinguono le condizioni ambientali in ordinarie, aggressive e molto aggressive, e definiscono, per ciascuna condizione, le corrispondenti classi di esposizione, come di seguito indicato in tabella:

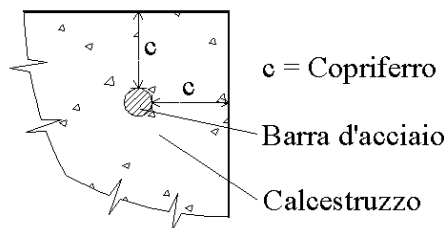
Condizioni ambientali	Classi di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3,
Aggressive	XC4, XD1, XS1
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3

Per ciascuna delle suddette classi di esposizione è richiesto il rispetto di alcuni vincoli, espressi sotto forma di rapporto acqua cemento (a/c), dosaggio di cemento e spessore minimo del copriferro.

Nel seguente prospetto, in funzione della classe di esposizione scelta, vengono riportati il valore massimo del rapporto acqua cemento, il dosaggio minimo del cemento e la classe di resistenza minima del calcestruzzo che occorre rispettare.

Classe Esposizione	XC1
a/c max	0.6
Dosaggio di cemento minimo [kg/m ³]	300
Rck min [daN/cm ²]	300

Come già detto, all'accentuarsi dell'intensità dell'attacco dell'ambiente esterno, oltre ad incrementare il quantitativo di cemento nell'impasto (riducendo quindi il rapporto acqua-cemento), è necessario aumentare lo spessore di calcestruzzo che ricopre le armature. Tale ricoprimento di calcestruzzo, generalmente definito "Copriferro", è necessario per proteggere sia le barre di acciaio dai fenomeni di corrosione e dagli attacchi degli agenti esterni e, soprattutto, per assicurare una adeguata trasmissione delle forze di aderenza.



Lo spessore del copriferro viene dimensionato in funzione della aggressività dell'ambiente esterno, della classe di resistenza del calcestruzzo e della vita nominale della struttura.

Nella tabella seguente, vengono indicati, espressi in mm, i copriferri minimi da adottare prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, sia per elementi a piastra che per altri elementi costruttivi:

Classe di resistenza	C25/30
Ambiente	XC1
Copriferro minimo [mm]	25

Controllo di accettazione del calcestruzzo

Le Norme tecniche per le Costruzioni fissano l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.

Il prelievo dei campioni per il controllo di accettazione verrà eseguito secondo le modalità prescritte nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il controllo da eseguire, per l'opera in oggetto, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione è quello di tipo A.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla tabella seguente:

Controllo di tipo A
$R_1 > R_{ck} - 3.5$
$R_m > R_{ck} + 3.5$
Numero Prelievi = 3

dove:

R_m = Resistenza media dei prelievi, espressa in N/mm²

R_1 = Minore valore di resistenza dei prelievi, espresso in N/mm²

Acciaio

L'acciaio dolce da carpenteria utilizzato è del tipo B450C, qualificato in conformità alle seguenti norme:

- NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)
- UNI-EN 7438
- UNI 10080

si richiedono, per l'acciaio, le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} [daN/cm ²]	≥ 4500
Tensione caratteristica di rottura f_{tk} [daN/cm ²]	≥ 5400
Allungamento (Agt) _k [%]	≥ 7.5
Rapporto di sovrarresistenza f_{tk}/f_{yk} [%]	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
Rapporto tens. effettiva/nominale (f_y/f_{ynom}) _k	≤ 1.25
Tensione di calcolo di snervamento [daN/cm ²]	3913
Modulo Elastico Normale [daN/cm ²]	2100000

Si è scelto di utilizzare barre d'acciaio aventi i diametri, espressi in mm, riportati nel seguente prospetto:

Tondino [cm]
10
12
14

Il campionamento e le prove saranno condotte secondo quanto previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Laterizi

I blocchi in laterizio dovranno avere le caratteristiche fissate dalla normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), e dalla norma UNI 9730 del 1990 "Blocchi in laterizio per solai", in particolare: le pareti orizzontali e perimetrali dei laterizi devono avere uno spessore non inferiore a 8 mm, mentre i setti non devono avere spessore minore di 7 mm.

Il Tecnico
Ing. Peduzzi Paolo

Relazione di Calcolo

Introduzione

La presente Relazione di Calcolo è suddivisa nei seguenti capitoli:

- **Metodo di Calcolo**
- **Dati Input**
- **Azioni**
- **Sollecitazioni**
- **Verifiche Stato Limite Ultimo**
- **Verifiche Stato Limite di Esercizio**

All'inizio di ogni singola stampa, vengono riportati commenti ed ulteriori integrazioni della relazione di calcolo, riferiti specificatamente ai singoli argomenti in questione e che costituiscono parte integrante della presente relazione. Il significato delle quantità e delle unità di misura, sono riportate in legende esplicative, che precedono le singole tabelle di dati.

Preliminarmente vengono riportati tutti quei contenuti di carattere generale, utili per identificare la tipologia di approccio al calcolo delle strutture in esame, quali l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato e l'informativa sull'affidabilità del software, nonché le indicazioni sulle normative di riferimento e sulle unità di misura utilizzate.

Nel capitolo Metodo di Calcolo, invece, vengono indicate le basi teoriche del metodo di calcolo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica ed il progetto delle sezioni.

I dati di Input degli elementi strutturali, componenti il progetto in esame, vengono riportati in tabelle, per consentire una sufficiente leggibilità di tutte le sezioni del progetto. Inoltre viene definita la geometria ed i carichi per la superficie unitaria del progetto utilizzata, al fine di poter effettuare l'analisi dei carichi gravanti su ciascun elemento.

Nei successivi capitoli, invece, vengono presentati i risultati del calcolo, riportando oltre alle azioni e alle sollecitazioni, anche l'esito del calcolo e delle verifiche di resistenza effettuate per ciascun elemento strutturale del progetto, sia allo Stato Limite Ultimo che di Esercizio.

Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

La seguente Relazione di Calcolo riporta il dettaglio dei dati d'input e le relative elaborazioni numeriche, ottenuti con il programma **Floor 2023**, specifico per la progettazione, analisi, verifiche e disegni di solai, a nervature parallele, con eventuali sbalzi alle estremità, realizzati con pignatte di alleggerimento o a getto pieno, oppure in legno-cemento, e soggetti a carichi distribuiti permanenti e sovraccarichi variabili.

I tipi di travetti previsti per i solai comprendono sia quelli gettati in opera, che quelli prefabbricati, precompressi o tralicciati, singoli o accoppiati.

Il software, sviluppato e distribuito dalla società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**, è concesso in licenza d'uso a **Ing. Paolo Peduzzi**.

L'input, l'output, le tecniche di risoluzione e la validazione del programma **Floor**, sono stati specificatamente progettati per prendere in considerazione le particolari caratteristiche proprie per queste tipologie di strutture. Pertanto, il risultato che ne consegue si manifesta in un supporto alla progettazione dei solai con un significativo risparmio di tempo nella preparazione dei dati, nell'interpretazione delle stampe numeriche e dell'esito delle verifiche e nel volume dei dati immessi.

Informativa sull'Affidabilità del Software

La progettazione e lo sviluppo del software **Floor** e, in particolare, di tutte le procedure di calcolo e degli elaborati restituiti in output, sono effettuati direttamente dal settore di ricerca e sviluppo della società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

Il servizio di assistenza software e tecnica, viene attuato sia su internet, dall'area Supporto sul sito della S.I.S. valido per i clienti registrati o mediante fax, al numero **095 7122188**.

La fase di sviluppo del codice di calcolo è stata preceduta da una accurata fase di ricerca, mirata allo studio di numerosi casi teorici e tale da ottenere dei metodi e delle procedure di progettazione, analisi e verifica, finalizzate alla sicurezza strutturale.

La dichiarazione di affidabilità e robustezza del codice di calcolo, fornita dal produttore del software, è riportata in allegato alla presente relazione ed è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con quanto disposto dalla normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

Inoltre sono stati forniti al progettista degli esempi di calcolo, atti a validare e verificare l'attendibilità delle procedure di calcolo effettuate, i cui risultati possono essere utilizzati per eventuali controlli con test specialistici e altri strumenti di calcolo e confrontati con l'allegata documentazione di affidabilità, in cui i risultati da confrontare vengono ottenuti mediante elaborazioni teoriche indipendenti.

Nel software sono presenti degli strumenti di autodiagnostica, atti a controllare ed evidenziare, in fase di input e di elaborazione, eventuali valori non coerenti dei dati, il cui utilizzo potrebbe compromettere la corretta elaborazione dei risultati.

Le informazioni relative al codice di calcolo utilizzato, con riferimento al tipo di modellazione strutturale adottata, ai vincoli, alle azioni e alle loro combinazioni nonché ai materiali utilizzati sono, più specificatamente, riportate nei successivi capitoli della Relazione di Calcolo.

Normative di Riferimento

Le normative cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e di progettazione sono le seguenti :

- **Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019);**
- **Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo" con le integrazioni e modifiche riportate nel Documento di Applicazione Nazionale (NAD);**
- **Legge n.317 del 21/06/1986 in ottemperanza alla Direttiva CEE n.83/1983;**
- **Legge n.1086 del 05/11/1971 e successivi Decreti Ministeriali del 14/02/1992 e del 09/01/1996 recanti "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo di strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche" e Circolare Ministeriale n.252/AA.GG del 15/10/1996.**

Unità di Misura

Le unità di misura sono riferite al Sistema Internazionale e precisamente:

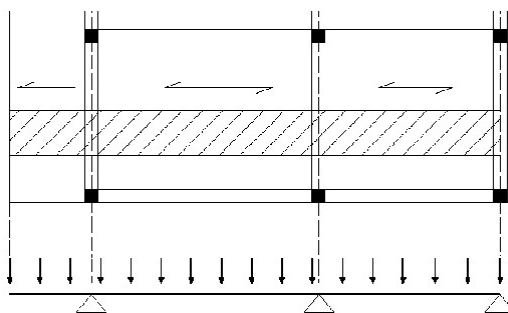
- **Forze in [N] Newton, [daN] DecaNewton o [kN] kiloNewton (1 kg=9.81 Newton)**
- **Lunghezze in [m] metri, [cm] centimetri o [mm] millimetri**
- **Angoli in [g°] Gradi sessadecimali o [rad] Radianti**

Metodo di Calcolo

Modellazione Strutturale

Per modellazione strutturale si intende la fase progettuale in cui le azioni e la struttura reale, vengono sostituiti con un modello di calcolo, immediatamente traducibile in termini matematici, da utilizzare per le valutazioni degli spostamenti e, quindi, delle sollecitazioni.

Per la risoluzione del generico solaio, il modello di calcolo utilizzato, è quello della trave continua su più appoggi, con eventuali sbalzi alle estremità; gli appoggi, che rappresentano le travi portanti del solaio, vengono trattate come cerniere esterne, permettendo così alle campate della travata di mantenere la loro continuità strutturale, trasferendo all'appoggio esclusivamente i carichi verticali.



Il calcolo dei solai viene effettuato con riferimento ai carichi permanenti e variabili, gravanti su una striscia di larghezza unitaria, trascurando la rigidità torsionale e flessionale delle travi di appoggio e tenendo conto della dimensione "effettiva" dei nodi.

Algoritmo di Calcolo

Al fine di rappresentare convenientemente il comportamento del modello prescelto, si è utilizzato il noto "Metodo degli Elementi Finiti". In questo caso l'elemento finito utilizzato è monodimensionale, di tipo BEAM, con due nodi e soli due gradi di libertà per nodo, ovvero, spostamento verticale e rotazione attorno l'asse orizzontale e perpendicolare all'asse dell'elemento.

La scelta dei gradi di libertà è direttamente legata all'ipotesi di indeformabilità del solaio nel proprio piano.

Ogni campata è definita tramite la matrice di rigidità del relativo elemento finito. Dall'assemblaggio delle matrici elementari di ogni campata si ricava la matrice di rigidità dell'intero solaio.

Collocando nel vettore $\{f\}$ le azioni della struttura, si ottiene la legge fondamentale che sintetizza il metodo degli Elementi Finiti $\{f\} = [K]\{u\}$. Il vettore $\{u\}$ rappresenta gli spostamenti incogniti dei nodi.

Dalla risoluzione del sistema, si calcolano gli spostamenti nodali e, da questi, si risalisce, successivamente, alle sollecitazioni che agiscono internamente ad ogni elemento tramite la propria matrice di rigidità e specifiche funzioni di forma. L'analisi è condotta in regime elastico lineare con linearità geometrica del legame carichi-spostamenti.

Metodo di Verifica agli Stati Limite

La combinazione delle azioni agenti ed il relativo dimensionamento e verifica delle armature dei vari elementi strutturali sono stati eseguiti nel pieno rispetto delle indicazioni contenute nella normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

L'analisi della struttura viene condotta utilizzando il **Metodo agli Stati Limite**: tale approccio semiprobabilistico, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, consiste nel verificare che gli effetti delle azioni di progetto non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.

In generale si definisce come stato limite uno stato oltre il quale l'opera, o parte di essa, non soddisfa più le esigenze di comportamento per le quali è stato progettato.

Si distinguono varie situazioni limite, completamente differenti, denominate **Stato Limite di Esercizio (SLE)** e **Stato Limite Ultimo (SLU)**.

Lo **Stato Limite Ultimo** corrisponde al valore estremo della capacità portante o forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone.

La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi è garantita verificando che la capacità di progetto R_d in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura sia maggiore del corrispondente valore di progetto della domanda E_d .

Il valore di progetto della generica azione F è ottenuto moltiplicando il suo valore caratteristico F_k per il coefficiente parziale γ_F ($F_d = F_k \gamma_F$), mentre il valore di progetto della generica proprietà f del materiale è ottenuto dividendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale γ_M ($f_d = f_k / \gamma_M$).

Nel caso di concomitanza di più sovraccarichi di origine diversa si definisce un valore di combinazione $F_k \psi_{\phi}$, ove $\psi_{\phi} < 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica vengono utilizzati legami costitutivi σ - ϵ dei materiali di tipo non lineare.

Lo **Stato Limite di Esercizio** è uno stato superato il quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura, (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità (deformazioni o vibrazioni eccessive). Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastico-lineare.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio deve essere controllata verificando

che il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato C_d sia maggiore del corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d .

Si definiscono tre diverse combinazioni di carico (**Rara, Frequente e Quasi-Permanente**), corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti.

Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici.

Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi σ - ε dei materiali di tipo elastico lineare.

Dichiarazione di Attendibilità e Affidabilità dei risultati

Avendo esaminato preliminarmente le basi teoriche e i campi di impiego del software utilizzato, nonché i casi prova ed i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il modello adottato per rappresentare le strutture in oggetto e le ipotesi di base su cui il codice di calcolo si basa, siano adeguati al caso reale e che i risultati siano attendibili e conformi a quelli ottenuti su modelli semplificati.

Per quanto non specificatamente riportato, si rimanda ai successivi capitoli della Relazione di Calcolo.

Il Tecnico
Ing. Peduzzi Paolo

Dati Input

Geometria e Carichi Unitari

Definite le caratteristiche geometriche degli elementi e la loro destinazione d'uso, si valutano l'entità dei carichi che agiscono su di essi, considerati uniformemente ripartiti e agenti staticamente. I carichi vanno determinati sulle "sezioni unitarie", ovvero sezioni di larghezza pari a un metro. Ad ognuna delle sezioni viene associato un codice, che ne permette l'identificazione durante tutto il corso del progetto. I carichi unitari utilizzati sono i seguenti:

Materiale	Peso Sp. [daN/m ³]
Calcestruzzo Ordinario	2399
Calcestruzzo Armato	2500
Acciaio	7849
Malta di Cemento	2099
Pavimento in Marmo	4000
Intonaco	1199

Pesi Propri

Il Peso Proprio di una sezione, viene calcolato come somma dei pesi di tutti gli elementi che lo compongono. Se la sezione è interamente in calcestruzzo, il suo peso coincide col peso del calcestruzzo che lo costituisce; altrimenti, si terrà conto non solo del peso della soletta, ma anche di quello dei travetti (siano essi gettati in opera, prefabbricati, oppure in legno) e del materiale di alleggerimento (sia esso laterizio, polistirolo).

Carichi Permanenti

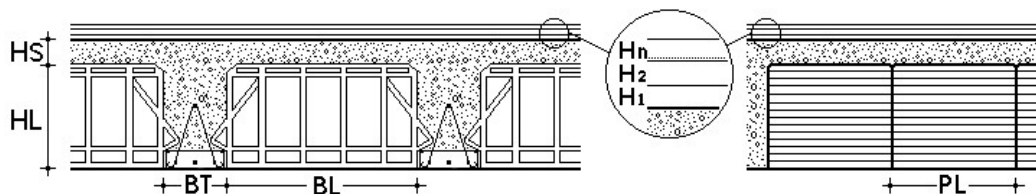
I Carichi Permanenti vengono calcolati come somma dei pesi di tutti gli strati che risultano sovrapposti sulla soletta. Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come tamponature esterne, tramezzi interni, massetti, isolamenti, pavimenti, intonaci, controsoffitti, etc. Essi sono valutati sulla base delle dimensioni e dei pesi specifici dei materiali.

Solai alleggeriti

Per il calcolo dei pesi propri e dei carichi permanenti, le quantità utilizzate sono le seguenti:

HS = Altezza della soletta **HL = Altezza dell'alleggerimento**
BT = Larghezza della nervatura **BL = Larghezza dell'alleggerimento**

H1, ..., Hn = Spessori degli strati sovrapposti ordinati dal basso verso l'alto.



Di seguito vengono analizzati, per ciascuna sezione utilizzata, i carichi per unità di superficie dovuti al **Peso Proprio e Permanente**.

Sezione P1 Sezione con nervature costituite da un travetto prefabbricato tralicciato del tipo "P9x12 Monotrave".

Peso Soletta c.a. $5 \text{ cm (HS)} \times 100 \text{ cm (BS)} \times 2500 \text{ daN/mc} = 125 \text{ daN/mq}$

Peso Travetti c.a. $2.0 \times 20 \text{ cm (HL)} \times 12 \text{ cm (BT)} \times 2500 \text{ daN/mc} = 120 \text{ daN/mq}$

Peso Alleggerimento $2.0 \times 20 \text{ cm (HL)} \times 38 \text{ cm (BL)} \times 800 \text{ daN/mc} = 121 \text{ daN/mq}$

Totale Peso Proprio = 366 daN/mq

1) Peso Malta di Cemento $5.0 \text{ cm (H1)} \times 2099 \text{ daN/mc} = 105 \text{ daN/mq}$

2) Peso Pavimento in Marmo $2.0 \text{ cm (H2)} \times 4000 \text{ daN/mc} = 80 \text{ daN/mq}$

3) Peso Intonaco $2.0 \text{ cm (H3)} \times 1199 \text{ daN/mc} = 24 \text{ daN/mq}$

Incidenza Tramezzi [daN/mq] = 100 daN/mq

Totale Peso Permanente = 309 daN/mq

Totale Peso Proprio e Perm. = 675 daN/mq

Sovraccarichi

I Sovraccarichi sono definiti in ambito normativo, in base alla destinazione d'uso del solaio, per la loro individuazione, occorre quindi fare riferimento alle specifiche tabelle delle Norme vigenti.

Le intensità minime assunte per i sovraccarichi variabili verticali ed orizzontali sono definite, per i vari tipi di ambiente, come dal prospetto seguente.

Inoltre vengono indicati i coefficienti di combinazione ψ_0, ψ_1, ψ_2 , necessari per ottenere rispettivamente i valori raro, frequente e quasi permanente dell'azione variabile corrispondente.

Codice Carico	Vert. Distrib. [daN/m ²]	Vert. Concent. [daN]	Oriz. Lineare [daN/m]	Descrizione Carico	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A	200	200	100	Ambienti uso residenziale	0.7	0.5	0.3
B1	200	200	100	Uffici non aperti al pubblico	0.7	0.5	0.3
B2	300	200	100	Uffici aperti al pubblico	0.7	0.5	0.3
C1	300	300	100	Aree con tavoli: Scuole, Caffè, Ristoranti	0.7	0.7	0.6
C2	400	400	200	Aree con posti a sedere fissi: Chiese, Aule	0.7	0.7	0.6
C3	500	500	300	Ambienti privi di ostacoli: Musei, Sale	0.7	0.7	0.6
C4	500	500	300	Aree quali Palestre, Sale da ballo	0.7	0.7	0.6
C5	500	500	300	Aree di affollamento: Palazzetti, Sale da co>	0.7	0.7	0.6
D1	400	400	200	Ambienti uso commerciale: Negozi	0.7	0.7	0.6
D2	500	500	200	Ambienti uso commerciale: Centri comm., Merc>	0.7	0.7	0.6
E1	600	700	100	Aree immagazzinamento: Biblioteche, Depositi,	1.0	0.9	0.8
E2	600	700	100	Ambienti uso industriale	1.0	0.9	0.8
F	250	1000	100	Rimesse veicoli leggeri, aree per traffico e>	0.7	0.7	0.6
G	500	5000	100	Rimesse veicoli medi, aree per traffico e so>	0.7	0.5	0.3
H	50	120	100	Coperture accessibili: manutenzione e ripara>	0.0	0.0	0.0
I	200	200	100	Coperture praticabili categoria A	0.0	0.0	0.0
K	500	500	300	Coperture speciali: Impianti, Eliporti	0.0	0.0	0.0
As	400	400	200	Scale comuni, Balconi, Ballatoi categoria A	0.7	0.5	0.3

Dati Solai

I Solai vengono definiti mediante le caratteristiche geometriche di Nodi e Campate, di seguito riportate:

Dati Nodi Solai

I nodi di ogni Solaio, identificano il punto medio superiore delle travi su cui poggiano le campate. Ogni nodo viene identificato attraverso una coppia di coordinate cartesiane (XN, YN) rispetto al quadrante positivo di un sistema di riferimento assoluto. Oltre le coordinate, vengono riportate la Larghezza e l'Altezza della Trave inferiore, che risultano essere nulli nel caso di estremità a sbalzo.

Nella tabella seguente vengono, dunque, riportati per ogni Solaio:

XN, YN = **Ascissa ed Ordinata del nodo**
 BTr, HTr = **Larghezza ed Altezza Trave inferiore**
 Nome = **Nome del nodo**

Solaio 1

Nodo N.	XN [cm]	YN [cm]	BTr [cm]	HTr [cm]	Nome
1	0	0	25	24	
2	375	0	25	24	

Dati Campate Solai

Le campate di un Solaio sono elementi compresi tra due nodi, generalmente orizzontali, su cui gravano carichi e sovraccarichi, uniformemente distribuiti e con direzione normale alla campata stessa. Ogni campata è individuata da un nodo iniziale e da un nodo finale.

Generalmente, per lunghezze della campata superiori a 4 m, risulta definita anche una nervatura trasversale, comunemente detto "travetto rompitratta".

Dati Campate Solai alleggeriti

Ciascuna campata è caratterizzata da una propria altezza, ottenuta sommando l'altezza dell'alleggerimento e lo spessore della soletta.

Nella tabella seguente vengono, dunque, riportati, per ciascuna campata di ogni Solaio:

Camp. = **Indice del Nodo Iniziale e Finale**
 Lung = **Lunghezza di calcolo**
 HTot, HL = **Altezza Totale e Altezza Alleggerimento**
 PProS, PPropT, PPropL = **Carico dovuto, rispettivamente, al Peso Proprio della Soletta in CIs, dei Travetti e dell'Alleggerimento**
 PPro = **Carico Totale dovuto ai pesi propri**
 SPer, SVar = **Sovraccarico Permanente e Variabile**
 BTR = **Larghezza eventuale Travetto Rompitratta**

Solaio 1

Camp.	Lung [cm]	HTot [cm]	HL [cm]	PPropS [daN/m ²]	PPropT [daN/m ²]	PPropL [daN/m ²]	PPro [daN/m ²]	SPer [daN/m ²]	SVar [daN/m ²]	BTR [cm]
1-2	375	25	20	125	120	121	366	309	300	0

Azioni

Il programma, ai fini del calcolo delle sollecitazioni degli elementi, considera esclusivamente le azioni dovute ai vari carichi verticali, Peso Proprio, Carico Permanente e Sovraccarico Variabile.

Condizioni Elementari e Combinazioni dei Carichi

In accordo alle disposizioni contenute nella normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), partendo dal valore caratteristico dei carichi risulta definito il "valore di progetto", così come previsto dal Metodo degli Stati Limite.

Nella fase di definizione del valore di progetto, ai carichi vengono applicati dei coefficienti detti "coefficienti parziali di sicurezza" che tengono conto di una sfavorevole deviazione del carico dal suo valore caratteristico e della ridotta probabilità che tutti i carichi agenti raggiungono il loro valore massimo simultaneamente.

Noti i valori dei carichi e sovraccarichi, per ogni campata del generico solaio, occorre determinare i valori dei massimi momenti positivi in campata e negativi agli "appoggi", ovvero i nodi in corrispondenza delle travi.

Quindi risulta necessario generare varie "Condizioni Elementari di Carico", e precisamente:

- **Condizione per Carichi Fissi (Peso Proprio + Carico Permanente)**
- **Condizioni per Sovraccarichi Variabili**

I Carichi Fissi agiscono permanentemente sul solaio, mentre i variabili si disporranno in modo tale da ottenere i valori massimi delle caratteristiche della sollecitazione flessionale sia in campata che agli appoggi.

Per ottenere i massimi momenti positivi nelle campate, basta definire due condizioni di carico: la prima che considera applicati i sovraccarichi solo sulle campate dispari e la seconda che considera applicati i carichi solo sulle campate pari. Per ottenere, invece, i massimi momenti negativi, in corrispondenza dei nodi intermedi, è necessario applicare il sovraccarico nelle due campate "convergenti" sull'appoggio e nelle altre, in modo alternativo, a scacchiera. Quindi, per solai a più campate, le predette condizioni sono pari a $2 \cdot (N_{Campate} - 1)$, mentre per solai con una sola campata (senza sbalzi), la condizione di carico prevista è unica.

Le condizioni vengono poi cumulate in modo da determinare combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della durata prevista per ciascuna azione, della sua frequenza di verifica e della probabilità ridotta d'intervento simultaneo di tutte le azioni sfavorevoli.

Il programma, in accordo alle disposizioni della normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), considera varie combinazioni di carico, nei riguardi degli **Stati Limite Ultimi (SLU)**, degli **Stati Limite d'Esercizio (SLE)**. Più precisamente sono considerate quattro combinazioni di carico (a cui corrispondono quattro stati limite con le rispettive verifiche): una allo Stato Limite Ultimo e tre agli Stati Limite d'Esercizio (Rara, Frequente, Quasi-permanente).

Le **combinazioni allo Stato Limite Ultimo** corrispondono a condizioni con carichi opportunamente amplificati, con verifiche di resistenza rispetto al collasso strutturale.

Le **combinazioni Rara, Frequente e Quasi-permanente** corrispondono a possibili condizioni d'esercizio con verifiche tensionali e di fessurazione, svolte in funzione dell'aggressività ambientale e della sensibilità delle armature, e verifiche di deformazione per garantire la funzionalità della struttura o l'aspetto estetico.

Per lo **Stato Limite Ultimo** si adottano le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_d \cdot G + \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_k + \sum_{j=2}^N (\Psi_{0j} \cdot Q_{kj})]$$

essendo:

- G_1 = Valore Caratteristico delle azioni permanenti strutturali
- G_2 = Valore Caratteristico delle azioni permanenti non strutturali
- Q_{k1} = Valore Caratteristico del sovraccarico di base di ogni combinazione
- Q_{kj} = Valori Caratteristici dei sovraccarichi tra loro indipendenti
- γ_{G1} = Coeff. di sicurezza azione permanente pari a 1.3
- γ_{G2} = Coeff. di sicurezza azione permanente pari a 1.5
- γ_Q = Coeff. di sicurezza azione variabile pari a 1.5
- Ψ_{0j} = Coefficiente di Combinazione dei sovraccarichi

Per gli **Stati Limite di Esercizio** sono state prese in esame le seguenti combinazioni di carico:

Combinazione Rara $F_d = G_k + Q_{k1} + \sum_{j=2}^N (\Psi_{0j} \cdot Q_{kj})$

Combinazione Frequente $F_d = G_k + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^N (\Psi_{2j} \cdot Q_{kj})$

Comb. Quasi-Permanente $F_d = G_k + \sum_{i=j}^N (\Psi_{2j} \cdot Q_{kj})$

Le suddette combinazioni corrispondono ad una probabilità di superamento via via maggiore e valori del carico progressivamente minori applicando, ai valori caratteristici dei sovraccarichi, opportuni coefficienti di combinazione Ψ_{0j} , Ψ_{1j} , Ψ_{2j} corrispondenti ad una probabilità crescente di superamento.

Sollecitazioni

Sollecitazioni Nodali Elementi

Nelle stampe successive, vengono riportate le Sollecitazioni Nodali, di ogni campata, per le varie Combinazioni di Carico, relativamente allo Stato Limite Ultimo.

Per il calcolo dei solai, le sollecitazioni sono state calcolate facendo riferimento ad una striscia di solaio avente larghezza pari a un metro.

Nelle tabelle seguenti vengono riportati, per ogni solaio e ogni campata, indicata con l'indice del nodo iniziale e finale:

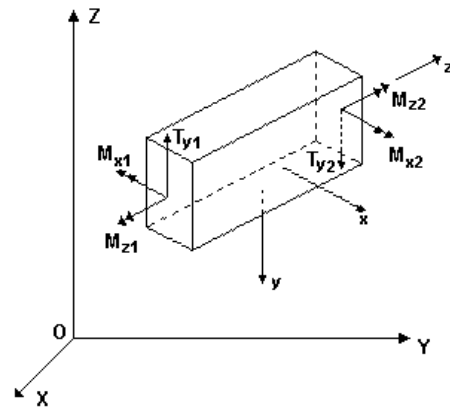
Comb.Carico = Numero delle Combinazione di Carico

M1 = Momento Flettente Nodo Iniziale

T1 = Sforzo Tagliante Nodo Iniziale

M2 = Momento Flettente Nodo Finale

T2 = Sforzo Tagliante Nodo Finale



Sollecitazioni Nodali Solai

Solaio 1

Camp.	Comb. Carico	Estremo Iniziale		Estremo Finale	
		M1 [daNm]	T1 [daN]	M2 [daNm]	T2 [daN]
1-2	Comb.1	0	2605	0	-2605

Sollecitazioni Inviluppo Elementi

I valori delle Caratteristiche della Sollecitazione, che si ottengono dalle varie combinazioni, vengono sovrapposti creando un diagramma "inviluppo", che comprende tutte le minime e massime sollecitazioni in cinque sezioni di verifica, ognuna identificata con un'ascissa z avente origine nel nodo iniziale.

Per ogni solaio e per ciascuna campata, nella sezione ad ascissa z, vengono riportati solo due valori delle sollecitazioni, massime e minime, flessionali e taglianti, riferiti a un metro di larghezza di solaio:

M Max, M Min = Momento Flettente max e min

T Max, T Min = Sforzo Tagliante max e min

Sollecitazioni Inviluppo Solai

Solaio 1

Camp.	Comb.	z [cm]	M Max [daNm]	M Min [daNm]	T Max [daN]	T Min [daN]
1-2	SLU	12	315	0	2431	0
		38	879	0	2084	0
		188	2442	0	0	0
		338	879	0	0	-2084
		362	315	0	0	-2431
1-2	Rara	12	221	0	1706	0
		38	617	0	1462	0
		188	1714	0	0	0
		338	617	0	0	-1462
		362	221	0	0	-1706
1-2	Freq.	12	201	0	1549	0
		38	560	0	1328	0
		188	1556	0	0	0
		338	560	0	0	-1327
		362	201	0	0	-1549
1-2	Q.Perm	12	194	0	1496	0
		38	541	0	1282	0
		188	1503	0	0	0
		338	541	0	0	-1283
		362	194	0	0	-1496

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati i dati relativi al dimensionamento e la verifica delle armature dei solai, nelle sezioni di verifica, sollecitate con l'inviluppo delle varie combinazioni di carico. Come già detto precedentemente, i solai sono elementi strutturali soggetti a flessione e taglio, ed è quindi necessario effettuare le verifiche di resistenza per queste sollecitazioni.

Il valore di progetto della generica proprietà f del materiale è ottenuto dividendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale γ_M : $f_d = f_k / \gamma_M$. I fattori di sicurezza parziali γ_M dei materiali valgono:

$$\gamma_c = 1.5 \text{ (per il calcestruzzo)}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (per l'acciaio)}$$

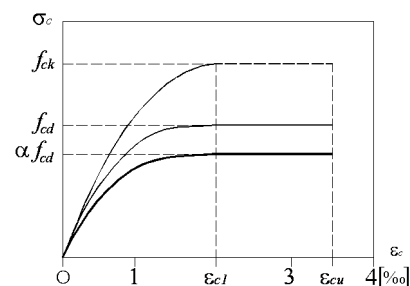
Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza dei travetti in calcestruzzo armato, è quello semiprobabilistico allo stato limite ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarità della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con moduli elastici dei materiali costanti.

Diagrammi costitutivi di calcolo

Come legami costitutivi σ - ε dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, così come indicato dalle Normative nazionali e dagli Eurocodici.

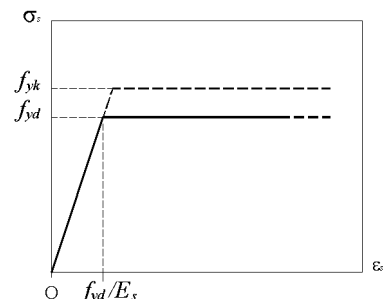
Calcestruzzo

Per il calcestruzzo, si è adottato il diagramma tensioni-deformazioni denominato parabola-rettangolo, costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed un tratto costante. Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa $\varepsilon_{c1} = 0.2\%$, mentre l'estremità del segmento di retta ha ascissa $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$, a cui corrisponde la deformazione limite massima; l'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di progetto αf_{cd} ottenuta mediante una riduzione della resistenza caratteristica f_{ck} secondo il fattore α / γ_c con $\alpha = 0.85$ per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.



Acciaio

Per l'acciaio, invece, come legame costitutivo, si è adottato il diagramma di tipo elastico perfettamente plastico indefinito, denominato triangolo-rettangolo, ottenuto a partire dal diagramma caratteristico idealizzato, dividendo la tensione caratteristica f_{yk} per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio γ_s . Il limite di proporzionalità lineare è dato dalla tensione di snervamento di progetto f_{yd} che dipende dall'acciaio utilizzato e alla quale corrisponde la deformazione ε_{yd} . Il legame costitutivo dell'acciaio risulta essere simmetrico, in quanto il materiale presenta lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione.



Criteri di Verifica

Flessione

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a flessione avviene, in generale, quando il calcestruzzo raggiunge il valore limite di deformazione, in corrispondenza della rottura a compressione. Particolare rilievo assume, inoltre, il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare più su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione.

Taglio

Per le strutture piane come i solai, dove non è prevista armatura a taglio, occorre effettuare la verifica della sezione solo nei confronti della resistenza a taglio del calcestruzzo in assenza di armatura, ovvero V_{Rd} .

Una volta individuate le armature necessarie che soddisfano la verifica a flessione, nelle sezioni in prossimità degli appoggi, il programma procede con il dimensionamento delle fasce piene in funzione del valore del taglio. In particolare, la fascia piena viene prolungata dal filo della trave inferiore, oltre il minimo imposto dal progettista, sino a quando il taglio resistente della sezione risulti superiore al valore di progetto del taglio sollecitante.

Per gli elementi sprovvisti di armature trasversali a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata, secondo quanto previsto dalla normativa vigente, sulla base della resistenza a compressione del calcestruzzo, tenendo conto anche di alcuni fattori, come la forma della sezione, la presenza dell'armatura longitudinale tesa e la presenza di un eventuale sforzo normale, che ne incrementano il valore.

$$V_{Rd} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = \text{Fattore che tiene conto dell'altezza utile } d \text{ della sezione } (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = \text{Rapporto geometrico di armatura longitudinale } (\leq 0,02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \text{Tensione media di compressione nella sezione } (\leq 0,2f_{cd})$$

$$b_w = \text{Larghezza minima della sezione, espressa in mm}$$

$$d = \text{Altezza utile della sezione, espressa in mm}$$

$$f_{ck} = \text{Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo}$$

In questo caso il modello di calcolo utilizzato è il "modello a pettine" che schematizza la sezione come l'insieme di mensole in calcestruzzo (come fossero i denti di un pettine), comprese tra due fessure di taglio consecutive, connesse tra loro mediante il corrente superiore di calcestruzzo compresso (il dorso del pettine). La resistenza a taglio in assenza di armatura trasversale è legata al collasso di tale modello.

Criteria di Dimensionamento delle Armature

Il progetto delle armature dei solai viene eseguito per ciascuna campata nelle sezioni più significative, ovvero, in cinque sezioni di verifica così definite:

- Sezione filo trave inferiore a sinistra
- Sezione fine fascia piena a sinistra
- Sezione momento massimo positivo
- Sezione fine fascia piena a destra
- Sezione filo trave inferiore a destra

In generale, ognuna delle sezioni di verifica è univocamente identificata da una coordinata locale, avente l'origine nel primo nodo di estremo dell'elemento considerato.

Nelle sezioni esaminate, in funzione dei massimi momenti positivi e negativi, ricavati dall'involuppo delle sollecitazioni, che derivano dalle varie ipotesi di carico, vengono calcolate le aree necessarie di ferro, mediante formule dirette di semiprogetto, con il metodo degli stati limite.

Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo sia i minimi imposti dalle normative che quelli imposti dalle specifiche di progetto. Le verifiche dei vari elementi, vengono, quindi, effettuate considerando l'effettiva armatura reale.

Nella distinta delle armature longitudinali vengono riportate le armature da inserire nel singolo travetto, mentre, per le solette piene, viene riportata l'armatura riferita ad un metro di larghezza.

Verifiche di Resistenza

Le verifiche di resistenza vengono condotte secondo i principi teorici e normativi enunciati in precedenza. L'effettiva verifica della sezione si attua controllando che le caratteristiche di resistenza siano superiori ai valori di sollecitazione agenti.

Verifiche di Resistenza Solai alleggeriti

Per ogni elemento del presente progetto, sia esso realizzato con travetti gettati in opera o prefabbricati, per le sezioni di verifica più significative e per le travi di contrappeso degli sbalzi d'angolo, vengono riportati nelle tabelle i valori seguenti:

- z = Ascissa Sezione considerata
 A_{fs}, A_{fi} = Area Effettiva Armatura Ferri Superiori e Inferiori, considerati per ciascun travetto nel caso di solai alleggeriti
 M_{rs}, M_{ri} = Momento Flettente Resistente Superiore e Inferiore
 M_s, M_i = Momento Flettente Massimo Superiore e Inferiore
 T_r = Taglio Resistente
 T = Taglio Massimo
 $\lambda M_s, \lambda M_i, \lambda T$ = Coefficienti di sicurezza
 E = Esito della verifica, pari a "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

La verifica è riportata, altresì, graficamente mediante illustrazione dei diagrammi delle sollecitazioni di progetto e resistenti per ogni solaio oggetto di verifica.

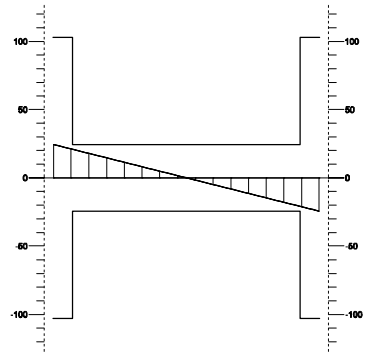
Verifica delle Armature Solai con travetti prefabbricati

Solaio 1

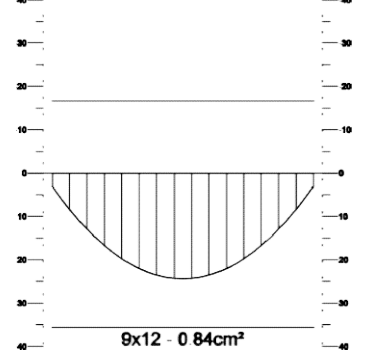
Camp.	z [cm]	A_{fs} [cm ²]	A_{fi} [cm ²]	M_{rs} [daNm]	M_s [daNm]	λM_s	M_{ri} [daNm]	M_i [daNm]	λM_i	T_r [daN]	T [daN]	λT	E
1-2	12	1.0	0.8	---	0	---	3568	315	11.3	10288	2431	4.2	V
	38	1.0	0.8	---	0	---	3568	879	4.1	2430	2084	1.2	V
	188	1.0	0.8	---	0	---	3568	2442	1.5	2430	0	---	V
	338	1.0	0.8	---	0	---	3568	879	4.1	2430	-2084	1.2	V
	362	1.0	0.8	---	0	---	3568	315	11.3	10288	-2431	4.2	V

Diagrammi delle Sollecitazioni di Calcolo e Resistenti Solai con travetti prefabbricati

Sforzo Tagliante [kN] - Solaio 1



Mom.Flettente [kNm] - Solaio 1



Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio servono a garantire che la struttura, durante la sua vita utile, resista alle azioni a cui è sottoposta, mantenendo integra la sua funzionalità ed il suo aspetto estetico. Bisogna pertanto considerare tutte quelle situazioni di normale impiego, che possono comportare un rapido deterioramento della struttura, limitando tensioni e deformazioni e controllando lo stato fessurativo del calcestruzzo.

Verifiche di Esercizio Solai alleggeriti

Le opere oggetto della presente relazione, sono soggette alla verifica delle tensioni di esercizio al fine di limitare le tensioni di lavoro massime nel calcestruzzo e nell'acciaio, onde evitare i fenomeni fessurativi nel calcestruzzo e lo snervamento dell'acciaio. E' necessario, dunque, controllare che le tensioni di lavoro massime, σ_c nel calcestruzzo compresso e σ_s nell'acciaio teso, rispettino le seguenti condizioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione "Rara"}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione "Quasi - Permanente"}$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} \text{ per combinazione "Rara" e "Quasi - Permanente"}$$

Di seguito si riportano le verifiche di tensione, in corrispondenza dell'ascissa z , indicando i seguenti valori:

$Nz+, Nz-$ = Sforzo Normale Max di Compressione e di Trazione lungo l'asse z

Mx, My = Momenti Flettenti attorno all'asse x e y

σ_c, σ_s = Tensione massima di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio

λ_c, λ_s = Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio

E = Esito della verifica, pari a "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

Verifiche delle Tensioni di Esercizio Solai alleggeriti

Solaio 1

		Verifiche di Tensione														
		Combinazione Rara								Combinazione Quasi - Permanente						
Campata	Sezione	z [cm]	$Mx+$ [daNm]	$Mx-$ [daNm]	σ_c [daN/cm ²]	σ_s [daN/cm ²]	λ_c	λ_s	$Mx+$ [daNm]	$Mx-$ [daNm]	σ_c [daN/cm ²]	σ_s [daN/cm ²]	λ_c	λ_s	E	
1-2	P1	12	221	0	7	644	21.6	23.1	194	0	6	564	18.5	26.4	V	
		38	617	0	19	1798	7.7	8.3	541	0	17	1576	6.6	9.4	V	
		188	1714	0	54	4993	2.8	3.0	1503	0	47	4379	2.4	3.4	V	
		338	617	0	19	1798	7.7	8.3	541	0	17	1576	6.6	9.4	V	
		362	221	0	7	644	21.6	23.1	194	0	6	564	18.5	26.4	V	

**Comune di Cerano D'intelvi
Provincia di Como**

**RELAZIONE TECNICA GENERALE
RELAZIONE DI CALCOLO
BALCONE**

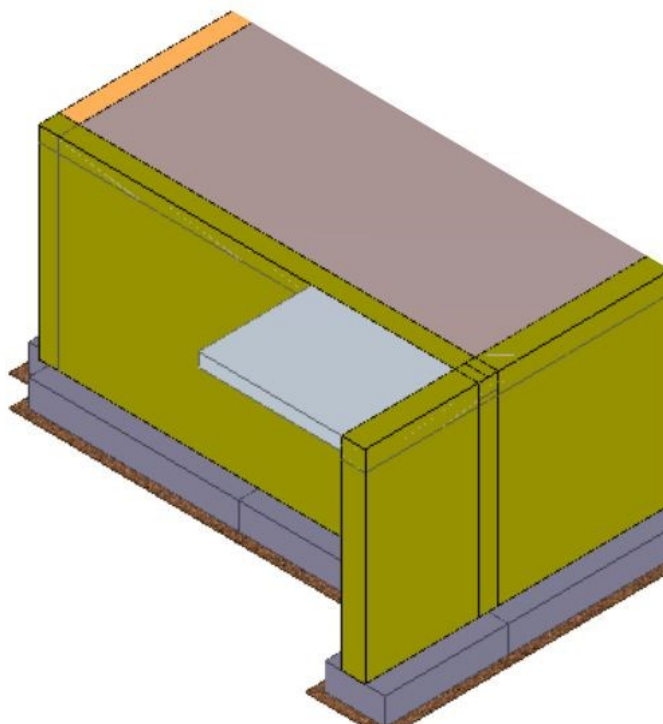
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le opere in progetto relative alla presente relazione di calcolo consistono nella realizzazione di un accesso per disabili adiacente alla strada comunale. Si prevede di realizzare un balcone a sbalzo su 2 lati. Una parte verrà ancorata con inghisaggi lungo la correa in calcestruzzo, mentre sull'altro lato verrà realizzata una correa nuova.

Vengono riportate di seguito due viste assometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(-1; -1; -1)$



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

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

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck} .
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																	
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SL} V	γ _{M3,SL} E	γ _{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	LMT	f_{yk}	f_{tk}	f_{yd}	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SL E}$	γ_{M7}	NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f_{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk}	Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd}	Resistenza di calcolo
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SL E}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²]
C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

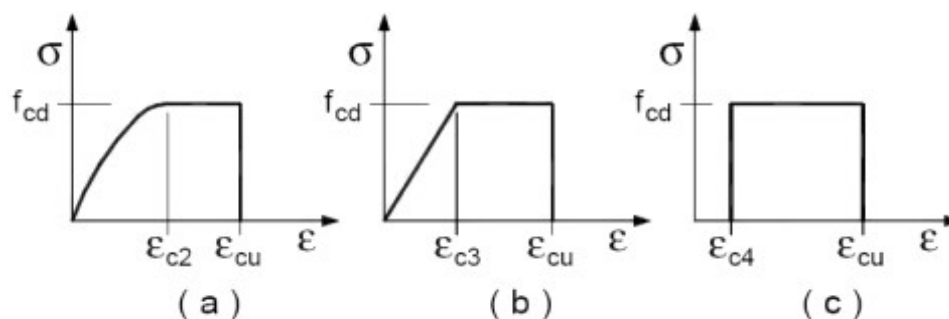
LEGENDA:

SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
$\sigma_{d,amm}$	Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

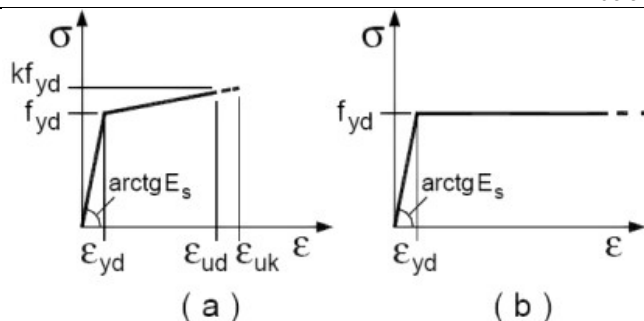
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_s . Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1,15.



4 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
002	S	LatCem Balcone H20	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	Balcone spessore 20 cm (16+4)	2.800	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1.360	Balconi, ballatoi e scale comuni di abitazioni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

5 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

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

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

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

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.950310	9.083354	690

5.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	REGOLARE

5.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non-dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Media).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità "**MEDIA**" (CD"**B**").

5.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

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

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0154	2.606	0.160	1.92	0.103	0.308	1.662	1.50
SLD	0.0191	2.582	0.160	1.92	0.103	0.308	1.676	1.50
SLV	0.0396	2.646	0.280	1.60	0.149	0.447	1.759	1.50
SLC	0.0479	2.672	0.300	1.56	0.156	0.469	1.792	1.50

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "*Tabulati di calcolo*" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **3.300** ;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **3.300** ;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento per il sisma orizzontale:

Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	Dir. X	Dir. Y
	A telaio, miste equivalenti a telaio con più campate	A telaio, miste equivalenti a telaio con più campate
α_u/α_1	1.1	1.1
k_w	-	-
q_0	3.300	3.300
k_R	1.00	

Il fattore di comportamento è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento 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. **NOTA:** il valore proposto di q_0 è già ridotto dell'eventuale coefficiente k_w ;

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.

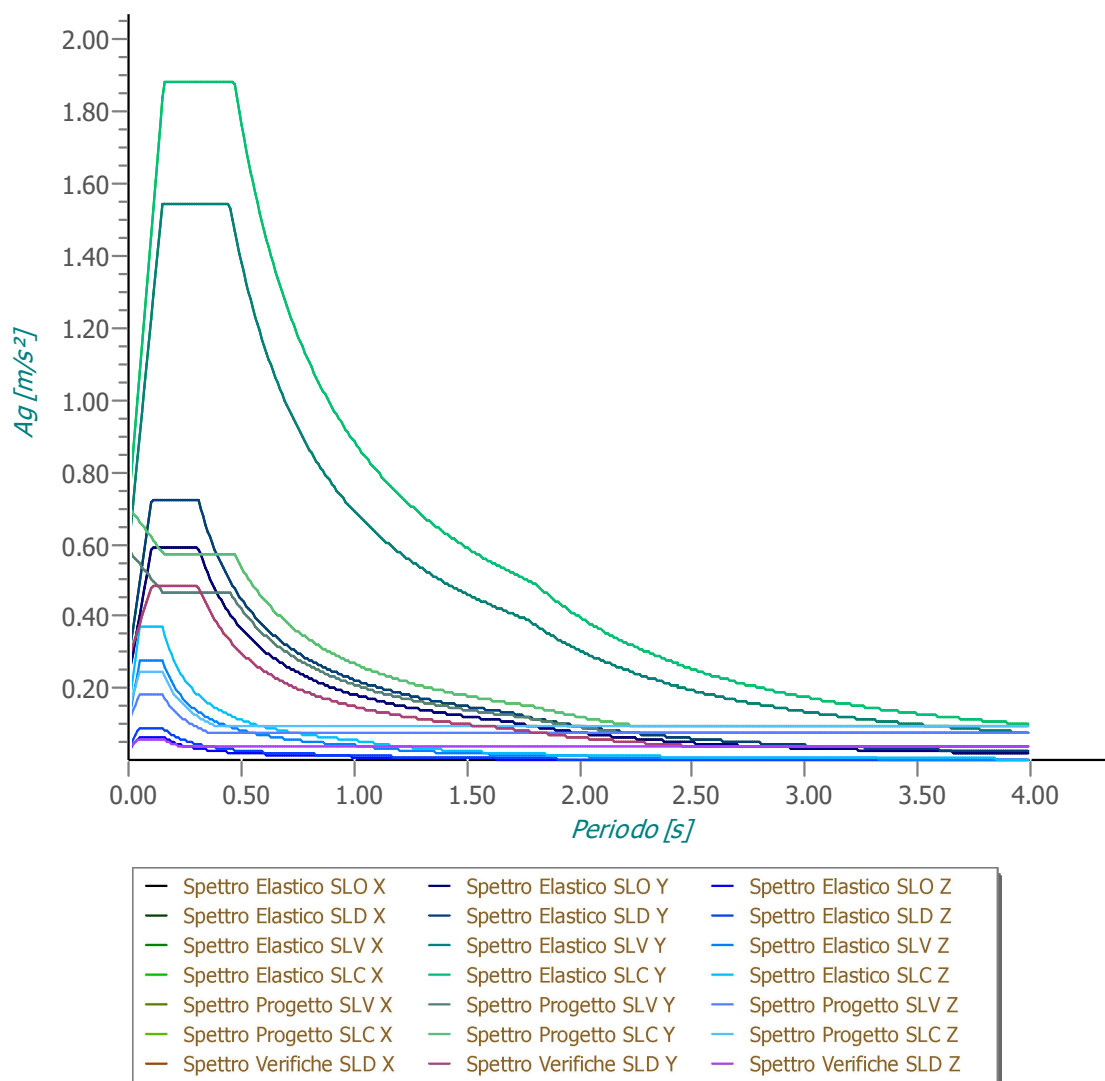
N.B.1: Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. §7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. §7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. §7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. §7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. §7.4.3.1)	3,5	2,5

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



5.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	85.22
salvaguardia della vita	Y	87.14

salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	86.23

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

5.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

5.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

5.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

6 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

6.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{qr} γ_{qr} γ_p coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

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

Le **28 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

6.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

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

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1	rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
ψ_{2i}	coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
Q_{ki}	valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

6.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj} :	valore caratteristico della j-esima azione permanente;
P_{kh} :	valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
Q_{k1} :	valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q_{ki} :	valore caratteristico della i-esima azione variabile;
ψ_{0i} :	coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
ψ_{1i} :	coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i} :	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (3) e "**Rara**" (2).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

7 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

7.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	usBIM(b) [64bit]
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	89100415
Intestatario Licenza	PEDUZZI per.ind. MASSIMILIANO
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

7.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

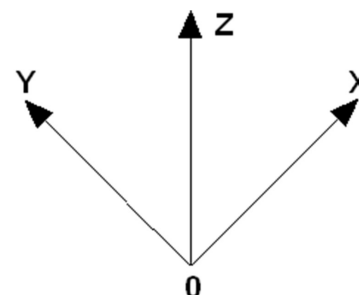
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

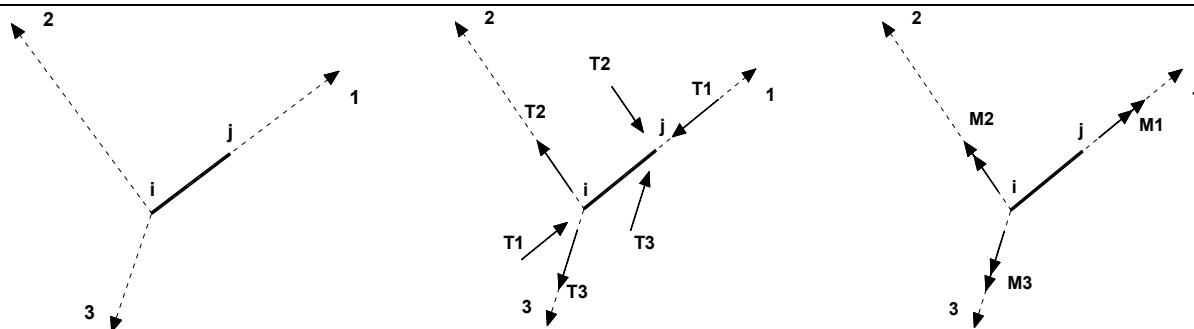
7.3 Sistemi di Riferimento

7.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



7.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

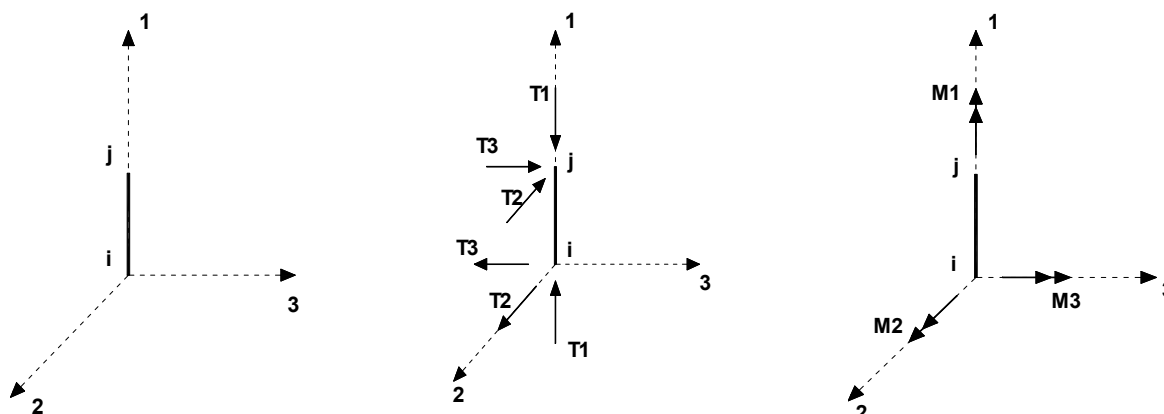
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i - j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

7.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

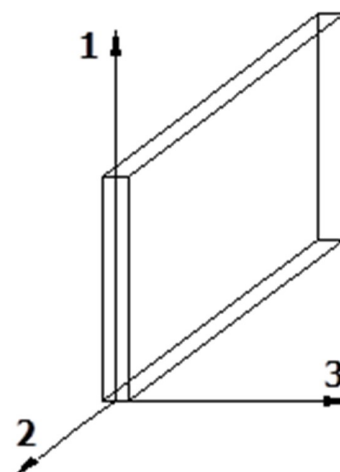
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

7.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

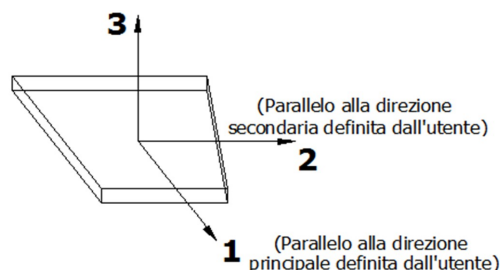
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

7.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



7.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti

gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

8 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.1 Verifiche di Resistenza

8.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza

risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

8.2 Gerarchia delle Resistenze

8.2.1 Elementi in C.A.

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al §7.4.4 del D.M. 2018. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,10 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del par. 7.4.4.1.1 D.M. 2018.
- per i **pilastr**i, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD"A" e 1,3 per CD"B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) del D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1 D.M. 2018.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1.

- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del §7.4.4.3.1 D.M. 2018.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel par. 7.4.4.5 D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.5.1 D.M. 2018.

8.3 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltretutto dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

8.3.1 Travi in c.a.

Le armature degli elementi trave sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.1 del D.M. 2018:

$$A_s \geq A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_1 d; 0,0013 b_1 d \right\} \quad [\text{TR-C4-A}]$$

$$\max \{ A_s; A'_s \} \leq A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad [\text{TR-C4-B}]$$

$$A_{st} \geq A_{st,\min} = 1,5b \text{ mm}^2 / m \quad [\text{TR-C4-C}]$$

$$p_{st} \geq p_{st,\min} = \min\{33,3 \text{ cm}; 0,8d\} \quad [\text{TR-C4-D}]$$

$$A_{st} \geq 0,5A_{sw} \quad [\text{TR-C4-E}]$$

$$p_{st} \geq 15\Phi \quad [\text{TR-C4-F}]$$

dove:

- A_s e A'_s sono le aree di armature tese e compresse;
- f_{ctm} è la resistenza a trazione media del cls;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento;
- b_t è la larghezza media della zona tesa della trave (pari alla larghezza della trave o dell'anima nel caso di sezioni a T);
- d è l'altezza utile della trave;
- b è lo spessore minimo dell'anima in mm;
- p_{st} è il passo delle staffe;
- A_c è l'area della sezione di cls;
- A_{st} è l'area delle staffe;
- A_{sw} è l'area totale delle armature a taglio (area delle staffe più area dei ferri piegati);
- dove Φ è il diametro delle armature longitudinali compresse.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.1 del D.M. 2018:

$$b_t \geq b_{t,\min} = 20 \text{ cm} \quad [\text{TR-LG-A}]$$

$$b_t \leq b_{t,\max} = \min\{b_c + h_t; b_c\} \quad [\text{TR-LG-B}]$$

$$b_t/h_t \geq (b_t/h_t)_{\min} = 0,25 \quad [\text{TR-LG-C}]$$

$$L_{zc} = 1,5 h_t \text{ (CD-A)}; L_{zc} = 1,0 h_t \text{ (CD-B)} \quad [\text{TR-LG-D}]$$

dove:

- b_t e h_t sono la base e l'altezza delle travi, rispettivamente;
- b_c è la larghezza della colonna;
- L_{zc} è la larghezza della zona dissipativa.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.1 del D.M. 2018, illustrate nel seguito.

Armature longitudinali

$$n_{\phi l} > n_{\phi l,\min} = 2 \quad [\text{TR-AL-A}]$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_{yk}} < \rho = \frac{A_s}{bh} < \rho_{\max} = \rho_{cmp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad [\text{TR-AL-B}]$$

$$\rho_{cmp} \geq \rho_{cmp,\min} \quad [\text{TR-AL-C}]$$

dove:

- $n_{\phi l}$ è il numero di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- $n_{\phi l,\min}$ è il minimo numero possibile di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa (rapporto tra le aree delle armature, A_s , e l'area della sezione rettangolare, $b \times h$);
- ρ_{cmp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
- $\rho_{cmp,\min} = 0,25 \rho$ per zone non dissipative, oppure $1/2 \rho$ per zone dissipative.
- f_{yk} è la resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio in MPa.

Armature trasversali

$$p_{st} \leq p_{st,\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{d}{4}; 175 \text{ mm}; 6\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] \text{ (CD-A)} \\ \left[\frac{d}{4}; 225 \text{ mm}; 8\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] \text{ (CD-B)} \end{array} \right. \quad [\text{TR-AT-A}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st,\min} = 6 \text{ mm} \quad [\text{TR-AT-B}]$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;

- Φ_l è il diametro più piccolo delle barre longitudinali utilizzate;
- Φ_{st} è il diametro più piccolo delle armature trasversali utilizzate;
- $\Phi_{st,min}$ è il minimo diametro delle staffe da normativa.

9 - PROGETTAZIONE DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui funzione principale è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano. La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solaio:

- Solai in getto pieno (Tipo I);
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II);
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III).

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai di tipo:

Solai in getto pieno

I solai *in getto pieno* (solette piene), sono stati utilizzati per realizzare balconi.

Modello di calcolo

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)*.

Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

9 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "*Tabulati di calcolo*" costituente parte integrante della presente relazione.

Schignano, Febbraio 2024

Il progettista strutturale

VALUTAZIONE DELLA VARIAZIONE DI RIGIDEZZA

Ai fini della determinazione della tipologia di intervento sugli edifici esistenti di cui al cap. 8 delle vigenti NTC 2018, si riporta di seguito la valutazione della variazione di rigidezza delle murature costituenti la struttura del piano terra.

Il piano terra è realizzato in murature di pietra mista a laterizio con spessore variabile da 40 cm a 50 cm, esclusi gli intonaci. La porzione di fabbricato oggetto di ampliamento è invece realizzata in mattoni di laterizio pieno.

La seguente valutazione di basa sul criterio di confronto tra le rigidezze in direzione x e y del sisma agente, parallele alle direzioni principali dello sviluppo delle murature, allo stato ante operam e post operam.

Nello stato ante operam le murature sono riprodotte con apposito modello FEM congruentemente con lo stato dei luoghi antecedente l'intervento.

Nello stato post operam le murature sono state modificate eliminando le porzioni in cui sono previste le demolizioni in breccia per l'apertura dei serramenti previsti in progetto.

Per la modellazione è stato utilizzato un software agli elementi finiti ModeSt, versione 8.31, prodotto da Harpaceas.

Gli elementi murari (i soli maschi) sono stati modellati con elementi bidimensionali di reale spessore ed altezza interpiano fittizia di 350 cm. I nodi a terra sono stati trattati come incastro, essendo la struttura interamente vincolata al piano inferiore o a terra.

Si riportano dapprima le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui è costituita la struttura in muratura.

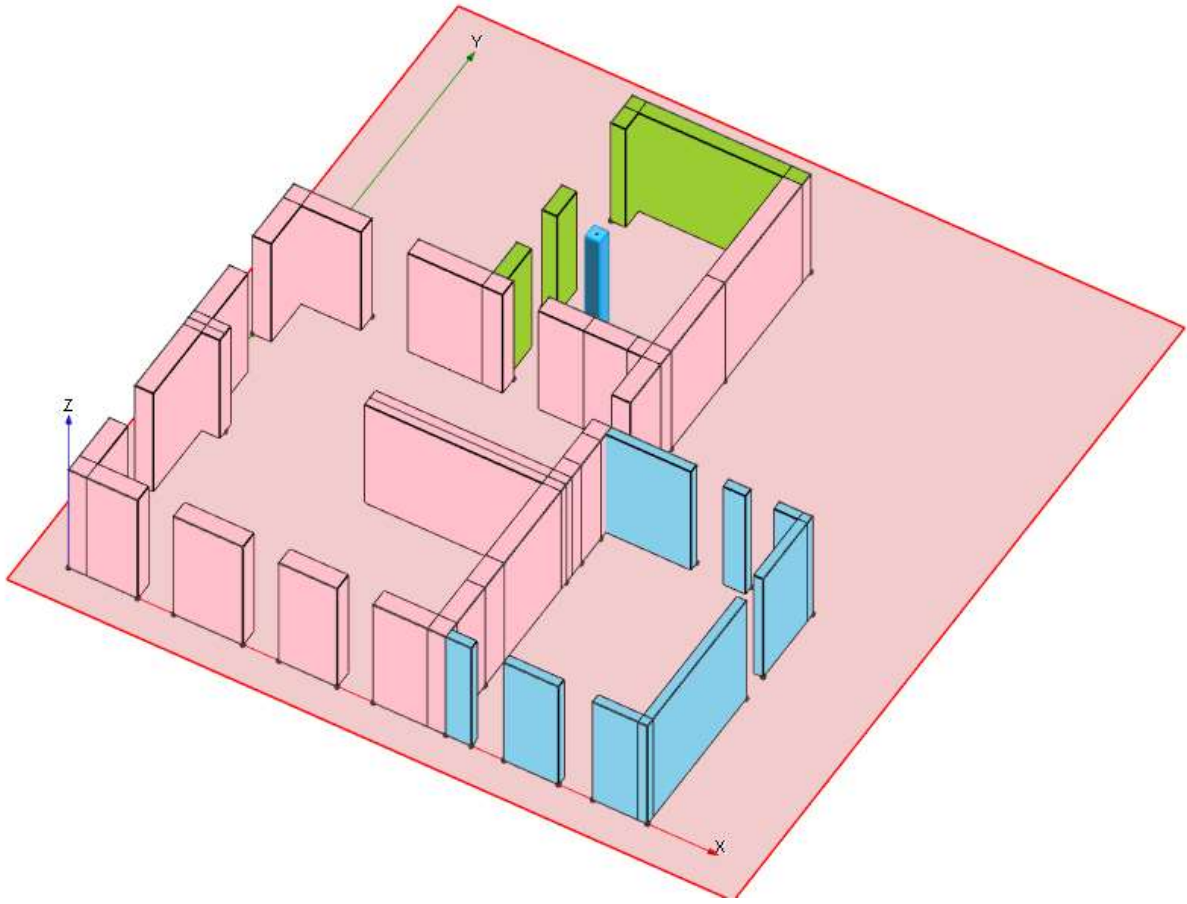
Muratura in pietra mista a laterizio:

Resistenza a compressione (f_k)	<daN/cm ² >	32
Resistenza a compressione per forze orizzontali (f_{hk})	<daN/cm ² >	3,2
Modulo elastico (E)	<daN/cm ² >	17400
Modulo elastico tangenziale (G)	<daN/cm ² >	5800

Muratura in mattoni di laterizio pieno:

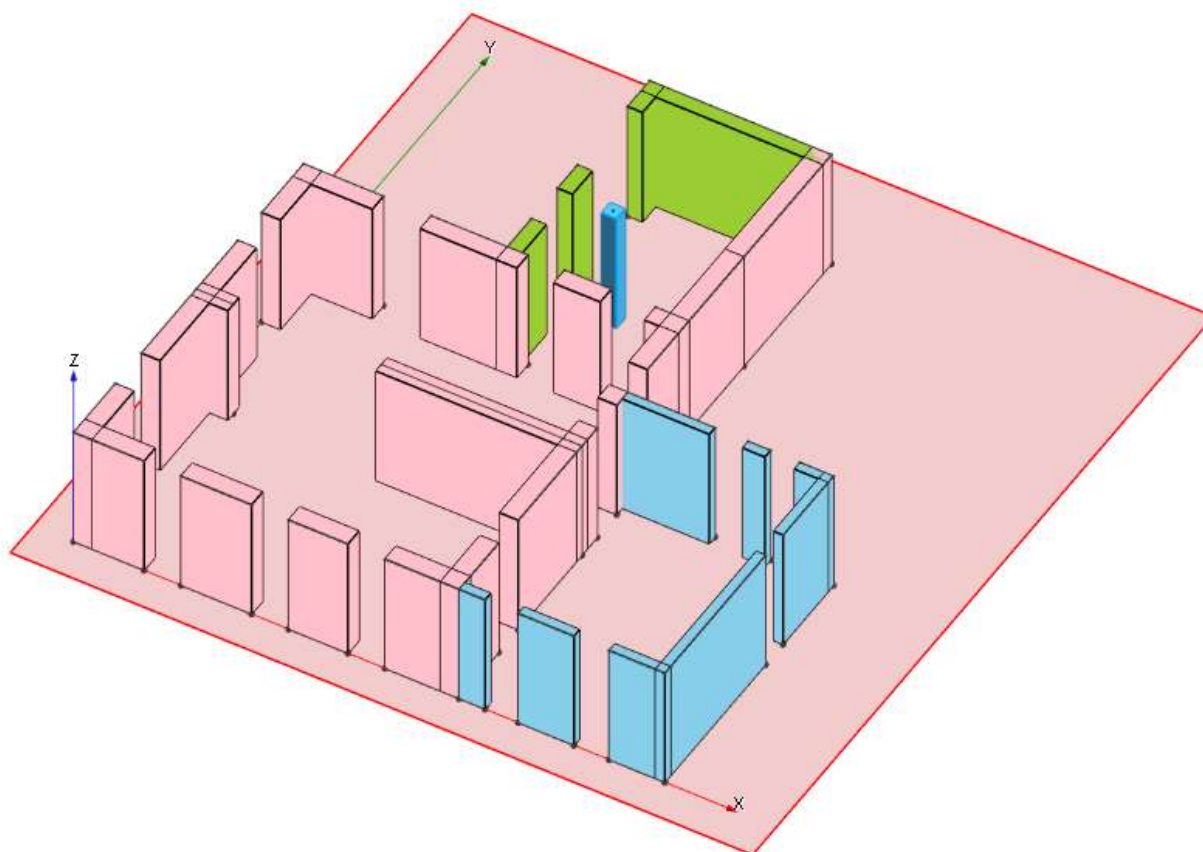
Resistenza a compressione (f_k)	<daN/cm ² >	34,5
Resistenza a compressione per forze orizzontali (f_{hk})	<daN/cm ² >	3,45
Modulo elastico (E)	<daN/cm ² >	15000
Modulo elastico tangenziale (G)	<daN/cm ² >	5000

Si riporta di seguito un estratto del modello ante operam e del modello post operam, in cui sono evidenziate le aperture già presenti prima dei lavori e quelle da realizzare con l'intervento. L'analisi condotta è del tipo *sismica statica*, poiché lo scopo è esclusivamente quello di valutare le rigidezze delle murature.



1 M01-50	
2 M02-40	
3 M03-25	

Modello 3D piano terra ante operam



1 M01-50	
2 M02-40	
3 M03-25	

Modello 3D piano terra post operam

I risultati del calcolo per lo stato **ante operam** restituiscono i seguenti valori di rigidezza (vedi allegato):

Simbologia

- Θ_x =Coefficiente Θ in dir. X
- Θ_y =Coefficiente Θ in dir. Y
- Br X =Coordinata X della posizione baricentro rigidezze teorico
- Br Y =Coordinata Y della posizione baricentro rigidezze teorico
- Dif X % =Differenza percentuale della rigidezza X rispetto all'impalcato precedente
- Dif Y % =Differenza percentuale della rigidezza Y rispetto all'impalcato precedente
- Imp. =Numero dell'impalcato
- Rig X =Rigidezza teorica in direzione X
- Rig Y =Rigidezza teorica in direzione Y
- Sx =Spostamento impalcato in dir. X
- Sy =Spostamento impalcato in dir. Y

Imp.	Sx <m>	Rig X <daN/m>	Dif X %	Θ_x	Br X <m>	Sy <m>	Rig Y <daN/m>	Dif Y %	Θ_y	Br Y <m>
1	2.50E-04	22297200.00	0.00	0.00	8.36	2.23E-04	24954300.00	0.00	0.00	8.19

I risultati del calcolo per lo stato **post operam** restituiscono i seguenti valori di rigidezza (vedi allegato):

Simbologia

Θ_x = Coefficiente Θ in dir. X
 Θ_y = Coefficiente Θ in dir. Y
Br X = Coordinata X della posizione baricentro rigidezze teorico
Br Y = Coordinata Y della posizione baricentro rigidezze teorico
Dif X % = Differenza percentuale della rigidezza X rispetto all'impalcato precedente
Dif Y % = Differenza percentuale della rigidezza Y rispetto all'impalcato precedente
Imp. = Numero dell'impalcato
Rig X = Rigidezza teorica in direzione X
Rig Y = Rigidezza teorica in direzione Y
Sx = Spostamento impalcato in dir. X
Sy = Spostamento impalcato in dir. Y

Imp.	Sx <m>	Rig X <daN/m>	Dif X %	Θ_x	Br X <m>	Sy <m>	Rig Y <daN/m>	Dif Y %	Θ_y	Br Y <m>
1	2.66E-04	19869800.00	0.00	0.00	8.24	2.38E-04	22248000.00	0.00	0.00	8.38

Di seguito si riporta la tabella comparativa dei valori di rigidezza in cui sono evidenziate le variazioni ante e post intervento.

ANTE OPERAM			
Rig. X	22.297.200	daN/m	
Rig. Y	24.954.300	daN/m	
POST OPERAM			Variazione
Rig. X	19.869.800	daN/m	-11%
Rig. Y	22.248.000	daN/m	-11%

Come si può evincere dalla tabella sopra riportata, l'intervento causa la caduta di rigidezza sia in direzione x che in direzione y pari a 11%. Tale variazione non supera il massimo valore riportato in normativa e nella buona regola progettuale pari al 15%, di conseguenza da un punto di vista strutturale l'intervento può configurarsi come serie di interventi locali ai sensi del cap. 8 delle NTC 2018 vigenti. Visto il non superamento del 15 % della caduta di rigidezza, si ritiene altresì non necessaria la cerchiatura delle nuove aperture.

VALUTAZIONE CAMBIO D'USO

Il solaio era già stato calcolato nel progetto del 1998 con carichi di civile abitazione pertanto il presente progetto, nonostante il cambio d'uso, non stravolge i carichi del progetto precedente (Si allegano disegni e calcoli allegati alla relazione finale delle opere in ca).

VALUTAZIONE IMPIANTI

Nel progetto sono previsti elementi costruttivi non strutturali con rigidezza, resistenza e massa che non influenzano in maniera significativa la risposta strutturale. Tali elementi verranno assemblati in cantiere, pertanto in fase d'opera e prima del montaggio verranno controllati i materiali forniti dall'installatore e verificato il corretto montaggio in fase di posa.

Calcolo ante operam

Elenco spostamenti e rigidezze teoriche di impalcato

Simbologia

- Θ_x =Coefficiente Θ in dir. X
- Θ_y =Coefficiente Θ in dir. Y
- Br X =Coordinata X della posizione baricentro rigidezze teorico
- Br Y =Coordinata Y della posizione baricentro rigidezze teorico
- Dif X % =Differenza percentuale della rigidezza X rispetto all'impalcato precedente
- Dif Y % =Differenza percentuale della rigidezza Y rispetto all'impalcato precedente
- Imp. =Numero dell'impalcato
- Rig X =Rigidezza teorica in direzione X
- Rig Y =Rigidezza teorica in direzione Y
- Sx =Spostamento impalcato in dir. X
- Sy =Spostamento impalcato in dir. Y

Imp.	Sx <m>	Rig X <daN/m>	Dif X %	Θ_x	Br X <m>	Sy <m>	Rig Y <daN/m>	Dif Y %	Θ_y	Br Y <m>
1	2.50E-04	22297200.00	0.00	0.00	8.36	2.23E-04	24954300.00	0.00	0.00	8.19

Controllo di deformabilità torsionale

Simbologia

- Imp. =Numero dell'impalcato
- Rig T =Rigidezza teorica torsionale
- Rig X =Rigidezza teorica in direzione X
- Rig Y =Rigidezza teorica in direzione Y
- Rz =Rotazione impalcato intorno all'asse Z
- $l_s^2 X$ =Rapporto fra momento di inerzia polare e masse in dir. X
- $l_s^2 Y$ =Rapporto fra momento di inerzia polare e masse in dir. Y
- $r^2 X$ =Raggio torsionale al quadrato in dir. X
- $r^2 Y$ =Raggio torsionale al quadrato in dir. Y
- $r^2/l_s^2 X$ =Valore di controllo di deformabilità torsionale in dir. X
- $r^2/l_s^2 Y$ =Valore di controllo di deformabilità torsionale in dir. Y

Imp.	Rz <rad>	Rig T <daNm>	$l_s^2 X$ <mq>	Rig X <daN/m>	$r^2 X$ <mq>	$r^2/l_s^2 X$	$l_s^2 Y$ <mq>	Rig Y <daN/m>	$r^2 Y$ <mq>	$r^2/l_s^2 Y$
1	9.44E-07	6880880000.00	50.16	22297200.00	308.60	6.15	50.16	24954300.00	275.74	5.50

Min. $r^2/l_s^2 = 5.50$

Elenco baricentri e masse impalcati

Simbologia

- Imp. =Numero dell'impalcato
- Jpz =Massa rotazionale intorno all'asse Z
- Mo =Massa orizzontale
- X =Coordinata X
- Y =Coordinata Y
- Z =Coordinata Z

Imp.	X <m>	Y <m>	Z <m>	Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
1	7.16	7.29	3.50	124542.00	6246950.00

Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
124542.00	6246950.00

Percentuale masse nel terzo superiore in direzione X = 100.00%

Percentuale masse nel terzo superiore in direzione Y = 100.00%

Calcolo aree resistenti e tagli assorbiti non effettuabile poiché esistono elementi vincolati con utilizzo né nucleo né pilastro, oppure la base della struttura non è a quota Z=0.

Calcolo Post operam

Elenco spostamenti e rigidezze teoriche di impalcato

Simbologia

Θ_x = Coefficiente Θ in dir. X
 Θ_y = Coefficiente Θ in dir. Y
 Br X = Coordinata X della posizione baricentro rigidezze teorico
 Br Y = Coordinata Y della posizione baricentro rigidezze teorico
 Dif X % = Differenza percentuale della rigidezze X rispetto all'impalcato precedente
 Dif Y % = Differenza percentuale della rigidezze Y rispetto all'impalcato precedente
 Imp. = Numero dell'impalcato
 Rig X = Rigidezze teorica in direzione X
 Rig Y = Rigidezze teorica in direzione Y
 Sx = Spostamento impalcato in dir. X
 Sy = Spostamento impalcato in dir. Y

Imp.	Sx <m>	Rig X <daN/m>	Dif X %	Θ_x	Br X <m>	Sy <m>	Rig Y <daN/m>	Dif Y %	Θ_y	Br Y <m>
1	2.66E-04	19869800.00	0.00	0.00	8.24	2.38E-04	22248000.00	0.00	0.00	8.38

Controllo di deformabilità torsionale

Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato
 Rig T = Rigidezze teorica torsionale
 Rig X = Rigidezze teorica in direzione X
 Rig Y = Rigidezze teorica in direzione Y
 Rz = Rotazione impalcato intorno all'asse Z
 $l_s^2 X$ = Rapporto fra momento di inerzia polare e masse in dir. X
 $l_s^2 Y$ = Rapporto fra momento di inerzia polare e masse in dir. Y
 $r^2 X$ = Raggio torsionale al quadrato in dir. X
 $r^2 Y$ = Raggio torsionale al quadrato in dir. Y
 $r^2/l_s^2 X$ = Valore di controllo di deformabilità torsionale in dir. X
 $r^2/l_s^2 Y$ = Valore di controllo di deformabilità torsionale in dir. Y

Imp.	Rz <rad>	Rig T <daNm>	$l_s^2 X$ <mq>	Rig X <daN/m>	$r^2 X$ <mq>	$r^2/l_s^2 X$	$l_s^2 Y$ <mq>	Rig Y <daN/m>	$r^2 Y$ <mq>	$r^2/l_s^2 Y$
1	9.40E-07	6549880000.00	51.80	19869800.00	329.64	6.36	51.80	22248000.00	294.40	5.68

Min. $r^2/l_s^2 = 5.68$

Elenco baricentri e masse impalcati

Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato
 Jpz = Massa rotazionale intorno all'asse Z
 Mo = Massa orizzontale
 X = Coordinata X
 Y = Coordinata Y
 Z = Coordinata Z

Imp.	X <m>	Y <m>	Z <m>	Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
1	7.01	7.31	3.50	118120.00	6118400.00

Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
118120.00	6118400.00

Percentuale masse nel terzo superiore in direzione X = 100.00%

Percentuale masse nel terzo superiore in direzione Y = 100.00%

Calcolo aree resistenti e tagli assorbiti non effettuabile poiché esistono elementi vincolati con utilizzo né nucleo né pilastro, oppure la base della struttura non è a quota Z=0.

Calcolo architrave porta 80x120

Normativa: NTC2018 - D.M. 17/01/2018; Circolare 21/1/2019, n. 7

Caratteristiche della muratura al di sotto dell'architrave

Tipo: Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
LC = LC1 - Conosc. Limitata - FC = 1.35
FC = 1,35 Fattore di confidenza

	Ricorsi o listatur e	Conness. trasversale	Iniezion e di miscele leganti	Intonaco armato	Ristil. Arm. con conness. dei param.	Altro
Malta buona						
1	0	0	0	0	0	0

Coefficienti migliorativi (tabella C8.5.II - Circolare 2019)

Parametro	Stato di fatto	Interv. Consolidam.	Altro	Coeff. Complessivo
f	1,30	1,00	1,00	1,30
τ_0	1,30	1,00	1,00	1,30
E	1,30	1,00	1,00	1,30
G	1,30	1,00	1,00	1,30

Parametri della muratura con applicazione dei coefficienti migliorativi e del fattore FC

$f_m = 250,37$ N/cm² Resistenza a compressione
 $\tau_0 = 5,39$ N/cm² Resistenza a taglio
E = 2262,00 N/mm² Modulo elastico
G = 754,00 N/mm² Modulo di taglio
w = 21,00 kN/m³ Peso della muratura

Dati geometrici e peso muratura

L = 0,80 m Larghezza dell'apertura
H_s = 0,82 m Distanza del piano di scarico del solaio dall'intrad. dell'apertura
t = 0,55 m Spessore della muratura
g_{mur} = 25,00 kN/m³ Peso per unità di volume della muratura sovrastante l'architrave
γ_m = 2,00 Coeff. parziale della muratura

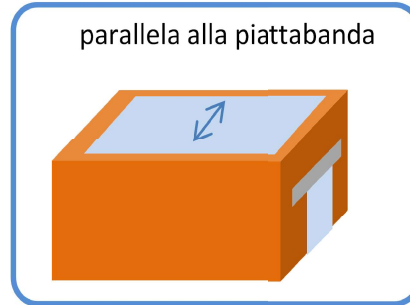
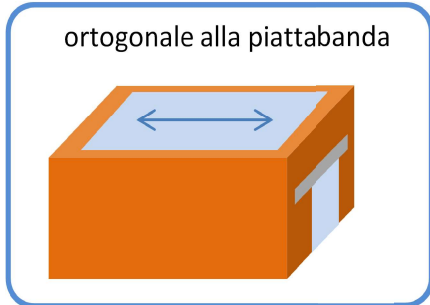
Caratteristiche dell'architrave

$f_{yk} = 275,00$ N/mm² Resistenza allo snervamento dell'acciaio
γ_{M0} = 1,05 Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio
E_s = 210.000 N/mm² Modulo elastico dell'acciaio
n_p = 2 Numero profili
tipo: IPE 100 Profilo dell'architrave

$a = 0,25$ m Lunghezza di appoggio dell'architrave sulla muratura

Scarico del solaio

Orditura solaio in direzione: *ortogonale alla piattabanda*

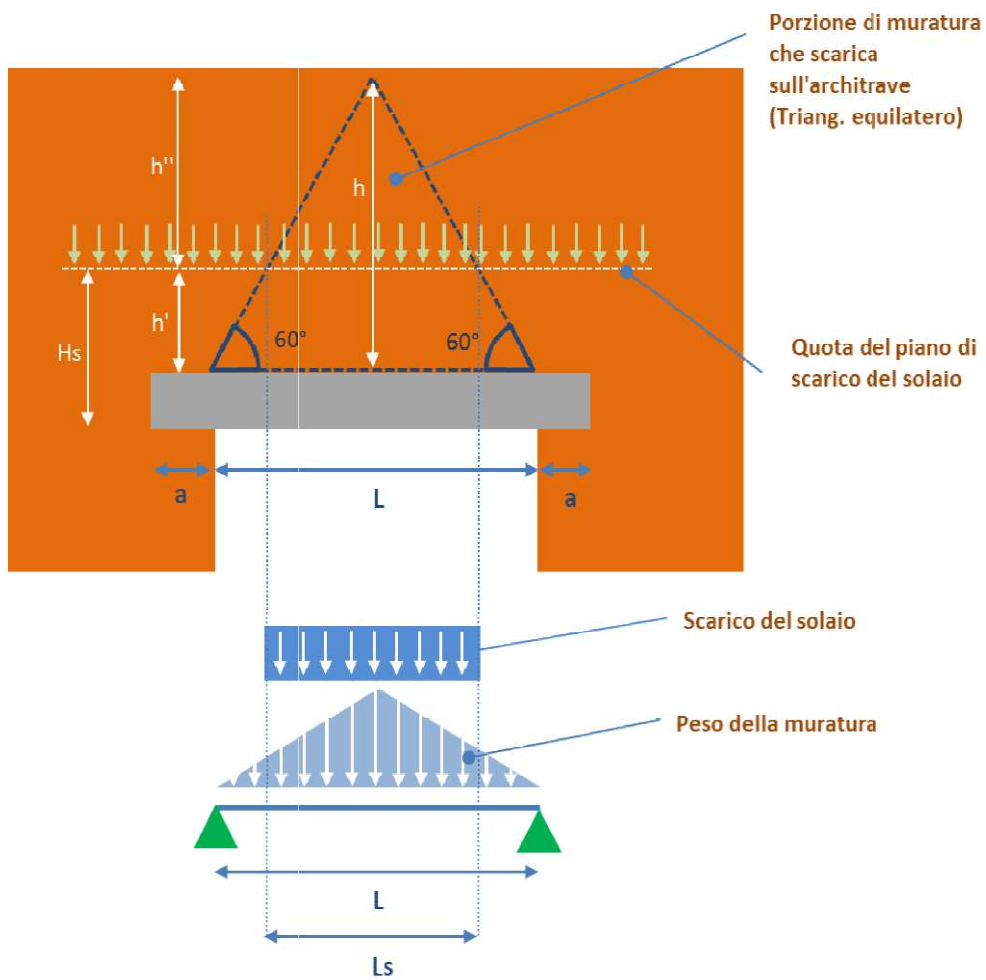


Il solaio non scarica sulla piattabanda, non è necessario inserire dati

$L_{inf} =$	2,50	m	Metà luce del solaio
$g_{1k} =$	3,28	kN/m ²	Peso proprio del solaio
$g_{2k} =$	2,40	kN/m ²	Carico permanente del solaio
$q_k =$	2,00	kN/m ²	Carico accidentale
$g_{altro} =$	0,00	kN/m ²	Altri carichi perm.: <i>inserire descrizione</i>

Abbassamenti limite in funzione della luce dell'architrave

$L /$	250	Abbassamento limite per i carichi caratteristici
$L /$	300	Abbassamento limite per i soli carichi variabili



Scarico del solaio sull'architrave							Esito
Scarico del solaio							
	$h' =$	0,72	>	$h =$	0,69	m	Assente

Verifica dell'architrave							Ed/Rd	Esito
Verifica a flessione allo SLU								
	$M_{Ed} =$	0,75	\leq	$M_{Rd,el} =$	17,91	kNm	0,04	Positivo
Verifica a taglio allo SLU								
	$V_{Ed} =$	3,09	\leq	$V_{c,Rd} =$	153,68	kN	0,02	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_{max} =$	0,08	\leq	$\delta_{lim,1} =$	3,87	mm	0,02	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_2 =$	0,00	\leq	$\delta_{lim,2} =$	3,22	mm	0,00	Positivo
Compressione della muratura								
	$\sigma_{max} =$	22,51	\leq	$f_d =$	125,19	N/cm ²	0,18	Positivo

Verifica della piattabanda

Scarico del solaio sull'architrave

$h =$	0,69	m	Altezza del triangolo equilatero
$h' =$	0,72	m	Altezza del piano di scarico del solaio
$h'' =$	0,00	m	Altezza del triangolo al di sopra del piano del solaio
$L_s =$	0,00	m	Lunghezza del piano di scarico del solaio
$g_k =$	0,00	kN/m	Carico permanente del solaio sull'architrave
$q_k =$	0,00	kN/m	Carico accidentale del solaio sull'architrave

Scarico del solaio sull'architrave							Esito
Scarico del solaio							
	$h' =$	0,72	>	$h =$	0,69	mm	Assente

Peso della muratura

$g_{mur} =$	25,00	kN/m ³	Peso della muratura sovrastante l'architrave
-------------	-------	-------------------	--

A =	0,28	m ²	Area del triangolo isoscele
V =	0,15	m ³	Volume della muratura che scarica sul solaio
g _{k,muro} =	4,76	kN/m	Carico del muro sull'architrave

Proprietà dell'acciaio

f _{yk} =	275,00	N/mm ²	Resistenza allo snervamento dell'acciaio
E _s =	210.000	N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio
γ _{M0} =	1,05		Fattore parziale di sicurezza
f _{yd} =	261,90	N/mm ²	Resistenza di progetto

Proprietà dell'architrave

L =	0,80	m	Lunghezza dell'apertura
L _c =	0,97	m	Luce di calcolo della trave (L+2/3*a)
n _p =	2		Numero profili
Nome:	IPE 100		Nome del profilo
I _y =	171,00	cm ⁴	Momento d'inerzia
W _{y,el} =	34,20	cm ³	Modulo di resistenza elastico
A =	10,32	cm ²	Area
h =	100,00	mm	Altezza del profilo
b =	55,00	mm	Base
t _f =	5,70	mm	Spessore della flangia
t _w =	4,10	mm	Spessore dell'anima
r =	7,00	mm	Raggio del raccordo
g =	0,08	kN/m	Peso del profilo

Verifica allo Stato Limite Ultimo

Schema statico: trave appoggiata-appoggiata

γ _g =	1,30		Coefficiente parziale per carichi permanenti
γ _q =	1,50		Coefficiente parziale per carichi accidentali
q _{d,SLU} =	6,40	kN/m	Carico allo Stato Limite Ultimo
M _{Ed} =	0,75	kNm	Momento sollecitante massimo in mezzzeria
V _{Ed} =	3,09	kN	Taglio sollecitante massimo all'appoggio
M _{Rd,el} =	17,91	kNm	Momento resistente elastico dei profili
A _v =	508,17	mm ²	Area resistente a taglio del singolo profilo
V _{c,Rd} =	153,68	kN	Taglio resistente dei profili

Abbassamenti allo Stato Limite di Esercizio - Combinazione quasi permanente

Schema statico: trave appoggiata-appoggiata

q _{d,SLE} =	4,93	kN/m	carico totale in combinazione SLE quasi permanente
----------------------	------	------	--

$\delta_{max} =$	0,08	mm	Abbassamento in mezzeria per i carichi caratteristici
$\delta_2 =$	0,00	mm	Abbassamento in mezzeria per i carichi variabili
	L / 250		Abbassamento limite per δ_{max}
	L / 300		Abbassamento limite per δ_2
$\delta_{lim,1} =$	3,87	mm	Abbassamento limite per δ_{max}
$\delta_{lim,2} =$	3,22	mm	Abbassamento limite per δ_2

Verifica a compressione della muratura

a =	0,25	m	Lunghezza di appoggio dell'architrave sulla muratura
b =	0,11	m	Larghezza totale dei profili
$\sigma_{max} =$	22,51	N/cm ²	Tensione di compressione nella muratura, distribuz. triangolare
$f_m =$	250,37	N/cm ²	Resistenza a compressione
$\gamma_m =$	2,00		Coefficiente parziale della muratura
$f_d =$	125,19	N/cm ²	Resistenza a compressione di progetto della muratura

Verifica dell'architrave						Ed/Rd	Esito	
Verifica a flessione allo SLU								
	$M_{Ed} =$	0,75	\leq	$M_{Rd,el} =$	17,91	kNm	0,04	Positivo
Verifica a taglio allo SLU								
	$V_{Ed} =$	3,09	\leq	$V_{c,Rd} =$	153,68	kN	0,02	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_{max} =$	0,08	\leq	$\delta_{lim,1} =$	3,87	mm	0,02	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_2 =$	0,00	\leq	$\delta_{lim,2} =$	3,22	mm	0,00	Positivo
Compressione della muratura								
	$\sigma_{max} =$	22,51	\leq	$f_d =$	125,19	N/cm ²	0,18	Positivo

Calcolo ARCHITRAVE porta 120x210

Normativa: NTC2018 - D.M. 17/01/2018; Circolare 21/1/2019, n. 7

Caratteristiche della muratura al di sotto dell'architrave

Tipo: Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
LC = LC1 - Conosc. Limitata - FC = 1.35
FC = 1,35 Fattore di confidenza

Coefficienti migliorativi (tabella C8.5.II - Circolare 2019)

Parametro	Stato di fatto	Interv. Consolidam.	Altro	Coeff. Complessivo
f	1,30	1,00	1,00	1,30
τ_0	1,30	1,00	1,00	1,30
E	1,30	1,00	1,00	1,30
G	1,30	1,00	1,00	1,30

Parametri della muratura con applicazione dei coefficienti migliorativi e del fattore FC

$f_m = 250,37$ N/cm² Resistenza a compressione
 $\tau_0 = 5,39$ N/cm² Resistenza a taglio
E = 2262,00 N/mm² Modulo elastico
G = 754,00 N/mm² Modulo di taglio
w = 21,00 kN/m³ Peso della muratura

Dati geometrici e peso muratura

L = 1,20 m Larghezza dell'apertura
Distanza del piano di scarico del solaio dall'intrad.
dell'apertura
 $H_s = 0,82$ m
t = 0,55 m Spessore della muratura
 $g_{mur} = 25,00$ kN/m³ Peso per unità di volume della muratura sovrastante l'architrave
 $\gamma_m = 2,00$ Coeff. parziale della muratura

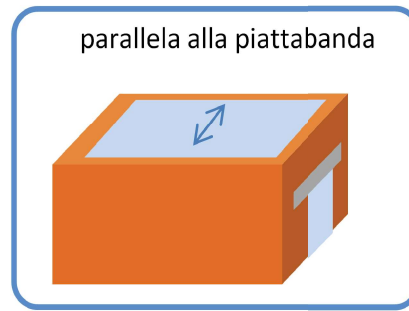
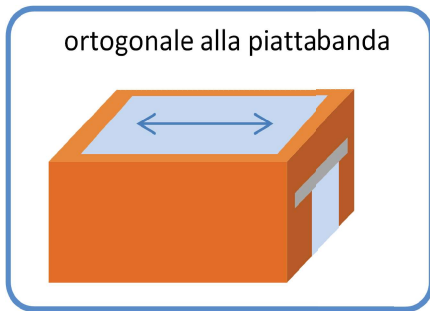
Caratteristiche dell'architrave

$f_{yk} = 275,00$ N/mm² Resistenza allo snervamento dell'acciaio
 $\gamma_{M0} = 1,05$ Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio
 $E_s = 210.000$ N/mm² Modulo elastico dell'acciaio
 $n_p = 2$ Numero profili
tipo: IPE 100 Profilo dell'architrave
a = 0,25 m Lunghezza di appoggio dell'architrave sulla muratura

Scarico del solaio

Orditura solaio in *ortogonale alla piattabanda*

direzione:

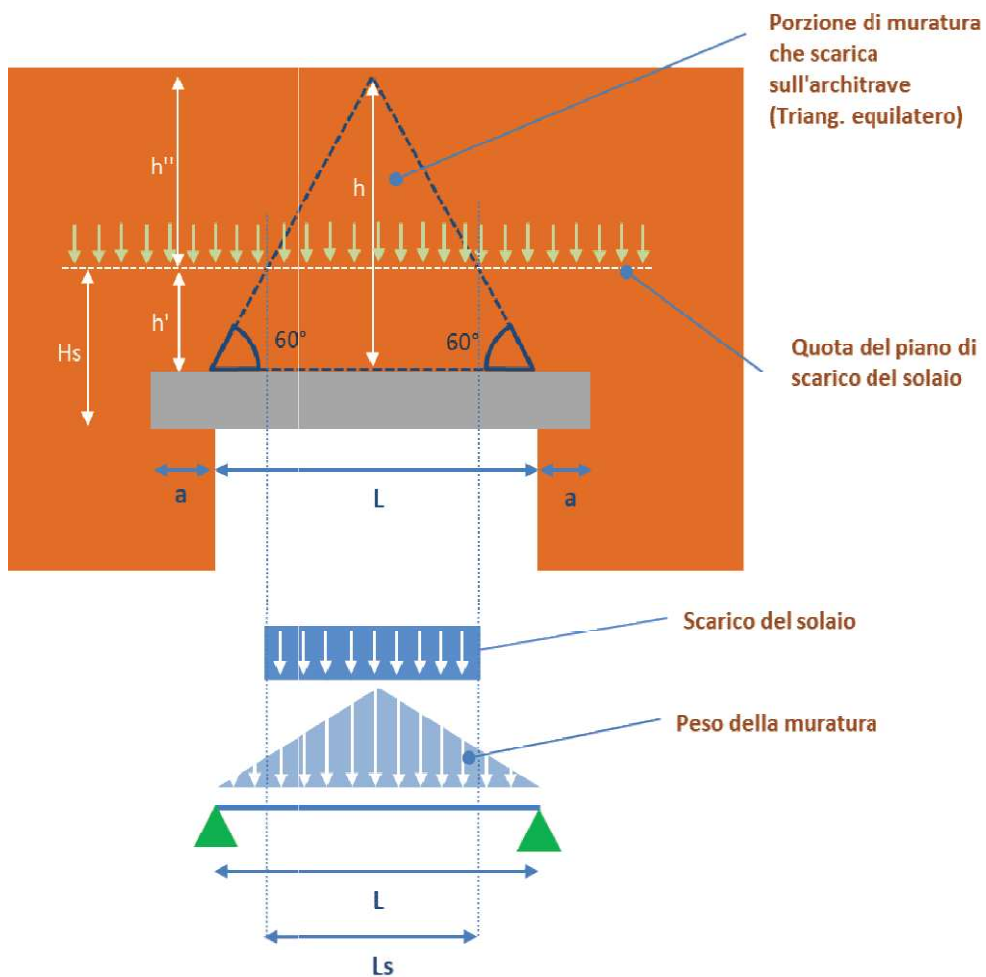


Dati del solaio

$L_{inf} =$	2,50	m	Metà luce del solaio
$g_{1k} =$	3,28	kN/m^2	Peso proprio del solaio
$g_{2k} =$	2,40	kN/m^2	Carico permanente del solaio
$q_k =$	2,00	kN/m^2	Carico accidentale
$g_{altro} =$	0,00	kN/m^2	Altri carichi perm.: <i>inserire descrizione</i>

Abbassamenti limite in funzione della luce dell'architrave

$L /$	250	Abbassamento limite per i carichi caratteristici
$L /$	300	Abbassamento limite per i soli carichi variabili



Scarico del solaio sull'architrave							Esito	
Scarico del solaio								
	$h' =$	0,72	\leq	$h =$	1,04	m	Presente	

Verifica dell'architrave							Ed/Rd	Esito
Verifica a flessione allo SLU								
	$M_{Ed} =$	4,08	\leq	$M_{Rd,el} =$	17,91	kNm	0,23	Positivo
Verifica a taglio allo SLU								
	$V_{Ed} =$	11,94	\leq	$V_{c,Rd} =$	153,68	kN	0,08	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_{max} =$	0,84	\leq	$\delta_{lim,1} =$	5,47	mm	0,15	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_2 =$	0,10	\leq	$\delta_{lim,2} =$	4,56	mm	0,02	Positivo
Compressione della muratura								
	$\sigma_{max} =$	86,84	\leq	$f_d =$	125,19	N/cm ²	0,69	Positivo

Verifica della piattabanda

Scarico del solaio sull'architrave

$h =$	1,04	m	Altezza del triangolo equilatero
$h' =$	0,72	m	Altezza del piano di scarico del solaio
$h'' =$	0,32	m	Altezza del triangolo al di sopra del piano del solaio
$L_s =$	0,37	m	Lunghezza del piano di scarico del solaio
$g_k =$	4,36	kN/m	Carico permanente del solaio sull'architrave
$q_k =$	1,54	kN/m	Carico accidentale del solaio sull'architrave

Scarico del solaio sull'architrave							Esito	
Scarico del solaio								
	$h' =$	0,72	\leq	$h =$	1,04	mm	Presente	

Peso della muratura

$g_{mur} =$	25,00	kN/m ³	Peso della muratura sovrastante l'architrave
$A =$	0,62	m ²	Area del triangolo isoscele
$V =$	0,34	m ³	Volume della muratura che scarica sul solaio
$g_{k,muro} =$	7,14	kN/m	Carico del muro sull'architrave

Proprietà dell'acciaio

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²	Resistenza allo snervamento dell'acciaio
------------	--------	-------------------	--

$E_s =$	210.000	N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio
$\gamma_{M0} =$	1,05		Fattore parziale di sicurezza
$f_{yd} =$	261,90	N/mm ²	Resistenza di progetto

Proprietà dell'architrave

$L =$	1,20	m	Lunghezza dell'apertura
$L_c =$	1,37	m	Luce di calcolo della trave ($L+2/3*a$)
$n_p =$	2		Numero profili
Nome:	IPE 100		Nome del profilo
$I_y =$	171,00	cm ⁴	Momento d'inerzia
$W_{y,el} =$	34,20	cm ³	Modulo di resistenza elastico
$A =$	10,32	cm ²	Area
$h =$	100,00	mm	Altezza del profilo
$b =$	55,00	mm	Base
$t_f =$	5,70	mm	Spessore della flangia
$t_w =$	4,10	mm	Spessore dell'anima
$r =$	7,00	mm	Raggio del raccordo
$g =$	0,08	kN/m	Peso del profilo

Verifica allo Stato Limite Ultimo

Schema statico: trave appoggiata-appoggiata

$\gamma_g =$	1,30		Coefficiente parziale per carichi permanenti
$\gamma_q =$	1,50		Coefficiente parziale per carichi accidentali
$q_{d,SLU} =$	17,47	kN/m	Carico allo Stato Limite Ultimo
$M_{Ed} =$	4,08	kNm	Momento sollecitante massimo in mezzeria
$V_{Ed} =$	11,94	kN	Taglio sollecitante massimo all'appoggio
$M_{Rd,el} =$	17,91	kNm	Momento resistente elastico dei profili
$A_v =$	508,17	mm ²	Area resistente a taglio del singolo profilo
$V_{c,Rd} =$	153,68	kN	Taglio resistente dei profili

Abbassamenti allo Stato Limite di Esercizio - Combinazione quasi permanente

Schema statico: trave appoggiata-appoggiata

$q_{d,SLE} =$	13,20	kN/m	carico totale in combinazione SLE quasi permanente
$\delta_{max} =$	0,84	mm	Abbassamento in mezzeria per i carichi caratteristici
$\delta_2 =$	0,10	mm	Abbassamento in mezzeria per i carichi variabili
	L / 250		Abbassamento limite per δ_{max}
	L / 300		Abbassamento limite per δ_2
$\delta_{lim,1} =$	5,47	mm	Abbassamento limite per δ_{max}
$\delta_{lim,2} =$	4,56	mm	Abbassamento limite per δ_2

Verifica a compressione della muratura

a =	0,25	m	Lunghezza di appoggio dell'architrave sulla muratura
b =	0,11	m	Larghezza totale dei profili
$\sigma_{max} =$	86,84	N/cm ²	Tensione di compressione nella muratura, distribuz. triangolare
$f_m =$	250,37	N/cm ²	Resistenza a compressione
$\gamma_m =$	2,00		Coefficiente parziale della muratura
$f_d =$	125,19	N/cm ²	Resistenza a compressione di progetto della muratura

Verifica dell'architrave							Ed/Rd	Esito
Verifica a flessione allo SLU								
	$M_{Ed} =$	4,08	≤	$M_{Rd,el} =$	17,91	kNm	0,23	Positivo
Verifica a taglio allo SLU								
	$V_{Ed} =$	11,94	≤	$V_{c,Rd} =$	153,68	kN	0,08	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_{max} =$	0,84	≤	$\delta_{lim,1} =$	5,47	mm	0,15	Positivo
Spostam. in mezzeria allo SLE								
	$\delta_2 =$	0,10	≤	$\delta_{lim,2} =$	4,56	mm	0,02	Positivo
Compressione della muratura								
	$\sigma_{max} =$	86,84	≤	$f_d =$	125,19	N/cm ²	0,69	Positivo

All'ufficio del GENIO CIVILE di COMO

PRATICA: n. 41300 di classifica presentata in data 30 giugno 1999, opere in conglomerato cementizio armato normale realizzate per la ristrutturazione parziale del fabbricato ex asilo I.P.A.B.;

LOCALITA': Comune di Cerano d'Intelvi, frazione Veglio;

PROPRIETARIO: Comune di CERANO D'INTELVI, Via Roma n. 27, 22020 Cerano d'Intelvi (CO);

PROGETTISTA e DIRETTORE DEI LAVORI delle opere in cemento armato normale: **Geom. FABIO PRIONI**, con studio in San Fedele Intelvi (CO), Via Casasco n. 70, iscritto all'Albo dei Geometri della Provincia di Como al n. 1890, cod. fisc. PRN FBA 65R13 C933K;

IMPRESA: BRUNI SCAVI S.n.c. con sede in Grandate (CO), Via Madonna n. 35, n. iscrizione C.C.I.A.A. di Como 188762;

COLLAUDATORE: Dott. Ing. RAVA ANGELO con studio in Lenno (CO), Via Delmati n. 28, iscritto ininterrottamente da oltre 10 anni all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Como al n. 705, iscritto all'Albo Regionale dei collaudatori al n. 1448, cod. fisc. RVA NGL 43S17 E525N;

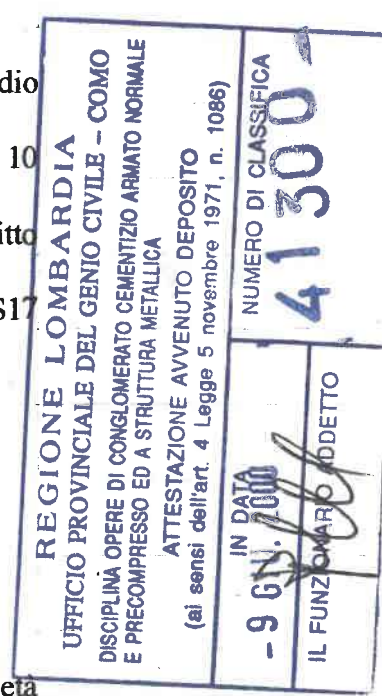
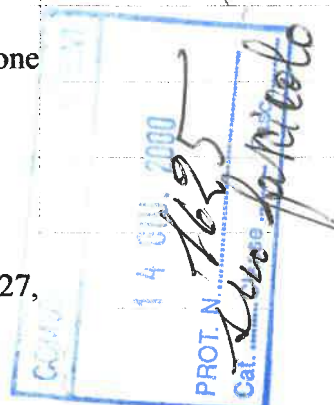
CERTIFICATO DI COLLAUDO

(Art. 7 Legge n. 1086 del 05.11.1971)

1) PREMESSA

L'intervento riguarda la ristrutturazione parziale di un fabbricato di proprietà comunale destinato parte a negozio, parte a circolo e parte ad ambulatorio

Le opere sono state regolarmente autorizzate dal Comune di Cerano d'Intelvi con delibera della Giunta Comunale n. 72 del 06.10.1998.



L'impresa costruttrice ha provveduto a denunciare le opere strutturali all'Ufficio del Genio Civile di Como.

Il Committente ha provveduto alla nomina del collaudatore nella persona del sottoscritto Dott. Ing. Rava Angelo con regolare comunicazione all'Ufficio del Genio Civile.

Formano oggetto del presente collaudo le opere in conglomerato cementizio armato normale realizzate per l'intervento in esame, ai sensi e per gli effetti dell'Art. 7 della Legge 05.11.1971, n. 1086 e delle norme tecniche vigenti.

2) ESAME DELLA DOCUMENTAZIONE DEPOSITATA AL GENIO CIVILE

Il sottoscritto collaudatore ha provveduto all'esame della documentazione allegata alla denuncia al Genio Civile di Como e costituita da:

- a) progetto della struttura in conglomerato cementizio armato normale composto da n. 2 tavole;
- b) relazione illustrativa sulla qualità e dosatura dei materiali;
- c) relazione di calcolo;
- d) relazione finale del Direttore dei Lavori;
- e) certificato di prove di verifica della qualità rilasciato dal produttore delle barre d'acciaio;
- f) certificato delle prove relative al calcestruzzo rilasciato dal laboratorio prove materiali dell'I.T.I.S. "Magistri Cumacini";
- g) certificato degli elementi prefabbricati
- h) nomina del collaudatore da parte del committente.

Con l'esame di detti documenti il sottoscritto accertava la conformità delle opere e la loro rispondenza alle disposizioni riguardanti procedimenti di

calcolo, entità di sovraccarichi e tassi di lavoro dei materiali impiegati.

3) VISITA DI COLLAUDO

La visita di collaudo in luogo è stata eseguita il giorno 24 maggio 2000, alla presenza del Direttore dei Lavori Geom. Fabio Prioni.

Dopo l'esame del progetto esecutivo il sottoscritto collaudatore ha proceduto ad un'accurata ispezione delle opere in oggetto riscontrandole conformi ai disegni esecutivi, di buona esecuzione e prive di difetti.

Ha proceduto inoltre al controllo metrico della struttura, all'esame dei certificati di prova dei materiali ed all'assunzione di informazioni sull'andamento dei lavori.

4) DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE OPERE

Le opere in conglomerato cementizio armato normale eseguite consistono esclusivamente nel rifacimento del solaio sopra il piano terra con rimozione dell'esistente in legno e messa in opera di nuovo in elementi prefabbricati.

5) RELAZIONE DI COLLAUDO

A seguito della visita avvenuta a struttura ultimata, data la semplicità dello schema costruttivo, non si è ritenuto di procedere a prove di carico.

Si è invece ritenuto opportuno effettuare delle letture sclerometriche sulla struttura, che debitamente mediate ed interpretate hanno dato dei risultati più che soddisfacenti.

La verifica della rispondenza delle dimensioni della struttura al progetto esecutivo e del calcolo sulla base dei disegni e della relazione, ha evidenziato che le strutture sono state adeguatamente dimensionate.

Inoltre dalle dichiarazioni degli intervenuti alla visita di collaudo non risulta che siano stati effettuati disarmi prematuri e che siano state rilevate

anormalità o deficienze delle opere in cemento armato.

Il certificato di prove di verifica della qualità rilasciato dal produttore delle barre d'acciaio e quello del calcestruzzo attestano l'utilizzo di materiali idonei alla realizzazione delle opere in progetto.

PREMESSO QUANTO SOPRA E CONSIDERATO

- che nell'esecuzione delle opere sono state osservate le prescrizioni contrattuali e le norme regolamentari;
- che le opere sono state eseguite in conformità al progetto, con diligente vigilanza e secondo le disposizioni della Direzione Lavori;
- che le opere risultano, per quanto è dato a vedere, eseguite secondo le buone regole di costruzione;
- che non si hanno fondati motivi per ritenere che la struttura abbia dei vizi nascosti;
- che le strutture risultano adeguatamente dimensionate;

il sottoscritto collaudatore dichiara le strutture collaudabili come in effetti con il presente atto **COLLAUDA** entro i limiti della destinazione prevista ed ai sensi della Legge 05.11.1971 n. 1086 le opere in conglomerato cementizio armato normale della costruzione di cui agli atti del Genio Civile di Como n. 41300 del 30.06.1999.

Fatto, chiuso in Lenno il 30 maggio 2000

Il Tecnico Collaudatore

(Dott. Ing. Rava Angelo)



supersolaio s.r.l.

solai prefabbricati



21042 CARONNO PERTUSELLA (VA)
Via ARCHIMEDE
(angolo via Strà Como)



Tel. 02 / 9650277

FAX. 9658029

E-MAIL : SUPERSOLAIO@NET-ONE.IT

N° _____ Data 25/06/99 Ordine Cliente N° _____ del 25/05/99

Cliente L'EDILIZIA DI BENEGLI PAOLO

Sede 22070 CASNATE (CO) VIA PITAGORA, 1 TEL. 031/564611-564610

Lavoro IMPR. BRUNI SCAVI

Indirizzo Cantiere VEGLIO

Solaio _____ H= 20+4 Interasse travetti 50

Sovraccarico totale (oltre il peso proprio) Kg./mq. 450

Consegna _____ Condizione vincolo _____

Travetti reso franco _____

N.B. FORNITURA SOLO TRAVETTI

N.B. - Il presente elaborato e' fornito esclusivamente in ottemperanza alle prescrizioni della Legge 5/11/1971 n. 1086 - art. 9 - cap. 8 e 9 -

Per l'organico inserimento della struttura prefabbricata.

IL PROGETTISTA

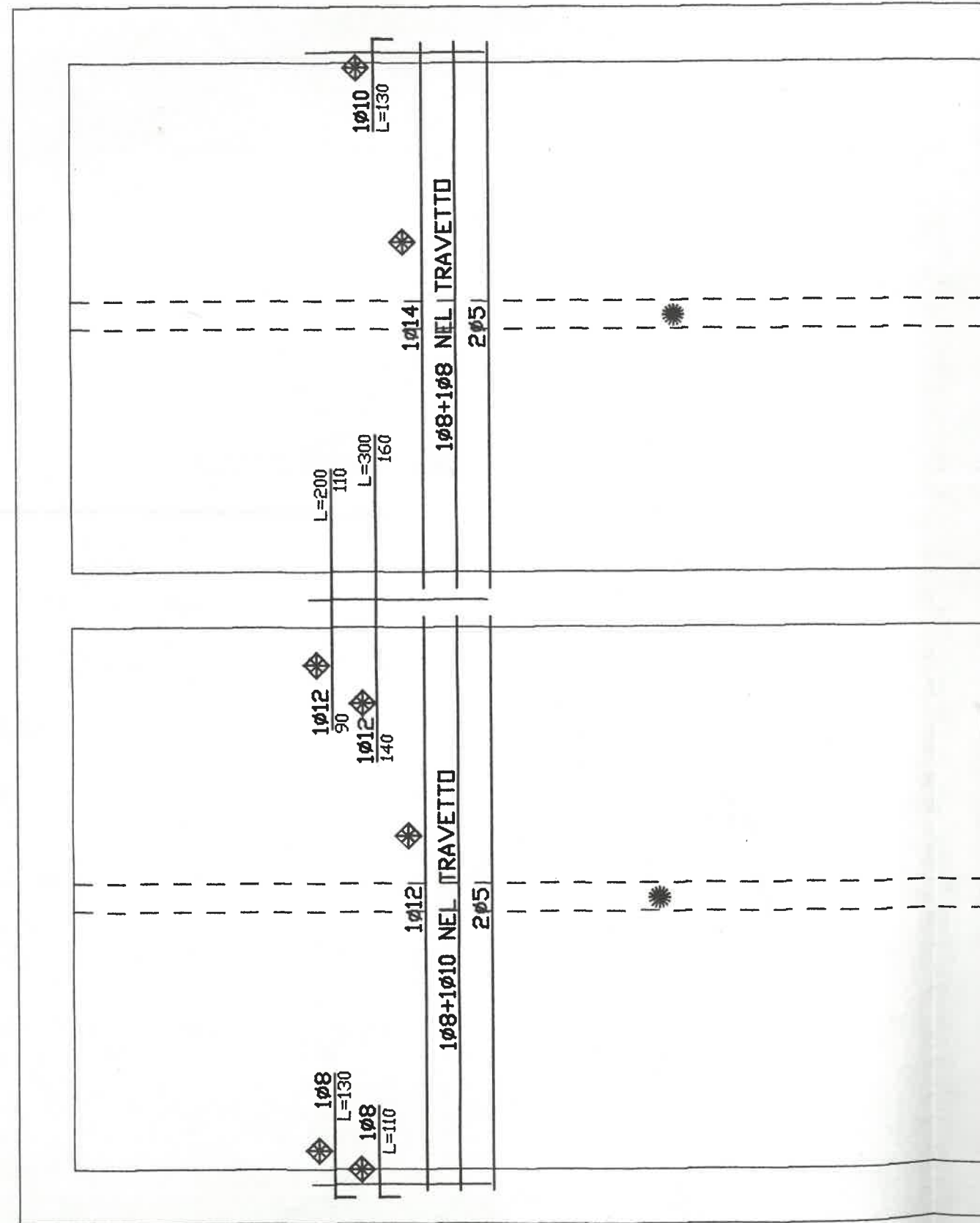
SPEZZONI ESCLUSI DALLA FORNITURA

L'ARMATURA INDICATA SI RIFERISCE AD OGNI NERVATURA INTERASSE NERVATURA CM. 50

PRESCRIZIONI
FERRO: FeB44K CONTROLLATO
CALCESTRUZZO: RcK CLASSE 250

BANCHINAGGIO PROVVISORIO NON OLTRE ML. 1.50

NERVATURA ROMPIRATTA IN BL H=8
ARMATA CON N° 4 ϕ 12 CORR. ST. ϕ 8/25
A CARICO DEL CLIENTE



* NERVATURA ROMPIRATTA IN BL H=8
 ARMATA CON N° 4 $\phi 12$ CORR. ST. $\phi 8/25$
 A CARICO DEL CLIENTE

ARMATURA DI RIPARTIZIONE PARI AL 20%
 ARMATURA POSITIVA - MINIMO RETE $\phi 5$ 20X20.
 - ESCLUSA DALLA FORNITURA -

◆ N.B. : FERRO DA AGGIUNGERE IN OPERA
 A CURA ED A CARICO DEL CLIENTE

ET-ONE.IT

/99

-564610

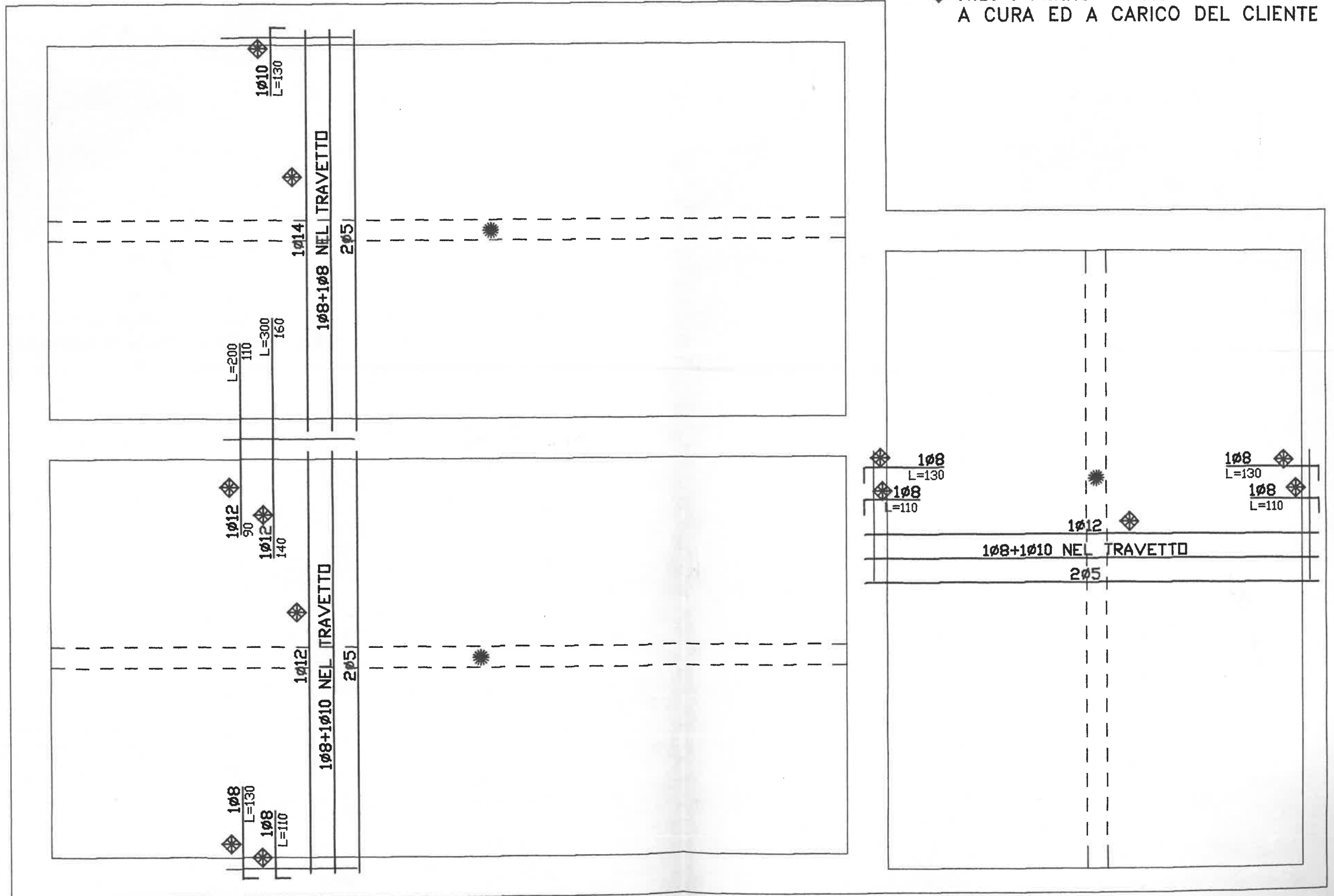
etti 50

D TRAVETTI

presente elaborato e'
 esclusivamente in ot-
 nza alle prescrzioni
 ge 5/11/1971 n. 1086
 - cap. 8 e 9 -

ganico inserimento
 cultura prefabbricata.

L PROGETTISTA



REGIONE LOMBARDA UFFICIO PROVINCIALE DEL GENIO CIVILE - COMO Cerano d'Intelvi li 24.05.2000	
DISCIPLINA OPERE DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA ATTESTAZIONE AVVENUTO DEPOSITO (ai sensi dell'art. 4 Legge 5 novembre 1971, n. 1086)	
IN DATA - 9 GIU. 2000	NUMERO DI CLASSIFICA 41300
IL FUNZIONARIO ADDETTO	

All'Ufficio del **GENIO CIVILE** di Como
Via Lucini n° 1
22100 C O M O

Riferimento: pratica n° 41300 di classifica del Genio Civile di Como
presentata in data 30 giugno 1999

Oggetto: RELAZIONE FINALE relativa alle opere in cemento armato normale
realizzate in Comune di Cerano D'Intelvi per lavori di parziale
ristrutturazione del fabbricato ex asilo I.P.A.B. di Veglio.

Committente: COMUNE DI CERANO D'INTELVI (CO)

Impresa : BRUNI SCAVI S.n.c.
Via Madonna n. 35
22070 Grandate (CO)

RELAZIONE FINALE DEL DIRETTORE DEI LAVORI

Come prescritto dall'Art. 6 della Legge 5 novembre 1971 n° 1086 il
sottoscritto Geom. Fabio Prioni, iscritto all'Albo dei Geometri della
Provincia di Como al n° 1890, in qualità di Direttore dei Lavori delle
opere in oggetto,

d i c h i a r a c h e

- 1) il progetto allegato alla pratica in riferimento non è stato variato
e comprende tutti i lavori realizzati;
- 2) l'andamento dei lavori è stato regolare e non ci sono fatti di
rilievo da segnalare;
- 3) sono stati adempiuti gli obblighi di cui all'Art. 4 di detta Legge;
- 4) alla presente relazione sono allegati il certificato di prove di
resistenza a rottura per schiacciamento del calcestruzzo, il
certificato di prove di verifica della qualità rilasciato dal
produttore delle barre d'acciaio, le certificazioni degli elementi
prefabbricati per i solai;

Il Direttore dei Lavori
(Geom. Fabio Prioni)



ISTITUTO TECNICO INDUSTRIALE STATALE

"MAGISTRI CUMACINI"

LABORATORIO PROVE MATERIALI

VIA C. COLOMBO - COMO - TELEFONO 031/59.05.85 - FAX 031/52.50.05

Laboratorio autorizzato all'esecuzione delle prove sui materiali da costruzione ai sensi e per gli effetti dell'articolo 20 della Legge 5 Novembre 1971, n° 1086 (1° Decreto del Ministro LL.PP. n° 19355 del 3 Luglio 1979 e successivi

Certificato n° 00.250

Verbale di accettazione N. 3434

del 13-03-00

Committente: **IMP. BRUNI SCAVI S.N.C. VIA MADONNA, 35 - 22070 GRANDATE**

PROVA DI RESISTENZA A ROTTURA PER SCHIACCIAMENTO

Su n°1 serie di cubetti in calcestruzzo contrassegnati con la data del getto dichiarati: "prelievi eseguiti presso il cantiere in Cerano D'Intelvi via Latteria fraz. Veglio" Relativi alla parziale ristrutturazione ex Asilo I.P.A.B. di proprietà Comunale.

Effettuate il 14-03-00 Normative UNI 6132/72-UNI 6130/72-D.M.09.01.1996

Nr.	Data		Contrassegno	Massa Kg	Lato o diametro cm	Carico unitario a rottura N/mm²
	Prelievo	Prova				
1	28-06-99	14-03-00	Getto Solaio sopra 1° Piano Getto Solaio sopra 1° Piano Getto Solaio sopra 1° Piano -----	7.9	15.0	45.6
2	28-06-99	14-03-00		7.6	15.0	34.1
3	28-06-99	14-03-00		7.9	15.0	52.0

La riproduzione anche parziale del certificato deve essere autorizzata dal Laboratorio. Il certificato riguarda solo i campioni sottoposti a prova.

Rck (N/mm²) dichiarato : 25

N.B. Richiesta sottoscritta dal Direttore dei lavori.....		SI	X
Circ.24/06/93 n°37406 Ministero LL.PP./STC		NO	

L'Analista

Ing. Felice A. Minervino

Il Preside

Ing. Enrico Tadoldi

Il Direttore del Laboratorio

Ing. Alessandro Negrini

NON SOLO MATERIALE MA ANCHE CONSULENZA EDILE

Spett.le
BRUNI SCAVI S.N.C.
DI BRUNI DINO & ROBERTO
Via Madonna, 35
22070 (CO)

Casinate, 27 Maggio 1999.

Oggetto: certificazione ferro tondo per c.a.

Si dichiara che il ferro tondo per c.a. ϕ 8- ϕ 10- ϕ 12- ϕ 14 - ϕ 16 - ϕ 18- ϕ 20
ritirato con i D.d.T. nr.

12223/C del 27/51/99

Con destinazione in Cerano Intelvi

è stato prodotto e fatto certificare, in ottemperanza alle vigenti norme, dalle
seguenti acciaierie/ferriere:

FERRIERA DI BINZAGO S.P.A.

Via San Lino, 83
Agosine (BS)

Bolla di consegna nr.523 del 19/05/99

All'uopo si allegano copie dei certificati di prova.

L'EDILIZIA di Ing. Paolo Beneggi





UNIVERSITÀ DI BRESCIA - DIP. DI INGEGNERIA CIVILE
LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»

VIA BRANZE, 38 - 25123 BRESCIA

Tel. (030) 3715617 - Fax 3715595

COD. FISCALE 98007630173

P. IVA 01773710171

Certificato n° 18167
Domanda n° 15071

del 27/01/99

Brescia, 24/03/99

Richiedente: FERRIERA DI BINZAGO S.p.a. - Via San Lino 83 - Agnosine (BS)

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA'

secondo il vigente Decreto Ministeriale di cui alla Legge n° 1086 del 5/11/71

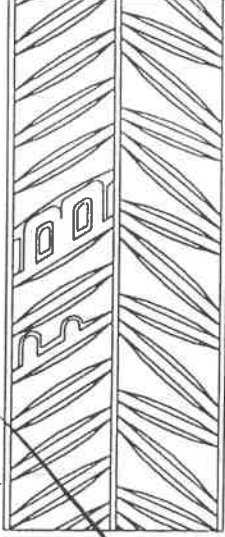
Verifica del mese di GENNAIO 1999

Un incaricato di questo Laboratorio si è recato presso lo stabilimento del Richiedente dove ha preso visione del materiale da sottoporre al controllo mensile, dichiarato dal Produttore:

"Acciaio tipo Fe B 44 k saldabile, laminato a caldo in barre ad aderenza migliorata, impiegabile anche come Fe B 38 k, nei diametri da 8 a 20 mm; prodotto nello stabilimento di Agnosine (BS)."

Il materiale è identificato col seguente marchio:

CERTIFICATO DI COLLAUDO
RELATIVO AL D.D.T. N° 523
DEL 9 MAG. 1999



FERRIERA
DI BINZAGO S.P.A.

Ultimo attestato di deposito M.LL.PP. n° 43669 del 19/03/98 (2° semestre 1997).

L'incaricato ha provveduto al prelievo casuale dei saggi destinati alle prove e ha effettuato le prove stesse presso lo stabilimento del Richiedente previa visione dei certificati di taratura e verifica della idoneità delle macchine di prova.

Nelle seguenti pagine sono riportati :

- la data di esecuzione delle prove;
- i numeri delle colate da cui provengono i campioni;
- i risultati delle prove effettuate;
- i risultati delle prove precedenti necessari per calcolare le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura;
- i risultati della rielaborazione statistica e i prospetti di conformità del materiale secondo le prescrizioni del vigente Decreto Ministeriale.

Il presente certificato consta di n° 4 pagine.

Il Direttore del Dipartimento
Prof. Baldassarè Bacchi



Il Direttore del Laboratorio
Prof. Ezio Giuriani



UNIVERSITÀ DI BRESCIA - DIP. DI INGEGNERIA CIVILE
LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»

VIA BRANZE. 38 - 25123 BRESCIA Tel. (030) 3715617 - Fax 3715595

COD. FISCALE 98007630173

P. IVA 0173710173

Certificato n° 18167 del 24/03/99 pag. 2 di 4
 Domanda n° 15071 del 27/01/99

Richiedente: FERRIERA DI BINZAGO S.p.a. - Via San Lino 83 - Agnosine (BS)

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA' - GENNAIO 1999

Materiale dichiarato: "Acciaio tipo Fe B 44 k saldabile impiegabile anche come Fe B 38 k, nei diametri da 8 a 20 mm"

Valori secondo il vigente D.M. di cui alla Legge n° 1086 del 5/11/71:
 $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ $A_5 \geq 14 \%$
 Carbonio (C) $\leq 0,24 \%$ Fosforo (P) $\leq 0,055 \%$ Zolfo (S) $\leq 0,055 \%$
 Azoto (N) $\leq 0,013 \%$ Carbonio equivalente (Ceq) $\leq 0,52 \%$

I valori di Agt sono misurati dopo rottura su base 100 mm.

Colata n° APN 80 data della prova: 10/02/99
 ϕ nom. = 14 mm Sezione nom. = 153,94 mm² Tolleranza sez.: $\pm 6 \%$
 Piegamto e raddrizzamento con D = 6 ϕ $I_r \geq 0,065$

n°	Lung. [mm]	Massa [g]	ϕ eq. [mm]	Sez. [mm ²]	Toll. [%]	Snervamento [kN]	Rottura [kN]	Rottura ft/fy [N/mm ²]	A ₅ [%]	Agt [%]	Piega I _r			
1	440	542	14,13	156,92	1,94	83,5	532,1	98,5	627,7	1,18	22,1	8,6	SC	0,074
2	443	544	14,11	156,43	1,62	84,5	540,2	98,5	629,7	1,17	20,3	10,3	SC	
3	438	542	14,17	157,64	2,40	85,0	539,2	100,0	634,4	1,18	22,3	11,7	SC	
4	448	560	14,24	157,24	3,44	85,0	533,8	100,0	628,0	1,18	21,7	11,2	SC	
5	452	562	14,20	158,39	2,89	85,0	536,6	99,5	628,2	1,17	21,0	9,5	SC	

Tolleranza media sez. = 2,46 % < $\pm 6 \%$ A_5 minimo = 20,3 % > 14 %
 $I_r = 0,074 > 0,065$

SC = Piegamto e raddrizzamento senza cricche

Colata n° VAL F158 data della prova: 10/02/99
 ϕ nom. = 18 mm Sezione nom. = 254,47 mm² Tolleranza sez.: $\pm 6 \%$
 Piegamto e raddrizzamento con D = 6 ϕ $I_r \geq 0,065$

n°	Lung. [mm]	Massa [g]	ϕ eq. [mm]	Sez. [mm ²]	Toll. [%]	Snervamento [kN]	Rottura [kN]	Rottura ft/fy [N/mm ²]	A ₅ [%]	Agt [%]	Piega I _r			
1	452	908	18,05	255,90	,56	154,0	601,8	180,0	703,4	1,17	19,6	6,6	SC	0,066
2	462	934	18,11	257,53	1,20	152,5	592,2	177,5	689,2	1,16	20,4	7,7	SC	
3	443	880	17,95	253,05	,56	146,5	578,9	173,0	683,7	1,18	20,0	6,4	SC	
4	465	932	18,03	255,32	,34	155,0	607,1	179,5	703,0	1,16	18,3	6,5	SC	
5	455	894	17,85	250,30	-1,64	148,5	593,3	174,0	695,2	1,17	18,9	6,6	SC	

Tolleranza media sez. = -,02 % < $\pm 6 \%$ A_5 minimo = 18,3 % > 14 %
 $I_r = 0,066 > 0,065$

SC = Piegamto e raddrizzamento senza cricche

ANALISI CHIMICHE SU PRODOTTO

Colata	C [%]	Mn [%]	P [%]	S [%]	Cu [%]	Cr [%]	Ni [%]	Mo [%]	V [%]	N [%]	Ceq [%]
APN 80	,16	,73	,013	,041	,35	,12	,18	,03	,003	,0084	,348
VAL F158	,17	,79	,010	,041	,39	,14	,20	,04	,003	,0079	,378

Il Responsabile Tecnico
 Ing. Enrico Donini

Enrico Donini

Lo Sperimentatore
 Ing. Egido Marzini

Egido Marzini





Certificato n° 18167 del 24/03/99
Domanda n° 15071 del 27/01/99

pag. 3 di 4

Richiedente: FERRIERA DI BINZAGO S.p.a. - Via San Lino 83 - Agnosine (BS)

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA' - GENNAIO 1999

Materiale dichiarato: "Acciaio tipo Fe B 44 k saldabile impiegabile anche come Fe B 38 k, nei diametri da 8 a 20 mm"

Valori secondo il vigente D.M. di cui alla Legge n° 1086 del 5/11/71:
fyk \geq 430 N/mm² ftk \geq 540 N/mm² A₅ \geq 14 %
Carbonio (C) \leq 0,24 % Fosforo (P) \leq 0,055 % Zolfo (S) \leq 0,055 %
Azoto (N) \leq 0,013 % Carbonio equivalente (Ceq) \leq 0,52 %

I valori di Agt sono misurati dopo rottura su base 100 mm.

Colata n° APN 132 data della prova: 10/02/99
 ϕ nom. = 20 mm Sezione nom. = 314,16 mm² Tolleranza sez.: \pm 6 %
Piegamento e raddrizzamento con D = 8 ϕ I_r \geq 0,065

n°	Lung. [mm]	Massa [g]	ϕ eq. [mm]	Sez. [mm ²]	Toll. [%]	Snervamento [kN]	Rottura [kN]	Rottura ft/fy [N/mm ²]	A ₅ [%]	Piega Agt [%]	I _r	
1	456	1136	20,10	317,35	1,02	188,0	225,5	710,6	1,20	18,0	8,8	SC 0,066
2	455	1146	20,21	320,85	2,13	195,0	228,5	712,2	1,17	17,8	6,6	SC
3	460	1154	20,17	310,58	1,73	189,5	227,5	711,9	1,20	1,2	7,5	SC
4	456	1136	20,10	317,35	1,02	190,5	227,0	715,3	1,19	17,0	8,6	SC
5	436	1090	20,14	318,47	1,37	190,0	228,0	715,9	1,20	17,0	9,5	SC

Tolleranza media sez. = 1,45 % < \pm 6 % A₅ minimo = 17,0 % > 14 %
I_r = 0,066 > 0,065

SC = Piegamento e raddrizzamento senza cricche

ANALISI CHIMICHE SU PRODOTTO

Colata	C [%]	Mn [%]	P [%]	S [%]	Cu [%]	Cr [%]	Ni [%]	Mo [%]	V [%]	N [%]	Ceq [%]
APN 132	,19	,96	,016	,043	,47	,15	,26	,07	,004	,009	,443

Il Responsabile Tecnico
Ing. Enrico Donini

Lo Sperimentatore
Ing. Egidio Marchina

Handwritten signature

Handwritten signature





UNIVERSITÀ DI BRESCIA - DIP. DI INGEGNERIA CIVILE
LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»

VIA BRANZE, 38 - 25123 BRESCIA

Tel. (030) 3715617 - Fax 3715595

COD. FISCALE 9807650175

P. IVA 0177799117

Certificato n° 18167
 Domanda n° 15071

pag. 4 di 4

Richiedente: FERRIERA DI BINZAGO S.p.a. - Via San Lino 83 - Agnosine (BS)

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA' - GENNAIO 1999

Materiale dichiarato: "Acciaio tipo Fe B 44 k saldabile impiegabile anche come Fe B 38 k,
 nei diametri da 8 a 20 mm"

n°	Colata	Mese	φ nom.	fy [N/mm ²]	ft [N/mm ²]	ft/fy	fy/430	fy/375	A _s [%]	Agc [%]	n°	Colata	Mese	φ nom.	fy [N/mm ²]	ft [N/mm ²]	ft/fy	fy/430	fy/375	A _s [%]	Agc [%]
1	VAL E4790	Agosto	12	552	627	1,14	1,28	1,47	23,3	11,5	41	AB4 N63487	Ottobre	16	546	669	1,22	1,27	1,46	22,5	8,7
2	VAL E4790	Agosto	12	539	618	1,15	1,25	1,44	21,7	9,3	42	AB4 N63487	Ottobre	16	540	667	1,24	1,26	1,44	21,3	11,4
3	VAL E4790	Agosto	12	557	630	1,13	1,29	1,48	25,0	10,4	43	AB4 N63487	Ottobre	16	549	674	1,23	1,28	1,46	22,5	10,2
4	VAL E4790	Agosto	12	543	614	1,13	1,26	1,45	24,3	12,5	44	AB4 N63487	Ottobre	16	556	677	1,22	1,29	1,48	20,0	11,0
5	VAL E4790	Agosto	12	547	625	1,14	1,27	1,46	23,3	13,4	45	AB4 N63487	Ottobre	16	518	648	1,25	1,21	1,38	22,5	10,5
6	VAL E4789	Agosto	16	562	653	1,16	1,31	1,50	18,8	8,6	46	A01 3506	Novembre	10	531	607	1,14	1,24	1,42	22,0	8,3
7	VAL E4789	Agosto	16	562	649	1,15	1,31	1,50	20,0	8,5	47	A01 3506	Novembre	10	509	597	1,17	1,18	1,36	26,0	8,3
8	VAL E4789	Agosto	16	556	648	1,16	1,29	1,48	20,0	9,1	48	A01 3506	Novembre	10	533	619	1,16	1,24	1,42	20,0	8,3
9	VAL E4789	Agosto	16	542	634	1,17	1,26	1,45	20,0	7,9	49	A01 3506	Novembre	10	524	613	1,17	1,22	1,40	20,0	9,3
10	VAL E4789	Agosto	16	558	652	1,17	1,30	1,49	21,3	8,5	50	A01 3506	Novembre	10	538	612	1,14	1,25	1,44	22,0	10,8
11	AB4 83081	Agosto	18	531	533	1,19	1,23	1,41	20,0	9,6	51	A07 7270	Novembre	18	557	668	1,20	1,30	1,49	20,0	7,8
12	AB4 83081	Agosto	18	542	646	1,19	1,26	1,45	18,9	9,5	52	A07 7270	Novembre	18	558	672	1,20	1,30	1,49	20,0	7,8
13	AB4 83081	Agosto	18	578	667	1,15	1,34	1,54	21,8	8,3	53	A07 7270	Novembre	18	537	641	1,19	1,25	1,43	21,1	9,8
14	AB4 83081	Agosto	18	560	658	1,18	1,30	1,49	21,1	7,4	54	A07 7270	Novembre	18	557	666	1,20	1,29	1,48	21,7	10,3
15	AB4 83081	Agosto	18	571	660	1,16	1,33	1,52	21,1	7,6	55	A07 7270	Novembre	18	557	666	1,20	1,30	1,49	19,4	8,3
16	A01 3027	Settembre	8	496	572	1,15	1,15	1,32	28,8	9,9	56	AB4 82990	Novembre	20	553	666	1,20	1,29	1,48	25,5	8,3
17	A01 3027	Settembre	8	525	602	1,14	1,22	1,40	20,0	9,8	57	AB4 82990	Novembre	20	586	696	1,19	1,36	1,56	18,0	6,3
18	A01 3027	Settembre	8	553	633	1,14	1,29	1,47	25,0	9,5	58	AB4 82990	Novembre	20	537	660	1,21	1,25	1,43	24,0	8,3
19	A01 3027	Settembre	8	499	587	1,18	1,16	1,33	25,0	8,4	59	AB4 82990	Novembre	20	553	674	1,22	1,29	1,47	22,0	9,3
20	A01 3027	Settembre	8	553	633	1,15	1,29	1,47	22,5	9,5	60	AB4 82990	Novembre	20	546	669	1,21	1,27	1,46	21,0	8,8
21	VAL E4837	Settembre	12	528	625	1,18	1,23	1,41	21,7	11,3	61	APN 80	Gennaio	14	532	628	1,18	1,24	1,42	22,1	8,6
22	VAL E4837	Settembre	12	532	614	1,16	1,21	1,39	23,7	12,1	62	APN 80	Gennaio	14	540	630	1,17	1,26	1,44	20,3	10,3
23	VAL E4837	Settembre	12	532	614	1,16	1,24	1,42	23,0	9,0	63	APN 80	Gennaio	14	539	634	1,18	1,25	1,44	22,3	11,7
24	VAL E4837	Settembre	12	523	625	1,20	1,22	1,39	25,0	9,0	64	APN 80	Gennaio	14	534	628	1,18	1,24	1,42	23,7	11,2
25	VAL E4841	Settembre	14	567	663	1,20	1,23	1,41	18,3	7,6	65	APN 80	Gennaio	14	537	624	1,17	1,25	1,43	21,0	9,5
26	VAL E4841	Settembre	14	570	670	1,17	1,32	1,51	21,4	8,0	66	VAL F158	Gennaio	18	602	703	1,17	1,40	1,60	19,6	6,6
27	VAL E4841	Settembre	14	579	673	1,16	1,35	1,54	20,0	7,6	68	VAL F158	Gennaio	18	579	689	1,15	1,38	1,58	20,4	7,7
28	VAL E4841	Settembre	14	580	677	1,17	1,33	1,52	21,4	7,4	67	VAL F158	Gennaio	18	592	694	1,18	1,35	1,54	20,0	6,4
29	VAL E4841	Settembre	14	570	670	1,16	1,35	1,54	20,0	7,6	68	VAL F158	Gennaio	18	579	689	1,15	1,38	1,58	20,4	7,7
30	VAL E4841	Settembre	14	570	670	1,16	1,35	1,54	20,0	7,6	68	VAL F158	Gennaio	18	579	689	1,15	1,38	1,58	20,4	7,7
31	A01 3083	Ottobre	12	519	629	1,21	1,21	1,38	25,0	8,0	70	VAL F158	Gennaio	18	607	703	1,16	1,41	1,62	18,3	6,9
32	A01 3083	Ottobre	12	520	627	1,21	1,21	1,38	25,0	8,0	70	VAL F158	Gennaio	18	593	695	1,17	1,38	1,58	18,9	6,6
33	A01 3083	Ottobre	12	563	653	1,21	1,21	1,39	23,3	10,7	72	APN 132	Gennaio	20	592	711	1,20	1,38	1,58	18,0	8,8
34	A01 3083	Ottobre	12	563	653	1,16	1,31	1,50	21,3	8,6	73	APN 132	Gennaio	20	608	712	1,17	1,41	1,62	17,8	6,6
35	A01 3083	Ottobre	12	526	634	1,20	1,24	1,42	23,3	10,8	74	APN 132	Gennaio	20	593	712	1,20	1,38	1,58	18,2	7,5
36	AB4 N83081	Ottobre	14	557	667	1,20	1,22	1,40	25,0	12,6	175	APN 132	Gennaio	20	600	715	1,19	1,40	1,60	17,0	8,6
37	AB4 N83081	Ottobre	14	546	658	1,20	1,29	1,48	22,9	9,1				20	597	716	1,20	1,39	1,59	17,0	9,5
38	AB4 N83081	Ottobre	14	564	684	1,21	1,31	1,50	24,3	9,0											
39	AB4 N83081	Ottobre	14	563	678	1,20	1,31	1,50	21,4	11,6											
40	AB4 N83081	Ottobre	14	555	664	1,20	1,29	1,48	24,3	12,1											

n = 75

k = 1,98

f_{ym} = 552,01

f_{cm} = 651,12

(ft/fy)_m = 1,18

f_{yk} = 502 > 430 N/mm²

f_{tk} = 588 > 540 N/mm²

Il Responsabile Tecnico
 Ing. Enrico Donini

(Handwritten signature)



Lo Sperimentatore
 Ing. Egizio Marchina

(Handwritten signature)

*** S U P E R S O L A I O S. R. L. ***

21042 CARONNO PERTUSELLA (VA)

VIA ARCHIMEDE - TEL. (02) 9650277-9658029

CLIENTE : L'EDILIZIA DI BENEGGI PAOLO
RESIDENZA : VIA PITAGORA 1 CASNATE
CANTIERE : IMP.BRUNI SCAVI C/O CANTIERE DI VEGLIO
NOTE : SOLAIO A TRALICCI E BLOCCHI INTERPOSTI

CARONNO PERTUSELLA, 25 05.99



A handwritten signature in black ink is written over a circular blue stamp. The stamp contains the text: "ING. SILVIO FERRARIO SARDI", "A.I.B.O.", "REG. N. 11394", and "COLLEGIO DI MILANO".

25.05.99

STRUTTURA ADOTTATA :
SOLAIO CON TRAVETTI A TRALICCIO E BLOCCHI IN LATERIZIO

ALTEZZA LATERIZIO = 20 CM. PESO PROPRIO SOLAIO = 280 KGF/MQ.
SOLETTA IN CONGLOM. = 4 CM. SOVRACCARICHI FISSI = 250 KGF/MQ.
ALTEZZA TOTALE = 24 CM. CARICO ACCIDENTALE = 200 KGF/MQ.
INTERASSE NERVATURE = 50 CM. CALCESTRUZZO CLASSE 250 KGF/CMQ.
LARGHEZZA NERVATURE = 12 CM. ACCIAIO FEB44K, σ_{FMAX} 2600 KGF/CMQ.
DISSIMMETRIA DEL CARICO ACCIDENTALE = 0 %

CONTINUITA' SU N. 2 CAMPATE - VINCOLI AGLI ESTREMI :
A SINISTRA : PER CALCOLO MOMENTI INTERMEDI APPOGGIO : KS= 0 ;
PER VERIFICA INCASTRO - 1/KI KI= 18
A DESTRA : PER CALCOLO MOMENTI INTERMEDI APPOGGIO : KD= 0 ;
PER VERIFICA INCASTRO - 1/KE KE= 18
(NELL'ULTIMA PAGINA SONO RIPORTATI I MOMENTI NEGATIVI AGLI APPOGGI,
CALCOLATI NELLE CONDIZIONI PIU' GRAVOSE DI VINCOLO E DI CARICO)

CAMPATA N. 1 : INTERASSE APPOGGI = 5.600 ML. LUCE NETTA = 5.400 ML.

A SINISTRA
MOMENTO(0.100)= -1083 KGM/MT.
TAGLIO (0.300)= 1703 KGF/MT.
SOLL. AL TAGLIO = 3.460 KGF/CMQ.

PER INTERASSE 50 CM.
SPEZZONE ϕ 8 LUNGH. 0.78 ML.
SPEZZONE ϕ 8 LUNGH. 0.45 ML.
 σ_C = 29.02 σ_F = 2561

A DESTRA
MOMENTO(0.100)= -2266 KGM/MT.
TAGLIO (0.300)= 2273 KGF/MT.
SOLL. AL TAGLIO = 4.620 KGF/CMQ.

PER INTERASSE 50 CM.
SPEZZONE ϕ 12 LUNGH. 1.23 ML.
SPEZZONE ϕ 12 LUNGH. 0.54 ML.
 σ_C = 43.57 σ_F = 2466

MOMENTO IN CAMPATA : VALORE ASSEGNATO ($PXL^2 / 12$) = 1907.73 KGM/MT.
ARMATURA DI MEZZERIA PER INTERASSE 50 CM. : AREA ACCIAIO = 1.96 CMQ.
TRAVETTI N. 1 CON INF. TRALICCIO 2 ϕ 5 , INOLTRE OGNI TRAVETTO :
FERRI : 1 ϕ 10 + 1 ϕ 10 \Rightarrow 1 ϕ 8 + 1 ϕ 10 DICAPREZZIONI : ACC. IN OPERA 1 ϕ 12

ARMATURA DI RIPARTIZIONE SOLETTA : N. 3 FERRI ϕ 6 MM. PER METRO.

VERIFICA SEZIONE DI MEZZERIA : LARGHEZZA 50 CM.
X = 4.558 CM. I = 10534 CM⁴ G = 514 CM³
LEMBO COMPRESSO : WC= 2311 CM³ σ_C = 41.28 KGF/CMQ.
ARMATURA TESA : WF= 40.264 CM³ σ_F = 2369 KGF/CMQ.

25.05.99

STRUTTURA ADOTTATA :
SOLAIO CON TRAVETTI A TRALICCIO E BLOCCHI IN LATERIZIO

ALTEZZA LATERIZIO = 20 CM. PESO PROPRIO SOLAIO = 280 KGF/MQ.
SOLETTA IN CONGLOM. = 4 CM. SOVRACCARICHI FISSI = 250 KGF/MQ.
ALTEZZA TOTALE = 24 CM. CARICO ACCIDENTALE = 200 KGF/MQ.
INTERASSE NERVATURE = 50 CM. CALCESTRUZZO CLASSE 250 KGF/CMQ.
LARGHEZZA NERVATURE = 12 CM. ACCIAIO FEB44K, σ_{FMAX} 2600 KGF/CMQ.

VINCOLI AGLI ESTREMI :

A SINISTRA : PER CALCOLO MOMENTI INTERMEDI APPOGGIO : KS= 0 ;
PER VERIFICA INCASTRO - 1/KI KI= 18

A DESTRA : PER CALCOLO MOMENTI INTERMEDI APPOGGIO : KD= 0 ;
PER VERIFICA INCASTRO - 1/KE KE= 18

CAMPATA N. 1 : INTERASSE APPOGGI = 5.500 ML. LUCE NETTA = 5.300 ML.

A SINISTRA A DESTRA
MOMENTO(0.100)= -1007 KGM/MT. MOMENTO(0.100)= -1007 KGM/MT.
TAGLIO (0.300)= 2012 KGF/MT. TAGLIO (0.300)= 2012 KGF/MT.
SOLL. AL TAGLIO = 4.130 KGF/CMQ. SOLL. AL TAGLIO = 4.130 KGF/CMQ.

PER INTERASSE 50 CM. PER INTERASSE 50 CM.
SPEZZIONE ϕ 8 LUNGH. 0.70 ML. SPEZZIONE ϕ 8 LUNGH. 0.70 ML.
SPEZZIONE ϕ 8 LUNGH. 0.45 ML. SPEZZIONE ϕ 8 LUNGH. 0.45 ML.
 σ_C = 26.59 σ_F = 2385 σ_C = 26.59 σ_F = 2385

MOMENTO IN CAMPATA : VALORE ASSEGNATO ($PXL^2/8$)= 2760.31 KGM/MT.
ARMATURA DI MEZZERIA PER INTERASSE 50 CM. : AREA ACCIAIO = 2.65 CMQ.
TRAVETTI N. 1 CON INF. TRALICCIO 2 ϕ 5 , INOLTRE OGNI TRAVETTO :
FERRI : 1 ϕ 12 + 1 ϕ 12 ~~AGG. IN OPERA~~ $\rightarrow \phi 12$

ARMATURA DI RIPARTIZIONE SOLETTA : N. 4 FERRI ϕ 6 MM. PER METRO.

VERIFICA SEZIONE DI MEZZERIA : LARGHEZZA 50 CM.
X = 5.265 CM. I = 13439 CM⁴ G = 663 CM³
LEMBO COMPRESSO : WC= 2552 CM³ σ_C = 54.07 KGF/CMQ.
ARMATURA TESA : WF= 53.857 CM³ σ_F = 2563 KGF/CMQ.

391 6900460

CAMPATA N. 2 : INTERASSE APPOGGI = 4.800 ML. LUCE NETTA = 4.600 ML.

A SINISTRA
MOMENTO (0.100) = -2287 KGM/MT.
TAGLIO (0.300) = 2056 KGF/MT.
SOLL. AL TAGLIO = 4.130 KGF/CMQ.

A DESTRA
MOMENTO (0.100) = -784 KGM/MT.
TAGLIO (0.300) = 1321 KGF/MT.
SOLL. AL TAGLIO = 2.650 KGF/CMQ.

PER INTERASSE 50 CM.
SPEZZONE ϕ 12 LUNGH. 1.43 ML.
SPEZZONE ϕ 12 LUNGH. 0.60 ML.
 $\sigma C = 44.87$ $\sigma F = 2490$

PER INTERASSE 50 CM.
SPEZZONE ϕ 10 LUNGH. 0.73 ML.
 $\sigma C = 24.01$ $\sigma F = 2367$

MOMENTO IN CAMPATA : VALORE ASSEGNATO ($PXL^2 / 12$) = 1401.60 KGM/MT.
ARMATURA DI MEZZERIA PER INTERASSE 50 CM. : AREA ACCIAIO = 1.40 CMQ.
TRAVETTI N. 1 CON INF. TRALICCIO 2 ϕ 5 , INOLTRE OGNI TRAVETTO :
FERRI : 1 ϕ 8 + 1 ϕ 8 *acc. in opera 1 ϕ 14*

ARMATURA DI RIPARTIZIONE SOLETTA : N. 3 FERRI ϕ 6 MM. PER METRO.

VERIFICA SEZIONE DI MEZZERIA : LARGHEZZA 50 CM.
X = 3.910 CM. I = 7938 CM⁴ G = 382 CM³
LEMBO COMPRESSO : WC = 2030 CM³ $\sigma C = 34.52$ KGF/CMQ.
ARMATURA TESA : WF = 29.094 CM³ $\sigma F = 2409$ KGF/CMQ.

228 11800346

CONTINUITA' SU 2 CAMPATE : MOMENTI NEGATIVI AGLI APPOGGI
P = CARICHI IN KGF/MQ. M = MOMENTI IN KGM/MT

	1	2	3
P. M.	0.0	-2511.2	730
P. M.	730	-2511.2	0.0
P. M.	0.0	-2511.2	730
P. M.	730	-2511.2	0.0
P. M.	-1271.8	-1953.2	730
P. M.			-934.4