



Comune di Vigone

Città Metropolitana di Torino

AREA TECNICA - LAVORI PUBBLICI

NEXT GENERATION PNRR-M2, C4, I2.2

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE E
RIORGANIZZAZIONE DEGLI SPAZI INTERNI DEI LABORATORI E
UFFICI DESTINATI A PRESIDENZA DELL'EDIFICIO SEDE DELLA

SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO (CON ESCLUSIONE DEL BLOCCO AULE E PALESTRA)

SITA IN VIA DON MILANI N. 2

CUP H13H19000090001

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

OGGETTO:

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO
DELLE STRUTTURE**

EL. C

Data:

Scala:

Rev:

Il Responsabile del Procedimento:

Geom. Mario DRUETTA

Il Progettista (capogruppo e mandatario R.T.P.):

ing. Giuseppe RINALDIS

I professionisti mandanti del R.T.P.:

ing. Carmelo RINALDIS

geol. Luca FILIERI

ing. Nicola CRITELLI



STUDIORINALDIS
SOLUZIONI PER L'INGEGNERIA
EDILIZIA - URBANISTICA - STRUTTURE

Via XXV Aprile, 20 - Nichelino (TO)
Tel./Fax 011 606 32 59
E-mail: studiorinaldis@libero.it

Adeguamento sismico e spazi interni scuola via Don Milani n. 2

Indice

1.	Introduzione	2
2.	Riferimenti normativi	3
3.	Documentazione acquisita	4
4.	Descrizione generale del fabbricato	5
5.	Descrizione delle strutture esistenti	7
6.	Scelte progettuali e descrizione degli interventi strutturali in progetto	9
7.	Criteri e metodi di analisi e verifica	12
8.	Analisi delle azioni e dei materiali	14
8.1.	Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	15
8.2.	Caratteristiche dei materiali	15
8.3.	Azioni	25
9.	Modellazione della struttura	28
9.1.	Scelta dei fattori di comportamento per lo stato di progetto	28
10.	Risultati della valutazione della sicurezza allo stato di fatto	31
10.1.	Verifiche statiche allo stato di fatto in combinazione S.L.U.	31
10.1.1.	Verifiche dei solai nei confronti delle azioni statiche (S.L.U.)	35
10.2.	Verifiche sismiche allo stato di fatto in combinazione S.L.V.	42
10.3.	Verifiche sismiche allo stato di fatto in combinazione S.L.O.	50
11.	Analisi degli spostamenti a SLV tra i corpi di fabbrica e scelte sui giunti	55
12.	Verifica dei pilastri antisismici Corpo D	58
12.1.	Verifica plinti dei nuovi pilastri in c.a. Corpo D	58
13.	Verifica nuova struttura interna al corpo D	63
14.	Verifica degli elementi esistenti nella situazione di progetto	65
14.1.	Verifiche in combinazione SLV	65
14.2.	Verifiche a SLO nella condizione di progetto	69
15.	Verifica del dimensionamento degli interventi locali	74
15.1.	Verifica dei pilastri e delle travi in c.a. ringrossati	75
15.2.	Verifica irrigidimenti di piano Corpo D	85
15.3.	Verifica portali in acciaio per apertura accesso alla palestra	88
15.4.	Verifica putrelle in acciaio per ripristino porzione solaio di sottotetto Corpo D	92
16.	Valutazione delle tamponature perimetrali nei confronti del rischio d'espulsione	93

1. Introduzione

Oggetto della presente relazione è la descrizione delle verifiche e dimensionamenti delle opere strutturali connesse al progetto definitivo-esecutivo degli interventi di adeguamento sismico del fabbricato sede dell'Istituto Comprensivo di Vigone - scuola secondaria di I grado, sito in via Don Milani n. 2, con esclusione del blocco aule e della palestra.

Si specifica che, non essendoci giunti strutturali tra la porzione di fabbricato considerata nel presente progetto e il corpo palestra adeguati alla loro separazione in caso di sisma, ai soli fini del calcolo strutturale si è dovuto tenere conto anche della parte destinata a palestra.

Il fabbricato in questione è individuato nel P.R.G.C. vigente del Comune di Vigone, come da estratto in fig. 1; in fig. 2 è invece riportato un estratto da immagine satellitare.



Figura 1 - Individuazione del fabbricato scolastico all'interno della tavola di P.R.G.C.



Figura 2 - Individuazione del fabbricato scolastico nella vista satellitare

L'incarico è stato conferito dal Comune di Vigone a seguito dell'effettuazione, ad opera dello scrivente professionista, del progetto di fattibilità tecnico-economica, datato dicembre 2020.

Per l'esecuzione del presente progetto, tuttavia, al fine di uniformare i dati di partenza, riferiti alle condizioni allo stato di fatto, si è reso necessario eseguire la valutazione della sicurezza (statica e sismica) delle strutture esistenti ai sensi delle NTC2018, per poi dimensionare gli interventi adottati.

Nel presente documento si descrive quindi in via omogenea il processo progettuale che supporta, in via analitica, la scelta degli interventi.

2. Riferimenti normativi

La Normativa di riferimento per l'esecuzione delle verifiche tecniche è riportata di seguito:

- Legge n. 1086 del 5/11/1971 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive

modifiche ed integrazioni, in particolare Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri 3 Maggio 2005 n. 3431;

- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28 aprile 2006: “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”;
- Regione Piemonte D.G.R. n. 11-13058 del 19 gennaio 2010 “Aggiornamento e adeguamento dell’elenco delle zone sismiche”;
- Regione Piemonte D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011 “Approvazione delle procedure di controllo [...]”;
- Regione Piemonte D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 “[...] Integrazione alle procedure attuative [...] approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084”.
- D.M. 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 7 del 21/1/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 - Gazzetta Ufficiale 11/2/2019, n. 35 - Suppl. ord. n. 5”;
- Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti, CSLP, dicembre 2018.

3. Documentazione acquisita

A seguito delle ricerche d’archivio, effettuate anche in collaborazione con i tecnici comunali, è stato possibile visionare ed acquisire la documentazione sottoelencata, distinta per i vari corpi:

Corpo B

- progetto esecutivo delle strutture di “Ristrutturazione della scuola media statale” composto da n. 1 tavola grafica (tav. 1), datato 28/12/2005 e a firma degli arch. Costanzo PASQUETTI, GianFranco RABINO, Elisa SOBORDI, Sergio UGHETTO e dell’ing. Tommaso CARENA;

Il progetto suddetto fa riferimento alla sopraelevazione del blocco adibito a servizi igienici; non è dunque presente alcuna documentazione relativa al progetto originale.

Corpo C

- progetto architettonico di “Restauro e riutilizzazione dei locali non agibili della scuola media statale”, a firma dell’arch. Costanzo PASQUETTI e recante il timbro di avvenuto deposito presso il Genio Civile di Torino in data 11/04/1978;
- progetto esecutivo delle strutture in cemento armato, datato 1978 e composto da n. 1 tavola grafica (tav. 1) e da denuncia, relazione di calcolo e relazione illustrativa, a firma dell’arch. Pino RUSSO, recante il timbro di avvenuto deposito presso il Genio Civile di Torino in data 11/04/1978;
- progetto di fattibilità tecnico-economica degli interventi di adeguamento sismico a firma dello scrivente professionista, datato dicembre 2020 e valido per l’intero edificio (ad esclusione del blocco aule).

Dall’esame della documentazione sopra elencata, si è appurata la disponibilità soltanto parziale degli esecutivi delle strutture; in particolare, si sottolinea che nessun tipo di documentazione originale è stata reperita relativamente al corpo D (blocco in muratura portante), mentre per il corpo B è stato reperito un progetto di sopraelevazione successivo all’epoca di realizzazione del fabbricato.

Le verifiche strutturali e la progettazione degli interventi sono stati pertanto impostati sulla base della documentazione sopraelencata, integrata dalle informazioni acquisite in situ durante le visite di sopralluogo.

4. Descrizione generale del fabbricato

In merito allo stato di fatto dei fabbricati in oggetto si riporta nel seguito una sintesi delle informazioni raccolte nel corso dei sopralluoghi effettuati e della documentazione acquisita ai fini della redazione del presente progetto.

Innanzitutto, dal punto di vista edilizio l'edificio in oggetto si presenta costituito da diversi corpi di fabbrica, realizzati in epoche successive e con tecniche costruttive differenti. Una porzione dell'edificio denominata "Blocco aule", interessato da recenti interventi edilizi, è esclusa dalle considerazioni sull'adeguamento sismico oggetto dell'incarico ricevuto.

Come anticipato nel capitolo introduttivo, ai soli fini del calcolo, per dimostrare la correttezza delle scelte d'intervento, si è dovuto tenere conto anche della palestra, benché le conseguenti opere necessarie al suo adeguamento verranno inserite in altro progetto, secondo esplicita richiesta del Committente.

I corpi di fabbrica che sono quindi considerati nel presente studio sono quattro, e precisamente:

- I. Un corpo comprendente la scala di ingresso alla palestra individuato come corpo A nelle planimetrie e nel prosieguo della relazione.

La struttura risulta costituita costruttivamente da solai di copertura in laterocemento gettati in opera, sostenuti da travi in c.a. su pilastri in c.a.

Le fondazioni presenti sono sia continue (a supporto delle pareti di tamponamento perimetrali e del solaio di calpestio) che a plinto, in corrispondenza dei pilastri;

- II. il corpo denominato B è un piccolo fabbricato a due piani fuori terra e a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 6.20x4.20m, inserito tra i servizi igienici della palestra e una manica del corpo storico (corpo D); è realizzato mediante solai in laterocemento sostenuti da travi in c.a. su pilastri in c.a., tutto gettato in opera; la copertura è in legno. Dai documenti acquisiti si evince che, su un precedente impianto edilizio ad un unico piano fuori terra realizzato in epoca sconosciuta, nel 2005 è stata effettuata una sopraelevazione di un ulteriore piano. Si evidenzia che con la predetta sopraelevazione è stato realizzato un nuovo solaio di separazione tra il primo e il secondo livello, sgravando così il solaio di copertura della parte originaria da carichi di esercizio. Negli elaborati grafici è illustrata la situazione sopra descritta;
- III. anche il corpo C, fabbricato a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 9.30x7.80m che ospita la presidenza e parte degli Uffici amministrativi dell'istituto, costruito anch'esso in epoca non nota, è stato interessato da un progetto di riqualificazione negli anni 1978-1979 che ha comportato

l'inserimento di una struttura in c.a. all'interno dell'involucro in muratura portante e da esso indipendente; la struttura portante del fabbricato, che si erge su due livelli oltre al sottotetto non abitabile, è costituito da telai in c.a. interni all'involucro esterno in muratura (portante) a sostegno dei solai in laterocemento; le fondazioni sono costituite da plinti isolati; la copertura è in legno;

- IV. infine, il corpo D, il fabbricato originario di più antica edificazione, si presenta in pianta di forma rettangolare di dimensioni pari a circa 44.25x6.40m, oltre a una piccola manica prospiciente i servizi igienici (corpo B). Il blocco si erge su due livelli (oltre al sottotetto non abitabile) che ospitano le aule, i laboratori didattici e la biblioteca; la struttura portante verticale è costituita da pareti in muratura di mattoni pieni, a sostegno dei solai che sembrerebbero essere della tipologia a putrelle e tavelloni; le fondazioni sono presumibilmente continue sotto i muri; la copertura è in legno.

5. Descrizione delle strutture esistenti

Le caratteristiche geometriche del sistema strutturale dell'edificio sono state ricavate dalla documentazione acquisita e precedentemente descritta, oltre che da un rilievo a campione degli elementi strutturali direttamente visibili. Gli schemi grafici del sistema strutturale dell'edificio, utilizzati per le verifiche in questione, sono riprodotti nelle tavole allegate al presente progetto.

Corpo A (palestra – non oggetto del presente progetto)

La struttura in elevazione è costituita da telai spaziali, formati da pilastri in c.a. a sezione quadrata 30x30 cm o rettangolare 30x40 cm e 40x50 cm e da travi in calcestruzzo armato eseguite in opera, di cui parte sono in spessore di solaio e parte ribassate/rialzate.

I solai in laterocemento hanno spessore pari a 16 cm a livello di calpestio della palestra, mentre, a livello della copertura degli spogliatoi si presentano con spessore pari a 22cm. Le tribune sono infine realizzate mediante una soletta in getto pieno.

Le coperture della palestra, costituita da una lamiera grecata coibentata in appoggio su elementi in acciaio, è sostenuta da tegoli a pigreco e da travi a doppia pendenza prefabbricati in c.a.p.. Una trave perimetrale in c.a. gettata in opera garantisce la solidarizzazione tra le travi prefabbricate e i pilastri in opera 40x50 cm.

La staffatura dei pilastri indicata in progetto prevede una staffa singola di diametro $\phi 8\text{mm}$ con passo uniforme pari a 30 cm; l'armatura verticale è invece costituita da barre $\phi 14\text{mm}$, in ragione di n. 4, 6 o 8 in funzione del tipo di pilastro e di sezione.

Per l'armatura delle travi sono stati invece utilizzati schemi con ferri piegati, di diverso diametro, e da staffe singole aperte di diametro $\phi 8\text{mm}$ con passo 20 cm.

Le fondazioni sono costituite da plinti isolati (di dimensioni 110x110cm e 160x160cm), da travi rovesce e muri in c.a..

Corpo B

Anche in questo caso, la struttura portante del fabbricato è costituita da telai spaziali, formati da pilastri in c.a. a sezione rettangolare 35x40 cm al primo livello e 25x40 al secondo livello e da travi in calcestruzzo armato eseguite in opera in spessore di solaio. Questi ultimi, in laterocemento, hanno spessore pari a 23 cm. È inoltre presente un solaio preesistente avente spessore pari a 22 cm, non demolito all'atto della realizzazione della sopraelevazione.

La staffatura dei pilastri realizzati con il progetto di ristrutturazione (v. documentazione acquisita), prevede una staffa singola di diametro $\phi 6\text{mm}$ con passo uniforme pari a 15 cm; l'armatura verticale è invece costituita da n. 6 barre $\phi 16\text{mm}$.

Per l'armatura delle travi sono stati invece utilizzati schemi con ferri correnti e tronconi piegati, di diverso diametro, e da staffe singole aperte di diametro $\phi 6\text{mm}$ con passo 15 cm.

La copertura è in legno, mentre le fondazioni sono presumibilmente costituite da plinti isolati in c.a..

Corpo C

Anche il corpo C, ospitante la presidenza e la segreteria, è caratterizzato da struttura portante costituita da telai spaziali, formati da pilastri in c.a. a sezione quadrata 25x25 e 30x30 e da travi in calcestruzzo armato eseguite in opera in spessore di solaio (aventi altezza pari a 20 cm).

La staffatura dei pilastri prevede una staffa singola di diametro $\phi 6\text{mm}$ con passo uniforme pari a 15 cm; l'armatura verticale è invece costituita da n. 4 barre $\phi 12\text{mm}$.

Per l'armatura delle travi sono stati invece utilizzati schemi con ferri correnti e tronconi piegati, di diverso diametro, e da staffe singole aperte di diametro $\phi 6\text{mm}$ con passo 18 cm.

La copertura è in legno, mentre le fondazioni sono costituite da plinti isolati in c.a., zoppi lungo il perimetro per mantenere la sagoma della muratura esistente.

Corpo D

L'ossatura portante del corpo D è realizzata in muratura di mattoni aventi spessore pari a 50 cm.

I solai, in appoggio sulla muratura portante, sono costituiti da putrelle in acciaio e tavelloni in laterizio.

Le fondazioni al di sotto delle pareti in muratura sono presumibilmente continue.

La copertura è in legno.

6. Scelte progettuali e descrizione degli interventi strutturali in progetto

Nel contesto dell'incarico ricevuto, sulla scorta delle indicazioni del Committente, il plesso scolastico in esame dev'essere considerato come "strategico" ai fini della prevenzione del rischio sismico e le opere strutturali da prevedersi devono permettere di conseguire un livello prestazionale corrispondente all' "adeguamento sismico" delle strutture esistenti, con il raggiungimento di un coefficiente ζ_E pari a **0.80**, inteso come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Gli interventi in progetto consistono dunque nella realizzazione di opere di adeguamento sismico di tutti i corpi costituenti il plesso scolastico; in particolare, per il Corpo D è prevista la realizzazione di due nuovi pilastri esterni in c.a., su nuovi plinti superficiali, aventi la funzione di ridurre gli spostamenti nelle combinazioni sismiche SLV e SLO, necessari a seguito dello “svuotamento” di una porzione di edificio per far spazio alla una nuova struttura interna in c.a. e acciaio, strutturalmente indipendente da quella esistente in muratura. L'intervento è combinato all'inserimento di una “cordolatura e di controventi di piano” in acciaio, finalizzato all'irrigidimento della struttura scatolare svuotata;

Inoltre, per tutti i corpi sono stati previsti interventi locali (mediante applicazione di reti in fibra di acciaio ad altissima resistenza e malte tixotropiche bicomponente oppure mediante ringrosso della sezione resistente) volti al rinforzo di elementi esistenti (travi e pilastri) che si sono rivelati critici nell'ambito delle analisi svolte. Per i maschi murari non verificati è invece previsto l'impiego di rinforzi con reti in fibra di basalto e acciaio inox e malte tixotropiche.

Il rischio di martellamento tra i corpi strutturali contigui sarà scongiurato dall'introduzione dei setti antisismici e dei pilastri esterni, una volta completate le lavorazioni che interesseranno il corpo A (palestra), la cui esecuzione è demandata ad altro progetto su esplicita richiesta del Committente.

Per la dimostrazione dell'adeguatezza dei giunti esistenti tra i vari corpi si rimanda al **Capitolo 11.**

Per quanto concerne la vulnerabilità degli elementi non strutturali, è stato previsto un intervento di miglioramento del grado di vincolo delle tamponature perimetrali, per ridurre il rischio di ribaltamento fuori dal piano, mediante stesura di reti in materiale fibrorinforzato sulle facce delle specchiature murarie, da entrambi i lati, fissate reciprocamente e alle strutture portanti con idonei connettori, e inglobate in uno strato di intonaco strutturale, secondo la tecnica del FRCM (Fiber-reinforced cementitious matrix).

Analogamente, per prevenire il rischio di distacco e caduta di fondelli in laterizio dall'intradosso dei solai soprastanti i locali ad uso scolastico, in considerazione dell'età costruttiva degli elementi, è stata prevista la posa in opera di una rete in G-FRP,

opportunamente tassellata ai travetti del solaio e inglobata in uno strato di intonaco strutturale.

In sintesi dunque, gli interventi previsti in appalto sono:

- Realizzazione di pilastri antisismici esterni in c.a. per il Corpo D, su fondazioni superficiali indipendenti dalle fondazioni esistenti;
- Rinforzo di pilastri in c.a. mediante applicazione di reti in fibra di acciaio ad altissima resistenza e malte tixotropiche bicomponente;
- Rinforzo di pilastri in c.a. non verificati alle azioni sismiche con inserimento di barre d'armatura addizionali e getto di betoncino;
- Riduzione delle sollecitazioni di flessione e di taglio una trave non verificata del Corpo C, per mezzo di installazione di mensole in acciaio all'intradosso, con l'effetto di riduzione della luce netta;
- Rinforzo di maschi murari dei corpi C e D previa applicazione di reti in fibra di basalto e acciaio inox e malte tixotropiche;
- Realizzazione di platea di fondazione in c.a. per il collegamento delle fondazioni esistenti del corpo C, al fine di migliorare la risposta strutturale sismica;
- Posa di presidio antisfondellamento all'intradosso dei solai del livello rialzato e sottotetto, al fine di prevenire il possibile rischio di distacco e caduta di fondelli di laterizio, stante l'età del fabbricato e la luce di alcuni campi di solaio;
- Incremento del grado di vincolo delle murature perimetrali, per evitare fenomeni di ribaltamento fuori dal piano in caso di eventi sismici;
- Realizzazione di una nuova struttura in c.a. e acciaio, interna al corpo D e strutturalmente indipendente da quest'ultima.

I dettagli e i particolari costruttivi di ciascun intervento sono riportati nelle tavole grafiche, a cui si rimanda.

Nel seguito vengono prima richiamati i principali risultati ottenuti nella valutazione della sicurezza (statica e sismica) e successivamente illustrate le verifiche degli interventi previsti in progetto.

7. Criteri e metodi di analisi e verifica

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi in progetto è stata condotta nei confronti dello Stato Limite Ultimo, rispetto alla condizione SLV (di cui al §8.3 delle NTC). Poiché si tratta di un edificio scolastico, sono state condotte comunque le verifiche a SLU per le azioni statiche, e agli Stati Limite di Esercizio per le azioni sismiche (SLO).

Combinazione delle azioni

Per la verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU):
$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Per la verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE):

- Combinazione rara:
$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione frequente:
$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione quasi permanente:
$$\sum G_{k,j} + \psi_{2,i} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Per la verifica sismica (SLV):
$$\sum G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + E$$

I coefficienti ψ sono coerenti con la categoria d'edificio C di cui alla tab. 2.5.I delle NTC.

I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono derivati dalle NTC - Tabella 2.6.I e sono pari a:

$$\begin{aligned} \gamma_{G1} &= 1.3 \\ \gamma_{G2} &= 1.5 \\ \gamma_Q &= 1.5 \end{aligned}$$

La verifica del fabbricato in oggetto è stata condotta in ottemperanza alle prescrizioni del D.M. 17/1/2018 (NTC), sulla base della conoscenza della struttura e dei materiali derivante dalla documentazione progettuale e dalla campagna di prove acquisite, dai rilievi integrativi appositamente condotti e dalle ulteriori verifiche.

In funzione del quadro conoscitivo acquisito, coerentemente con gli indirizzi del Committente, la conoscenza delle strutture dei fabbricati in esame può ritenersi di livello "Adeguate" (ovvero **LC2**) e il relativo Fattore di Confidenza FC adottato è pari a 1.20 (Circolare NTC C.8.5.4.2).

Metodo di analisi e verifica:

Per la valutazione delle azioni sismiche e il dimensionamento dei nuovi elementi sismoresistenti (ove previsti), le strutture sono state analizzate con il metodo dell'analisi dinamica modale con spettro di risposta, con le azioni sismiche fornite dalle NTC e i parametri relativi agli edifici esistenti.

L'analisi della struttura avviene mediante la modellazione spaziale della stessa al computer, al fine di valutare la resistenza degli elementi nella loro configurazione reale, utilizzando il metodo degli elementi finiti. La modellazione generale e le verifiche sono state eseguite con l'ausilio del software denominato "SismiCad" versione 12.17, prodotto dalla Concrete S.r.l. di Padova (PD).

Nella modellazione si sono utilizzati elementi di tipo trave/pilastro (aste) per la ricostruzione dei telai resistenti; sulle travi sono state caricate le azioni dovute ai diversi casi di carico (permanenti, variabili), applicate mediante carico distribuito sui solai.

Considerata la presenza del getto di completamento di spessore pari a 4-5 cm, i solai sono stati modellati considerando un comportamento di piano rigido (ad eccezione del Corpo D, ove i solai in putrelle e tavelloni sono stati modellati considerando un comportamento membranale). Il contributo in massa dei carichi permanenti e variabili e degli elementi non strutturali è stato considerato nell'analisi modale mediante la conversione degli stessi carichi in masse sismiche, nella combinazione proposta dalla Normativa.

Il processo di verifica dello stato di fatto e di dimensionamento dei necessari interventi in ambito statico e sismico è stato articolato come segue:

- a) Modellazione tridimensionale delle strutture con l'ausilio di un software ad elementi finiti (nello specifico, "SismiCad" versione 12.17, prodotto dalla Concrete S.r.l. di Padova (PD)), previa definizione dei parametri meccanici dei materiali e applicazione dei carichi derivanti dall'apposita analisi e nelle combinazioni di Norma per le azioni di tipo statico e sismico;
- b) inserimento delle armature in ciascun elemento principale, desunte dalle distinte dei progetti dell'epoca e dalle integrazioni conseguenti ai riscontri effettuati con la

- campagna d'indagini e prove, impiegando il post-processore integrato all'interno del programma di calcolo;
- c) Verifica di resistenza delle strutture allo stato di fatto, in combinazione SLU, al fine di identificare gli elementi eventualmente non verificati già in condizioni statiche, e contestuale verifica anche alle azioni sismiche (SLV). Queste verifiche rappresentano la base della valutazione della sicurezza (statica e sismica) delle strutture allo stato di fatto (v. **Allegato A**);
 - d) Integrazione dei modelli strutturali FEM, con la modellazione degli elementi di nuova realizzazione (ad es. i setti antisismici esterni, ove previsti) per la valutazione delle sollecitazioni indotte sui nuovi elementi sismoresistenti e per la definizione degli interventi locali sugli elementi le cui verifiche non risultino ancora soddisfatte;
 - e) Introduzione nel software di verifica degli interventi di rinforzo locali (ove possibile), e relative verifiche.

Già a partire dallo stato di fatto, le diverse strutture costituenti il plesso scolastico nelle parti considerate in appalto (Corpi B, C e D) e la palestra (Corpo A) sono state modellate separatamente, in considerazione dei giunti strutturali presenti.

Nella modellazione dei solai non sono stati utilizzati elementi bidimensionali (shell), ma è stato considerato il piano alla quota dell'impalcato come "rigido". Il contributo in massa dei carichi permanenti e variabili e degli elementi non strutturali, così come delle coperture, è stato considerato nell'analisi modale mediante la conversione degli stessi carichi in masse sismiche, nella combinazione proposta dalla Normativa.

8. Analisi delle azioni e dei materiali

Come anticipato, le verifiche sono state condotte in ottemperanza alle prescrizioni della vigente normativa in materia, ossia il D.M. 17/01/2018 (indicato anche come "NTC"), mentre per l'identificazione delle azioni sismiche e delle tipologie di costruzione si è fatto riferimento alla normativa regionale in vigore, che individua il territorio del comune di Vigone come appartenente alla **zona sismica 3**.

8.1. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

La scelta della vita nominale e della classe d'uso dell'edificio è stata condotta in coerenza con le indicazioni del Committente, secondo le quali il plesso scolastico rientra tra le opere con livelli di prestazioni ordinari (NTC Tabella 2.4.I), per cui la vita nominale è assunta pari a $V_N = 50$ anni.

In termini di classe d'uso, essendo destinato ad attività scolastica e sempre secondo quanto indicato dal Committente, all'edificio scolastico è stato assegnato un carattere **strategico** ai fini della prevenzione del rischio sismico, secondo la definizione della vigente normativa regionale in materia (D.G.R. 65-7656 del 21/05/2014 e s.m.i. - Allegato 1), e pertanto dev'essere classificato in **Classe IV**.

Il periodo di riferimento su cui valutare le azioni sismiche è pertanto pari a $V_R = 100$ anni.

Riepilogo

Costruzione di tipo	tipo 1
Vita nominale dell'opera	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso	classe IV (fattore 2.00)
Periodo di riferimento	$V_R = 100$ anni

Parametri caratteristici della pericolosità sismica di base

In condizioni di campo libero e su un sito di riferimento rigido, i parametri caratteristici della pericolosità sismica sono i seguenti:

	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T^*_c [s]
SLO	60	0.046	2.508	0.225
SLD	101	0.057	2.520	0.240
SLV	949	0.133	2.515	0.270

8.2. Caratteristiche dei materiali

Per quanto concerne le caratteristiche dei materiali esistenti e di nuovo impiego si riportano nel seguito i procedimenti utilizzati per la loro determinazione e i valori di sintesi.

Materiali degli elementi esistenti:

Per quanto concerne le caratteristiche dei materiali esistenti, sulla base dei dati delle prove effettuate, si sono adottati i valori di riferimento per le analisi strutturali, secondo le seguenti considerazioni.

Stima della resistenza del calcestruzzo in situ

Per la valutazione della resistenza del calcestruzzo sono state impiegate le medie dei dati grezzi provenienti dalle prove eseguite sulle carote estratte dai pilastri del fabbricato in oggetto (certificato n. 27879/57/A del 09/11/2020, su n. 7 carote rilasciato dal laboratorio prove su materiali e strutture MASTRLAB del Politecnico di Torino).

Sono quindi disponibili dati su un totale di 7 carote su pilastri, distribuite come segue:

- Corpo A: n. 3 carote;
- Corpo B: n. 2 carote;
- Corpo C: n. 2 carote.

La disponibilità di prove differenziate per unità strutturale ha indotto la scelta di mantenere distinti anche i valori medi "finali" che verranno utilizzati nelle analisi statiche e sismiche (previa applicazione dei fattori di confidenza e dei coefficienti parziali di sicurezza).

Calcestruzzo Corpo A

Campione n.	Rc di rottura [N/mm ²]	fc (equivalente) di rottura [N/mm ²]
CP1	16.1	13.36
CP2	16.1	13.36
CP3	18.8	15.60

Nota: carote con rapporto h/d = 1

R_{car,m} [N/mm²]

17.00

f_{car,m} [N/mm²]

14.11

Calcestruzzo Corpo B

Campione n.	Rc di rottura [N/mm ²]	fc (equivalente) di rottura [N/mm ²]
CP4	34.9	28.97
CP5	48.6	40.34

Nota: carote con rapporto h/d = 1

R_{car,m} [N/mm²]

41.75

f_{car,m} [N/mm²]

34.65

Calcestruzzo Corpo C

Campione n.	Rc di rottura [N/mm ²]	fc (equivalente) di rottura [N/mm ²]
CP6	20.2	16.77
CP7	16.0	13.28

Nota: carote con rapporto h/d = 1

R_{car,m} [N/mm²]

18.10

f_{car,m} [N/mm²]

15.02

Stima della resistenza dell'acciaio in situ

Si riportano nel seguito le valutazioni condotte per la scelta dei valori di resistenza delle armature, distinte per i vari corpi in esame.

CORPO A

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura, data la disponibilità limitata a n. 2 provini d'acciaio estratti dal corpo in oggetto (certificato n. 27879/57/A del 09/11/2020, rilasciato dal laboratorio prove su materiali e strutture MASTRLAB del Politecnico di Torino), che tra l'altro hanno rilevato la presenza di due tipologie di acciaio differenti impiegate per i ferri longitudinali e le staffe, a favore di sicurezza si è deciso di impiegare i valori medi ricavati dal software STIL v. 1.0, per la tipologia di acciaio riconducibile ai valori ottenuti dalle suddette prove (Feb22k per i ferri longitudinali e FeB44k per le staffe dei pilastri, sebbene da progetto fosse indicato l'acciaio FeB44k per i pilastri e l'FeB32k per le travi).

Infatti, dal suddetto certificato si ricava:

Acciaio:

Tensione di snervamento f_y : 304.0 N/mm² F1 - Palestra pilastro (ferro liscio longitudinale)
Tensione di snervamento f_y : 490.0 N/mm² F2 - Palestra pilastro (ferro aderenza migliorata staffe)

Tensione snerv. media f_{ym} :	397.0 N/mm²
----------------------------------	-------------------------------

La tensioni di snervamento riscontrate dalle prove in situ risultano, come anticipato, incompatibili con la tipologia di acciaio dichiarato nelle distinte originali di progetto, in particolare per quanto riguarda le armature longitudinali dei pilastri.

Riepilogando:

	PILASTRI	TRAVI
LONGITUDINALI	FeB22k	FeB22k
STAFFE	FeB44k	FeB22k

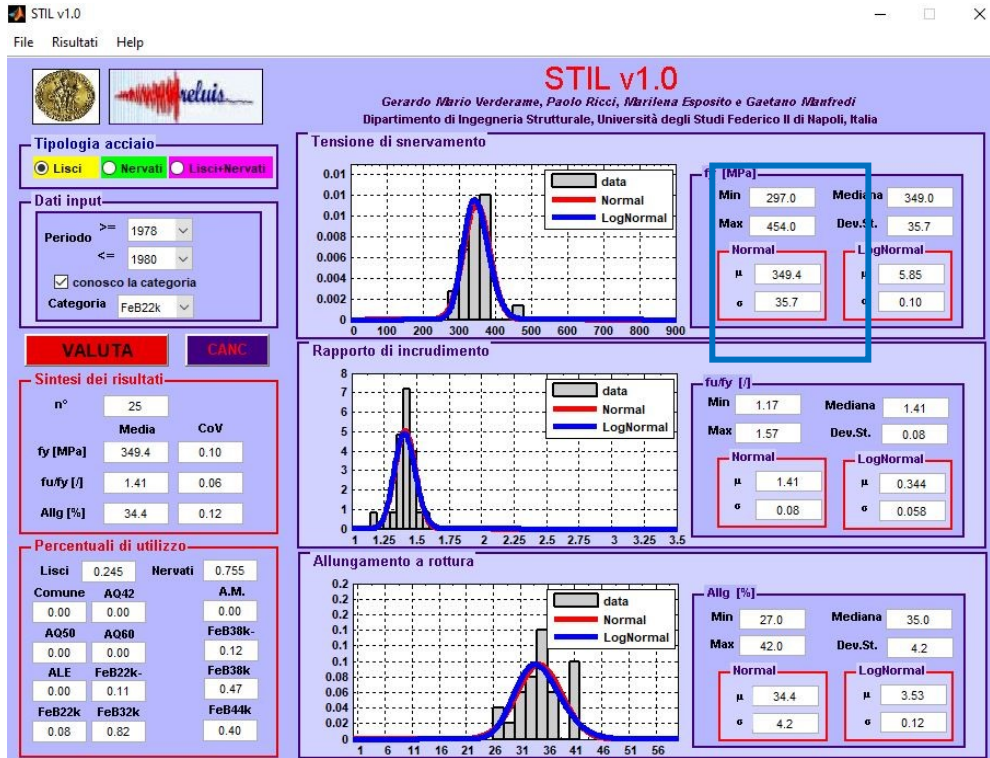


Figura 3 - FeB22k $f_{y,m} = \mu - \sigma = 349.4 - 35.7 = 313.7$ Mpa

La tensione di snervamento media impiegata nel calcolo è ottenuta dalla media fornita dal software STIL valida per l'acciaio FeB22k, depurata dallo scarto quadratico medio:

$$f_{ym} = \mu - \sigma = 349.4 - 35.7 = 313.7 \text{ N/mm}^2$$

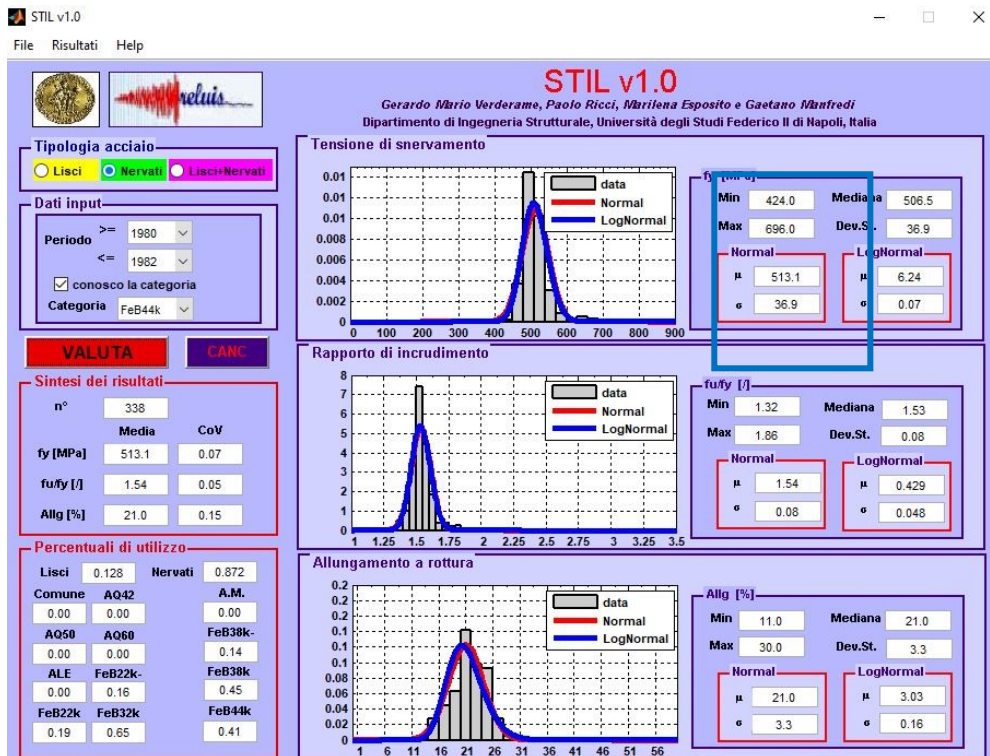


Figura 4 - FeB44k $f_{y,m} = \mu - \sigma = 513.1 - 36.9 = 476.2$ Mpa

Analogamente, la tensione di snervamento media impiegata nel calcolo è ottenuta dalla media fornita dal software STIL valida per l'acciaio FeB44k, depurata dallo scarto quadratico medio:

$$f_{ym} = \mu - \sigma = 513.1 - 36.9 = 476.2 \text{ N/mm}^2 .$$

CORPO B

Nel caso del corpo B, non essendo disponibili i progetti originali del piano terreno, si impiegano, cautelativamente, i valori di resistenza dell'acciaio FeB38k, riscontrato nella campagna di indagini eseguita nel mese di ottobre 2020, che ha evidenziato la presenza di armature ad aderenza migliorata.

PIANO TERRA
PILASTRI TRAVI
LONGITUDINALI
STAFFE FeB38k

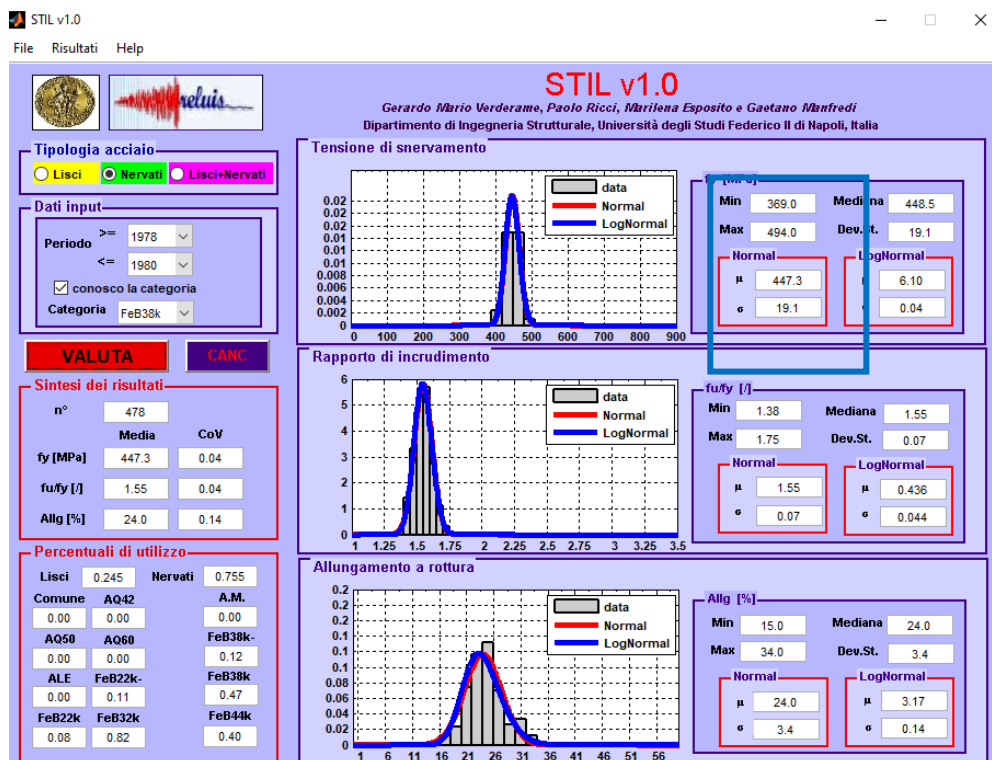


Figura 5 - FeB38k $f_{y,m} = \mu - \sigma = 447.3 - 19.1 = 428.2 \text{ Mpa}$

La tensione di snervamento media impiegata nel calcolo per il piano terreno è ottenuta dalla media fornita dal software STIL valida per l'acciaio FeB38k, depurata dallo scarto quadratico medio:

$$f_{ym} = \mu - \sigma = 447.3 - 19.1 = 428.2 \text{ N/mm}^2 .$$

Per quanto concerne i piani superiori, invece, oggetto di intervento di sopraelevazione nel 2005, sono stati impiegati i valori desunti dal software STIL per la tipologia di acciaio dedotta dalle tavole di progetto (Feb44k).

PIANI SUPERIORI
PILASTRI TRAVI
LONGITUDINALI FeB44k
STAFFE

CORPO C

Anche per il Corpo C sono stati impiegati i valori desunti dal software STIL per la tipologia di acciaio indicata in progetto (FeB32k).

PILASTRI TRAVI
LONGITUDINALI FeB32k
STAFFE

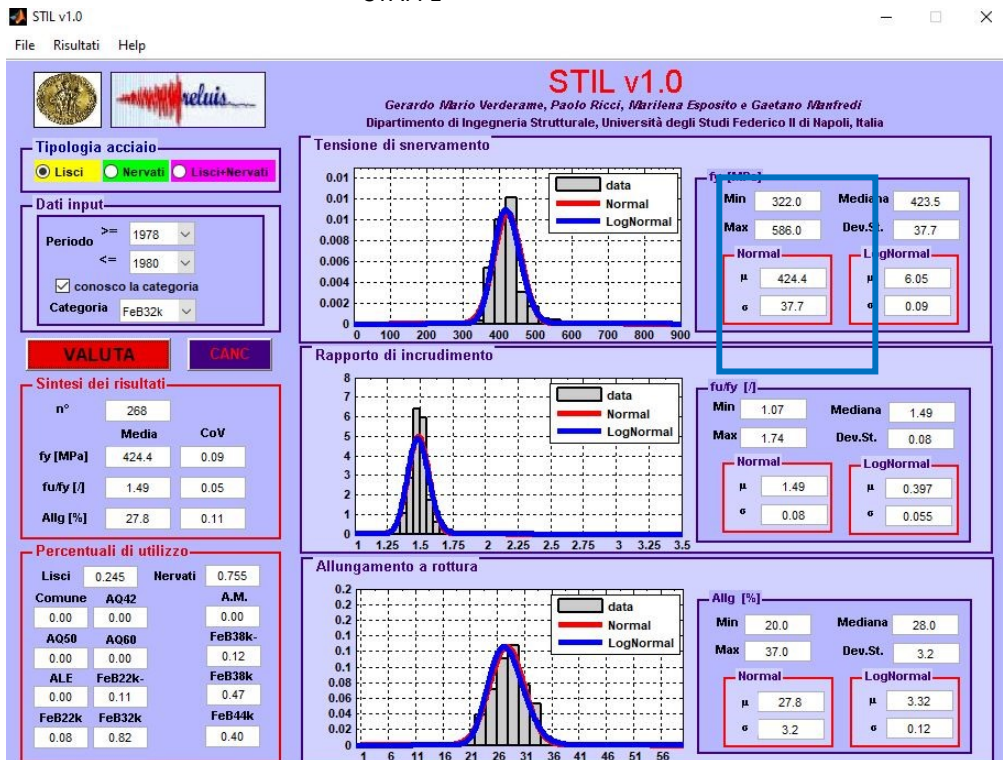


Figura 6 - FeB32k $f_{y,m} = \mu - \sigma = 424.4 - 37.7 = 386.7$ MPa

Si ha dunque:

$$f_{ym} = \mu - \sigma = 424.4 - 37.7 = 386.7 \text{ N/mm}^2 .$$

Stima della resistenza della muratura in situ

Corpo D

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche, dedotte dalle tabelle fornite nella normativa, relative alla muratura di mattoni pieni impiegata nel Corpo D.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tablelle di riepilogo delle caratteristiche dei materiali esistenti

Secondo quanto sopra, i valori posti alla base delle verifiche per gli elementi esistenti, affetti dal fattore di confidenza FC pertinente al livello di conoscenza raggiunto (**LC2**) e, dove richiesto, anche dai coefficienti parziali sulle resistenze (come previsto dal cap. 8 delle NTC), sono riportati nelle seguenti tabelle:

CALCESTRUZZO CORPO A		
Rc medio	17.00	N/mm ²
fc medio	14.11	N/mm ²
fc di verifica	11.76	N/mm² (per mecc. duttili)
fcd di verifica	7.84	N/mm² (per mecc. fragili)
fct,m	1.23	N/mm ² (NTC cap.11.2.3a)
fbdi di verifica	1.53	N/mm²
Ec	23502	N/mm ²
Gc	10218	N/mm ²
γ_c , FC	1.80	

CALCESTRUZZO CORPO B			
Rc medio	41.75	N/mm ²	
fc medio	34.65	N/mm ²	
fc di verifica	28.88	N/mm²	(per mecc. duttili)
fcd di verifica	19.25	N/mm²	(per mecc. fragili)
fct,m	2.23	N/mm ²	(NTC cap.11.2.3a)
fbd di verifica	2.79	N/mm²	
Ec	36830	N/mm ²	
Gc	16013	N/mm ²	
γc, FC	1.80		

CALCESTRUZZO CORPO C			
Rc medio	18.10	N/mm ²	
fc medio	15.02	N/mm ²	
fc di verifica	12.52	N/mm²	(per mecc. duttili)
fcd di verifica	8.35	N/mm²	(per mecc. fragili)
fct,m	1.28	N/mm ²	(NTC cap.11.2.3a)
fbd di verifica	1.60	N/mm²	
Ec	24250	N/mm ²	
Gc	10544	N/mm ²	
γc, FC	1.80		

ACCIAIO CORPO A (FeB22k)			
fy medio	313.7	N/mm ²	(FeB22k)
fy di verifica	261	N/mm²	(per mecc. duttili)
fyd di verifica	227	N/mm²	(per mecc. fragili)
Es	210000	N/mm ²	
Gs	91304	N/mm ²	
γs, FC	1.38		

ACCIAIO CORPI A E B (piani sup.) (FeB44k)			
fy medio	476.2	N/mm ²	(FeB44k)
fy di verifica	397	N/mm²	(per mecc. duttili)
fyd di verifica	345	N/mm²	(per mecc. fragili)
Es	210000	N/mm ²	
Gs	91304	N/mm ²	
γs, FC	1.38		

ACCIAIO CORPO B (piano terra) (FeB38k)			
fy medio	428.2	N/mm ²	(FeB38k)
fy di verifica	357	N/mm²	(per mecc. duttili)
fyd di verifica	310	N/mm²	(per mecc. fragili)
γs, FC	1.38		

ACCIAIO CORPO C (FeB32K)			
fy medio	386.7	N/mm ²	(FeB32k)
fy di verifica	322	N/mm²	(per mecc. duttili)
fyd di verifica	280	N/mm²	(per mecc. fragili)
γs, FC	1.38		

MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE CORPO D		
Resistenza media a compressione (f _{m,med})	N/mm ²	3.45
Resistenza media a taglio (τ ₀)	N/mm ²	0.09
Resistenza (f _{v,0})	N/mm ²	0.20
Modulo elastico normale (E _m)	N/mm ²	1500
Modulo elastico tangenziale (G _m)	N/mm ²	500
Peso specifico medio w	kN/m ³	18
γ _{M,sismica}		2

Terreno

Al terreno di sottosuolo del sito in esame viene attribuita la classe "C", sulla base delle risultanze espresse nella relazione geotecnica-sismica allegata al presente progetto (cfr. Elaborato B del progetto esecutivo), redatta dal dott. geol. Luca FILIERI di Moncalieri (TO).

	peso di volume	c' _d	φ' _d
Strato 1	15.0 kN/m ³	0 kN/m ²	24.0 °
Strato 2	17.0 kN/m ³	0 kN/m ²	25.0 °
Strato 3	19.0 kN/m ³	0 kN/m ²	32.0 °

Materiali per i nuovi elementi/lavorazioni:

Le caratteristiche dei materiali di nuovo impiego per gli interventi strutturali previsti in progetto dovranno rispettare le prescrizioni delle NTC e garantire le seguenti caratteristiche minime:

Calcestruzzo:

Consistenza:	S4
Diametro max aggregati:	25mm
Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206):	XC2 (fondazioni), XC4 (setti)
Copriferro minimo (C _{min}):	30 mm (setti) 40 mm (fondazioni)

CALCESTRUZZO PER NUOVE OPERE				
		FONDAZIONI	SETTI	ALTRI ELEMENTI
Classe	-	C32/40	C32/40	C25/30
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione minima f_{ck}	N/mm ²	32	32	25
Modulo elastico normale (Ecm)	N/mm ²	33346	33346	31447
Modulo elastico tangenziale (Gcm)	N/mm ²	14498	14498	13673
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15	0.15	0.15
Peso specifico calcestruzzo armato γ	kN/m ³	25	25	25
f_{cd}	N/mm ²	18.13	18.13	14.17

Legame costitutivo utilizzato:

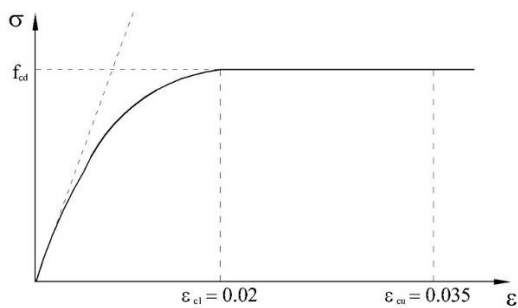


Figura 7 - Legame costitutivo del calcestruzzo

Acciaio per armature c.a. ordinario:

ACCIAIO in barre tipo B450C		
Tipo	-	B450C
Tensione caratteristica a snervamento f_{yk}	N/mm ²	450
Modulo elastico normale di verifica (Esm)	N/mm ²	210000
Modulo elastico tangenziale di verifica (Gsm)	N/mm ²	91304
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15
Peso specifico	kN/m ³	78.5
f_{yd}	N/mm ²	391

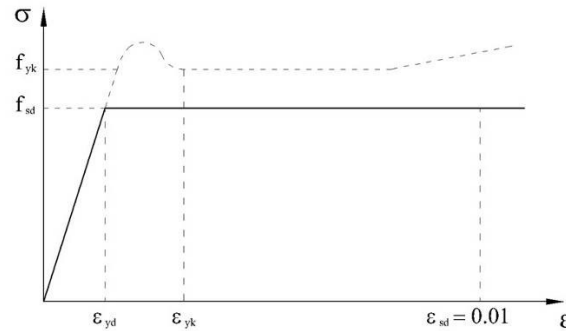


Figura 8 - Legame costitutivo dell'acciaio per armatura lenta

Acciaio da carpenteria:

Tipo:	S275JR saldabile
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale medio	$E_{sm} = 210000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità tangenziale medio	$G_{sm} = 80769 \text{ N/mm}^2$

Collegamenti bullonati:

Classe bullone tipo (UNI 898:2013):	8.8
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yb} \geq 640 \text{ N/mm}^2$

Malta strutturale per riempimenti e incamiciature:

Il getto di riempimento di alcuni particolari costruttivi e di ringrosso di sezioni esistenti ai fini del loro rinforzo, secondo i particolari illustrati nelle tavole di progetto, dovrà essere eseguito con materiale avente resistenza minima R3 secondo UNI EN 1504 parte 3 e conforme ai principi generali della parte 9, secondo la destinazione d'uso.

Tutti i materiali di impiego strutturale dovranno essere sottoposti alle procedure di accettazione previste dalle NTC e, ove esistenti e/o applicabili, dalle Linee Guida emanate dal CSLP.

8.3. Azioni

Le tabelle seguenti riassumono i valori di carichi e sovraccarichi utilizzati nelle analisi.

Corpo A

Codice	A1
Tipo	Solaio calpestio palestra/spogliatoi
$G_{k,1}$	2.60 kN/m ² (perm.proprio 18+4 = 22 cm)
$G_{k,2}$	1.50 kN/m ² (perm.portati)
$q_{k,1}$	5.00 kN/m ² (Cat. C1)
	9.10 kN/m²

Codice **A2**

Tipo **Solaio copertura spogliatoi**

G_{k,1} **2.60** kN/m² (perm.proprio 18+4 = 22 cm)

G_{k,2} **1.50** kN/m² (perm.portati)

q_{k,1} **1.30** kN/m² (neve)

5.40 kN/m²

Codice **A3**

Tipo **Solaio copertura prefabbricata palestra**

G_{k,1} **1.55** kN/m² (perm.proprio coppelle)

G_{k,2} **0.50** kN/m² (perm.portati)

q_{k,1} **1.30** kN/m² (neve)

3.35 kN/m²

Corpo B

Codice **B1**

Tipo **Solaio Corpo B a perdere**

G_{k,1} **2.60** kN/m² (perm.proprio 18+4 = 22 cm)

G_{k,2} **0.00** kN/m² (perm.portati)

q_{k,1} **0.00** kN/m²

2.60 kN/m²

Codice **B2**

Tipo **Solaio Corpo B**

G_{k,1} **2.85** kN/m² (perm.proprio 18+5 = 23 cm)

G_{k,2} **1.50** kN/m² (perm.portati)

q_{k,1} **3.00** kN/m² (Cat. C1)

7.35 kN/m²

Codice **B3**

Tipo **Solaio sottotetto Corpo B**

G_{k,1} **2.85** kN/m² (perm.proprio 18+5 = 23 cm)

G_{k,2} **1.50** kN/m² (perm.portati)

q_{k,1} **0.50** kN/m² (Cat.H)

4.85 kN/m²

Corpo C

Codice **C1**

Tipo **Solaio Corpo C**

G_{k,1} **2.50** kN/m² (perm.proprio 16+4 = 20 cm)

G_{k,2} **1.50** kN/m² (perm.portati)

q_{k,1} **3.00** kN/m² (Cat.B2)

7.00 kN/m²

Codice	C2	
Tipo	Solaio sottotetto	Corpo C
G _{k,1}	2.50 kN/m ²	(perm.proprio 16+4 = 20 cm)
G _{k,2}	1.50 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	0.00 kN/m ²	
	4.00 kN/m ²	

Corpo D

Codice	D1	
Tipo	Solaio	Corpo D
G _{k,1}	2.50 kN/m ²	(putrelle e tavelloni H=14cm)
G _{k,2}	1.50 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	3.00 kN/m ²	(Cat.C1)
	7.00 kN/m ²	

Codice	D2	
Tipo	Solaio sottotetto	Corpo D
G _{k,1}	2.50 kN/m ²	(putrelle e tavelloni H=14cm)
G _{k,2}	1.50 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	0.50 kN/m ²	(Cat. H)
	4.50 kN/m ²	

Codice	D3	
Tipo	Solaio sottotetto	Corpo D ricostruito
G _{k,1}	2.50 kN/m ²	(putrelle e tavelloni H=14cm)
G _{k,2}	1.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	0.50 kN/m ²	(Cat. H)
	4.00 kN/m ²	

Codice	N	
Tipo	Nuovo solaio lamiera grecata	Corpo D
G _{k,1}	2.24 kN/m ²	(lamiera grecata H=7.5+6.5=14cm)
G _{k,2}	1.50 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	4.00 kN/m ²	(Cat.C2)
	7.74 kN/m ²	

Tutti i corpi (A, B, C e D)

Codice	T	
Tipo	Tetto in legno	
G _{k,2}	0.60 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	1.30 kN/m ²	(Neve)
	1.90 kN/m ²	

Nota: secondo quanto chiarito al p.to C3.1.4 della Circolare NTC 2018, per le costruzioni scolastiche si applicano i valori dei sovraccarichi riportati nelle vigenti NTC (DM 17/01/2018) e non quelli riportati nel D.M. 18/12/1975.

Carico vento:

Calcolo del carico vento (NTC)

Vb	25	m/2	(Piemonte)
qref	390.63	N/m ²	
Zmin	12	m	
Z	9.8	m	altezza edificio
kr	0.23		
z0	0.7		
ct	1		
Zce	12	m	
ce	1.479		
cp	0.8		
cd	1		
p	0.46	kN/m ²	

Ai fini del presente progetto, data l'altezza modesta della costruzione, la pressione del vento si può ritenere trascurabile.

Carico della neve sulle coperture:

Calcolo del carico neve (NTC)

as	262	m	(Vigone)
qsk	1.57	kN/m ²	
Ce	1		(Normale)
Ct	1		
u1	0.8		
qs	1.26	kN/m ²	

Si è adottato un carico neve pari a **1.30** kN/m²

Sisma:

Macrozonazione sismica:	zona 3
Comportamento strutturale:	comportamento non dissipativo
Fattore di comportamento q utilizzato	1.5

9. Modellazione della struttura

9.1. Scelta dei fattori di comportamento per lo stato di progetto

Si riportano nel seguito i controlli eseguiti sui periodi propri delle varie unità strutturali per verificare l'eventuale deformabilità torsionale e per definirne, di conseguenza, i fattori di comportamento.

Corpo A

A seguito dei controlli sul valore di q_{ND} riportati nel seguito, il fattore di comportamento q è stato assunto nelle analisi pari ad **1.5**.

Infatti, la struttura NON risulta essere “deformabile torsionalmente” (secondo par. 7.4.3.1), dato che il rapporto tra uno dei primi periodi traslazionali e il periodo del primo torsionale dei modi di vibrare è maggiore di 1 (rif. Circolare NTC2018 par. C7.4.3), come si dimostra dai risultati dell’analisi modale condotta sulla struttura in oggetto e sotto riportati:

1. Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	2.128	0.000	0.003	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.003
2	1.642	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.475	0.003	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.000
4	1.066	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.712	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.597	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.535	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.531	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	0.430	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.310	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001
12	0.305	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.285	0.012	0.577	0.000	0.879	0.020	0.055	0.012	0.577
14	0.274	0.430	0.000	0.000	0.001	0.647	0.246	0.430	0.000
15	0.273	0.029	0.001	0.000	0.000	0.044	0.014	0.029	0.001
16	0.268	0.050	0.000	0.000	0.000	0.085	0.025	0.050	0.000
17	0.245	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.222	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.203	0.078	0.061	0.000	0.074	0.118	0.270	0.078	0.061
20	0.201	0.007	0.006	0.000	0.008	0.011	0.026	0.007	0.006
21	0.174	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.165	0.020	0.076	0.000	0.010	0.039	0.050	0.020	0.076
23	0.158	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.124	0.008	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002	0.008	0.000
25	0.111	0.001	0.052	0.000	0.002	0.005	0.000	0.001	0.052
26	0.092	0.063	0.008	0.000	0.003	0.004	0.059	0.063	0.008
27	0.078	0.010	0.017	0.000	0.004	0.005	0.004	0.010	0.017
28	0.074	0.042	0.018	0.000	0.006	0.009	0.001	0.042	0.018
29	0.059	0.055	0.003	0.000	0.002	0.006	0.090	0.055	0.003
30	0.049	0.017	0.004	0.000	0.002	0.000	0.008	0.017	0.004
31	0.016	0.027	0.004	0.000	0.000	0.000	0.022	0.027	0.004
32	0.011	0.008	0.057	0.000	0.000	0.000	0.004	0.008	0.057
33	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
34	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
35	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
36	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Si osserva che il primo traslazionale è relativo al 14° modo, mentre il primo torsionale è relativo al 19° modo, e quindi il rapporto tra i rispettivi periodi è:

$$\Omega = 0.274 / 0.203 = 1.349 > 1$$

Analogamente, considerato il traslazionale in direzione Y è relativo al 13° modo, si ha:

$$\Omega = 0.285 / 0.203 = 1.404 > 1$$

Pertanto:

$$q_{CD,B} = 3.12 \quad \text{secondo tab. 7.3.II per strutture a telaio a più piani e più campate}$$

$$q_{ND} = 2/3 * q_{CD,B} = 2/3 * 3.12 = 2.08 > 1.5$$

Si assume dunque $q_{ND} = 1.5$.

Corpo B

Anche in questo caso, il fattore di comportamento q è stato assunto nelle analisi pari ad **1.5.**, dato che la struttura NON risulta essere “deformabile torsionalmente” (secondo par. 7.4.3.1), come si dimostra dai risultati dell’analisi modale condotta sulla struttura in oggetto e sotto riportati:

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.862	0.000	0.045	0.000	0.095	0.000	0.009	0.000	0.045
2	0.599	0.395	0.315	0.000	0.373	0.508	0.713	0.395	0.315
3	0.592	0.324	0.440	0.000	0.517	0.415	0.034	0.324	0.440
4	0.514	0.054	0.011	0.000	0.013	0.066	0.024	0.054	0.011
5	0.219	0.173	0.000	0.000	0.000	0.008	0.144	0.173	0.000
6	0.192	0.011	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.004
7	0.173	0.000	0.140	0.000	0.002	0.000	0.032	0.000	0.140
8	0.028	0.012	0.001	0.000	0.000	0.000	0.007	0.012	0.001
9	0.020	0.002	0.019	0.000	0.000	0.000	0.011	0.002	0.019

Si osserva infatti che il primo traslazionale è relativo al 1° modo, mentre il primo torsionale è relativo al 5° modo, e quindi il rapporto tra i rispettivi periodi è:

$$\Omega = 0.599 / 0.219 = 2.735 > 1$$

Analogamente, considerato il traslazionale in direzione Y è relativo al 3° modo, si ha:

$$\Omega = 0.592 / 0.219 = 2.703 > 1$$

Pertanto:

$$q_{CD,B} = 3.12 \quad \text{secondo tab. 7.3.II per strutture a telaio a più piani e più campate}$$

$$q_{ND} = 2/3 * q_{CD,B} = 2/3 * 3.12 = 2.08 > 1.5$$

Si assume dunque $q_{ND} = 1.5$.

Corpo C

Anche in quest’ultimo caso, il fattore di comportamento q è stato assunto nelle analisi pari ad **1.5.**, dato che la struttura NON risulta essere “deformabile torsionalmente” (secondo par. 7.4.3.1), come si dimostra dai risultati dell’analisi modale condotta sulla struttura in oggetto e sotto riportati:

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.650	0.356	0.508	0.000	0.484	0.341	0.008	0.356	0.508
2	0.644	0.493	0.383	0.000	0.369	0.477	0.451	0.493	0.383
3	0.603	0.064	0.000	0.000	0.001	0.071	0.449	0.064	0.000
4	0.449	0.000	0.019	0.000	0.041	0.001	0.000	0.000	0.019
5	0.380	0.007	0.000	0.000	0.000	0.005	0.001	0.007	0.000
6	0.338	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010
7	0.266	0.008	0.001	0.000	0.000	0.002	0.009	0.008	0.001
8	0.117	0.001	0.034	0.000	0.006	0.000	0.006	0.001	0.034

Si osserva infatti che il primo traslazionale è relativo al 2° modo, mentre il primo torsionale è relativo al 3° modo, e quindi il rapporto tra i rispettivi periodi è:

$$\Omega = 0.650 / 0.603 = 1.078 > 1$$

Analogamente, considerato il traslazionale in direzione Y è relativo al 3° modo, si ha:

$$\Omega = 0.644 / 0.603 = 1.068 > 1$$

Pertanto:

$q_{CD,B} = 3.12$ secondo tab. 7.3. II per strutture a telaio a più piani e più campate

$$q_{ND} = 2/3 * q_{CD,B} = 2/3 * 3.12 = 2.08 > 1.5$$

Si assume dunque $q_{ND} = 1.5$.

10. Risultati della valutazione della sicurezza allo stato di fatto

Come anticipato nel cap. 7, a seguito della costruzione dei quattro modelli strutturali si è proceduto innanzitutto a verificare la presenza di eventuali criticità allo stato di fatto, sia per quanto concerne l'aspetto statico che sismico. Si specifica che, limitatamente all'aspetto statico, visto l'ambito di intervento del presente progetto (che esclude la palestra), sono stralciati dalla trattazione i corrispondenti risultati afferenti appunto al corpo palestra.

I report sui risultati di verifica, nei confronti dello S.L.U. per i meccanismi di pressoflessione e di taglio, sono riportati nell'**Allegato A** alla presente relazione, per ciascuna delle strutture esaminate.

10.1. Verifiche statiche allo stato di fatto in combinazione S.L.U.

Si riportano i risultati in via grafica derivanti dalle analisi sopra richiamate, estratti dal software SismiCad, per i meccanismi di PMM (pressoflessione) e V (taglio).

Corpo B

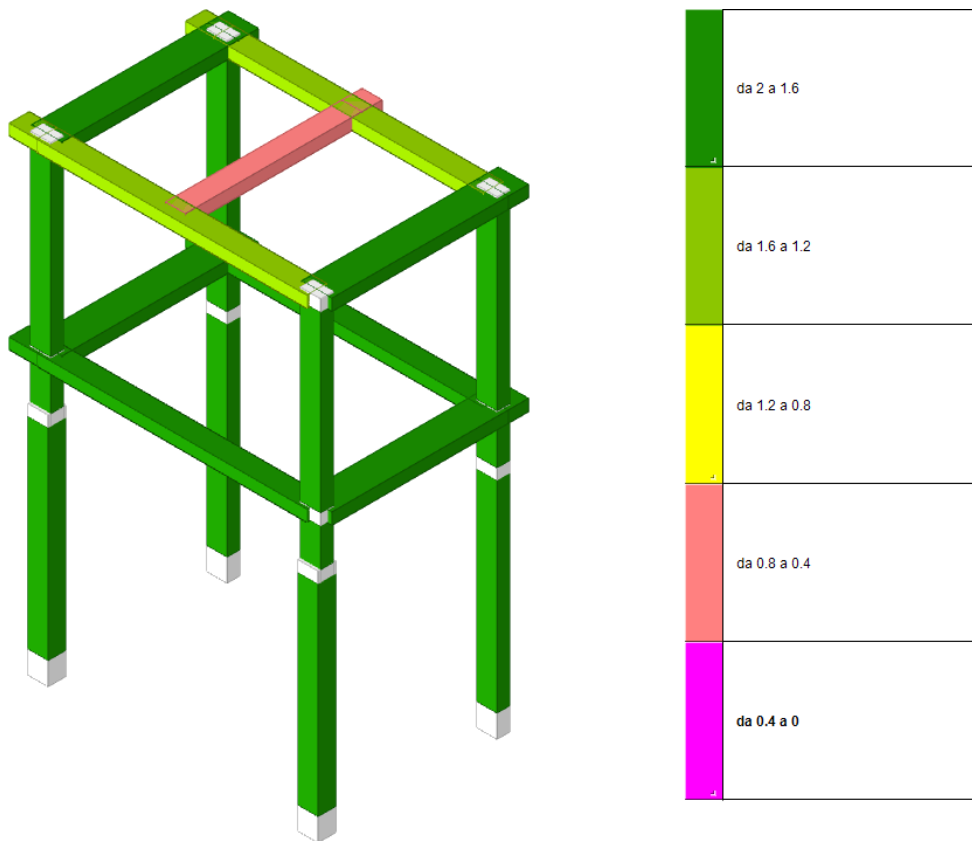


Figura 9 - Risultati PMM per Corpo B allo stato di fatto (SLU)

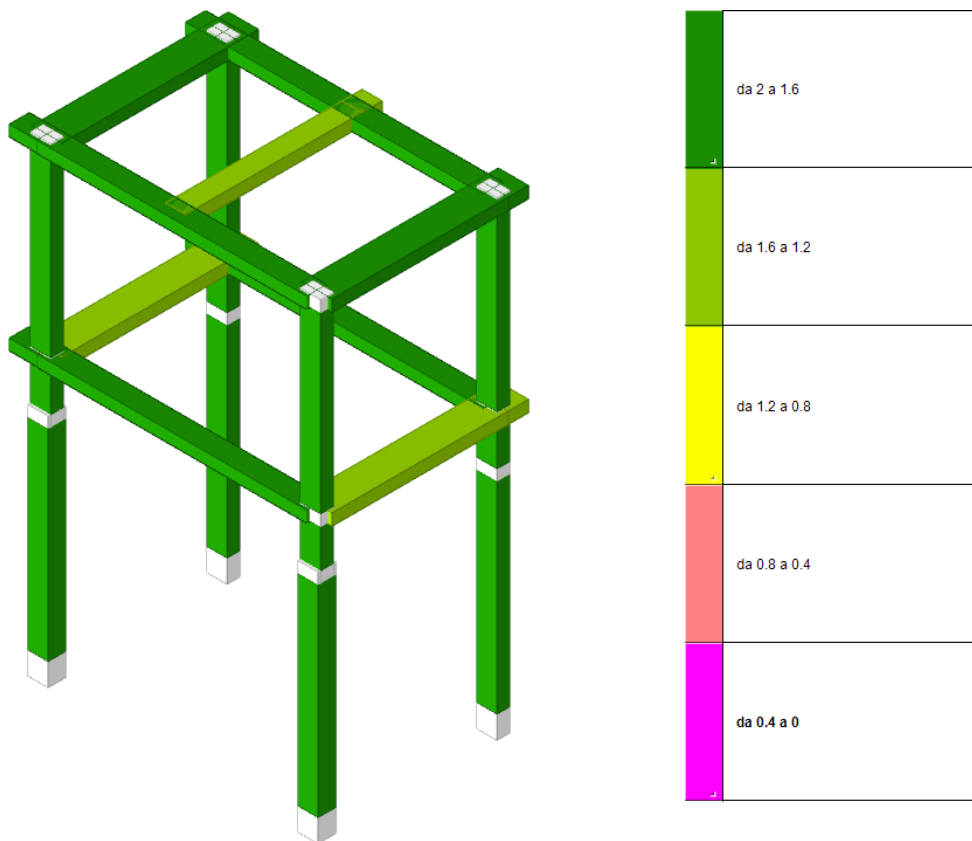


Figura 10 - Risultati V per Corpo B allo stato di fatto (SLU)

Corpo C

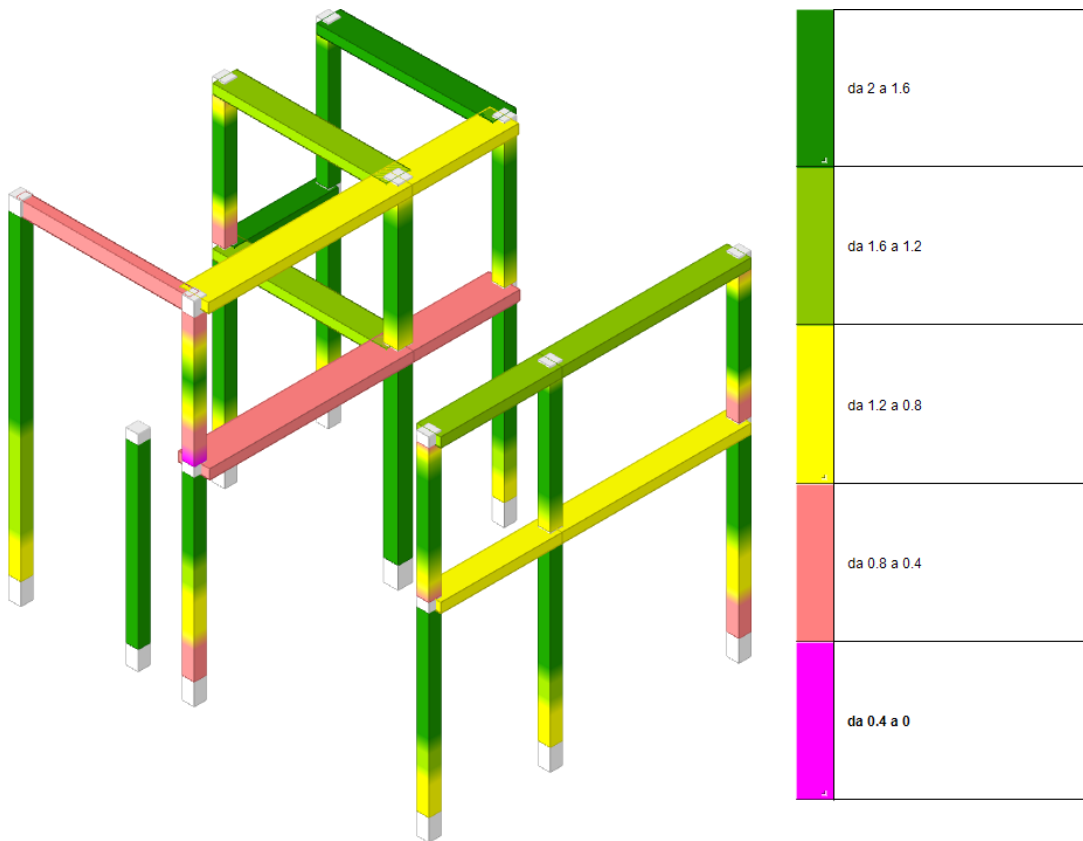


Figura 11 - Risultati PMM per Corpo C allo stato di fatto (SLU)

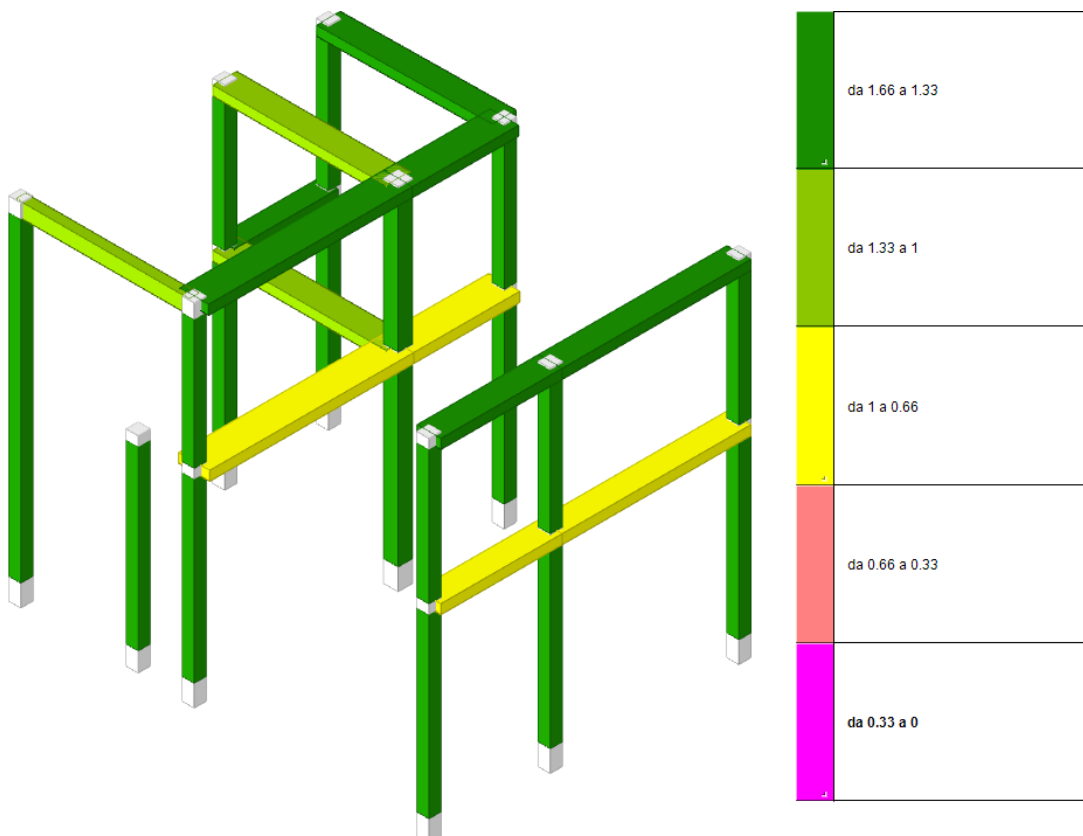


Figura 12 - Risultati V per Corpo C allo stato di fatto (SLU)

Corpo D

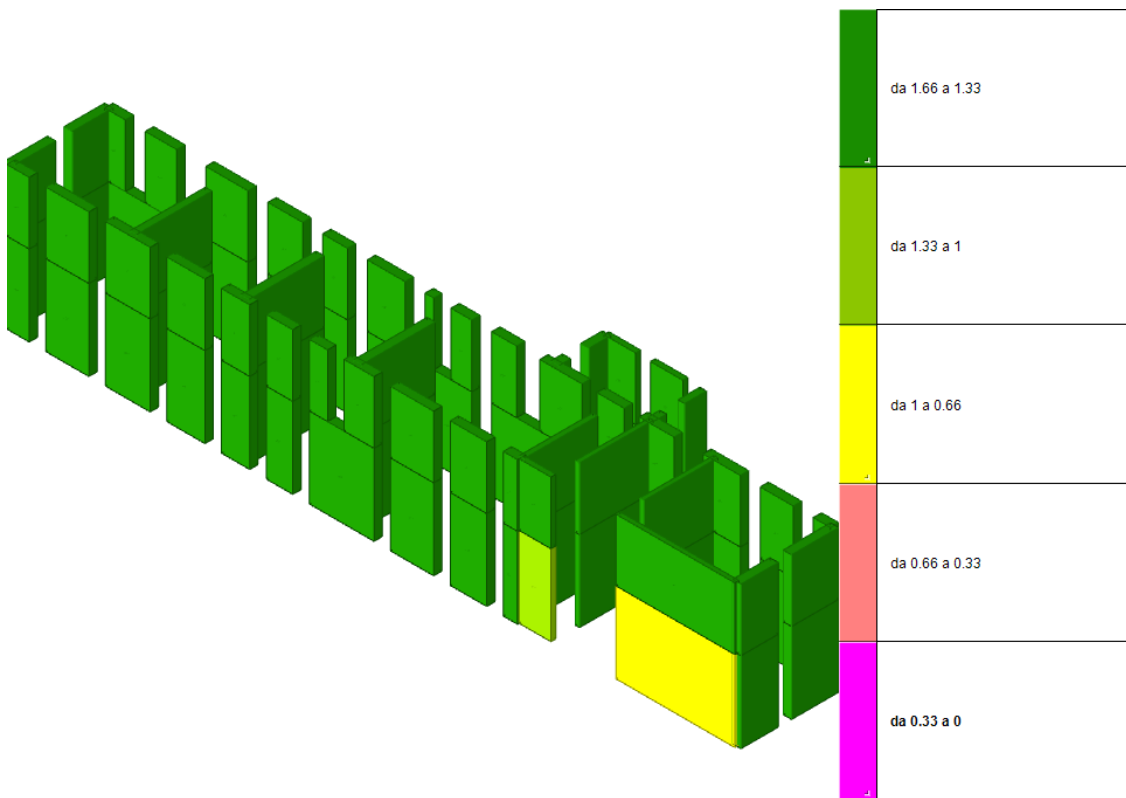


Figura 13 - Risultati PMM per Corpo D allo stato di fatto (SLU)

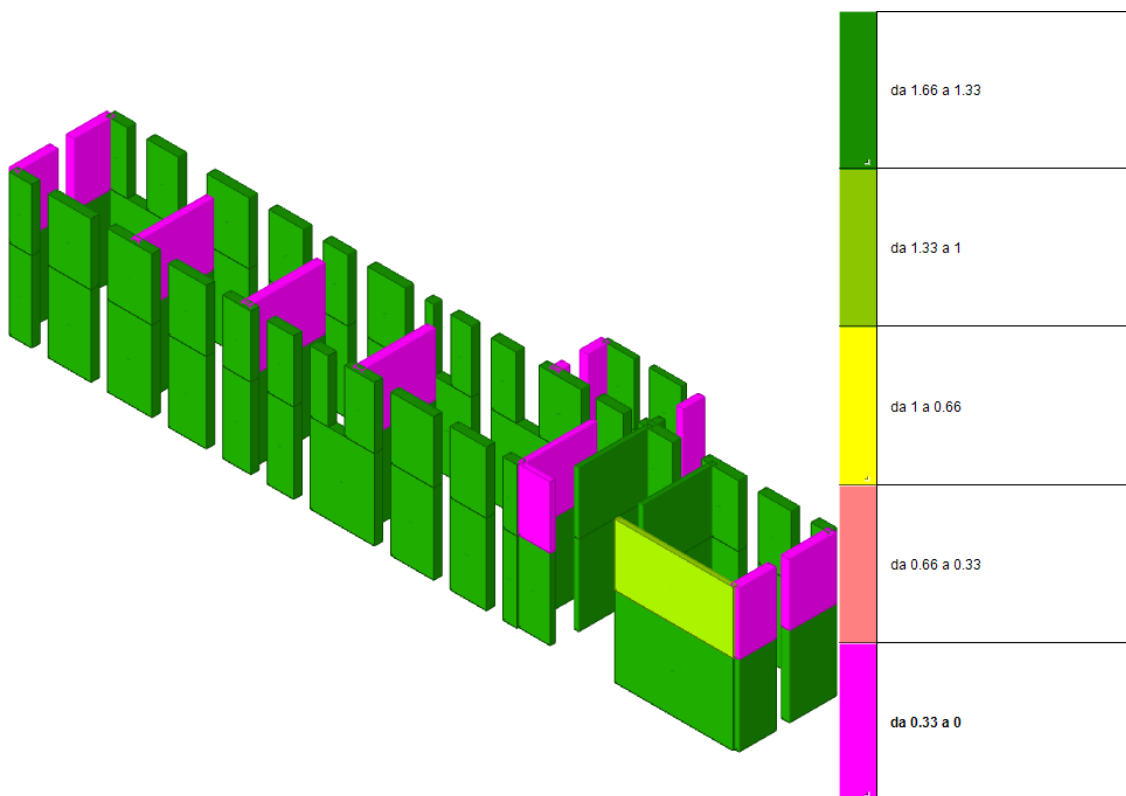


Figura 14 - Risultati V per Corpo D allo stato di fatto (SLU)

10.1.1. Verifiche dei solai nei confronti delle azioni statiche (S.L.U.)

Si riportano nel seguito le verifiche di sicurezza statiche più significative dei solai dell'edificio oggetto della presente relazione, in accordo alle NTC2018. I travetti di solaio su cui sono state condotte le verifiche statiche sono stati selezionati valutando le luci più elevate e gli schemi statici più penalizzanti.

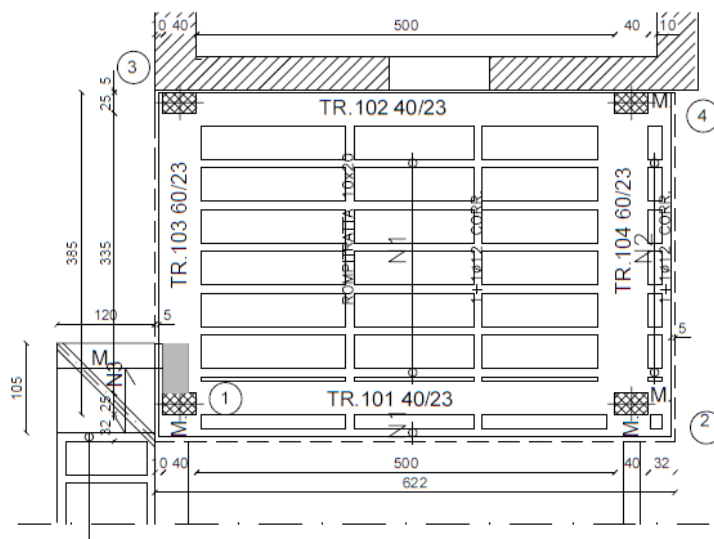
Le verifiche sono state condotte con le formulazioni della Scienza delle Costruzioni o mediante l'ausilio del software Ftool v. 4.00 prodotto da ALIS Engineering and Systems Solutions per la valutazione delle sollecitazioni, e del software VCA_SLU del prof. Gelfi per il calcolo delle resistenze.

Corpo B: travetti 1° solaio

Si espone la verifica per i travetti di solaio gettati in opera relativi al primo solaio.

Travetto N1-N2 (v. prog. originale - Tav. 4/s) - altezza 18+5 cm

Rapporto luce / spessore: 1/20 circa



Determinazione del momento resistente a S.L.U.

Le schermate seguenti riportano la determinazione della resistenza ultima a flessione del travetto, con l'armatura indicata in progetto, nelle sezioni più rilevanti.

La resistenza è stata determinata con l'ausilio del software VcaSLU.

Sezione di estremità:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travetto N1-N2_estr

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	5
2	10	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.67	2
2	1.13	21

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali:
 Vigone_Fe VigoneB_C
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 356.8 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 28.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.784 ‰ σ_{c,adm} 12.68
 σ_{s,adm} 160 N/mm² τ_{co} 0.756
 τ_{c1} 2.163

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -18.63 kNm
 σ_c -28.83 N/mm²
 σ_s 356.8 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 21.24 ‰
 d 21 cm
 x 2.971 x/d 0.1415
 δ 0.7

$A_{inf} = 1\phi 12\text{mm}; \quad A_{sup} = 1\phi 12 + 1\phi 14\text{mm};$

Sezione di mezzeria:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travetto N1-N2_mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	5
2	10	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	2
2	2.67	21

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali:
 Vigone_Fe VigoneB_C
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 356.8 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 28.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.784 ‰ σ_{c,adm} 12.68
 σ_{s,adm} 160 N/mm² τ_{co} 0.756
 τ_{c1} 2.163

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

Tipologia rottura:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 19.67 kNm
 σ_c -28.83 N/mm²
 σ_s 356.8 N/mm²
 ε_c 2.858 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 21 cm
 x 0.853 x/d 0.04063
 δ 0.7

$A_{inf} = 1\phi 12 + 1\phi 14\text{mm}; \quad A_{sup} = 0;$

Sezione di appoggio intermedio:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travetto N1-N2_app

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	5	1	2.67	2
2	10	18	2	1.13	21

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

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

Precompresso

Materiali

Vigone_Fe	VigoneB_C
ε _{su} 67.5 %	ε _{c2} 2 %
f _{yd} 356.8 N/mm²	ε _{cu} 3.5 %
E _s 200'000 N/mm²	f _{cd} 28.83
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.784 %	σ _{c,adm} 12.68
σ _{s,adm} 160 N/mm²	τ _{co} 0.756
	τ _{c1} 2.163

M_{xRd} -18.63 kN m
σ_c -28.83 N/mm²
σ_s 356.8 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 21.24 %
d 21 cm
x 2.971 x/d 0.1415
δ 0.7

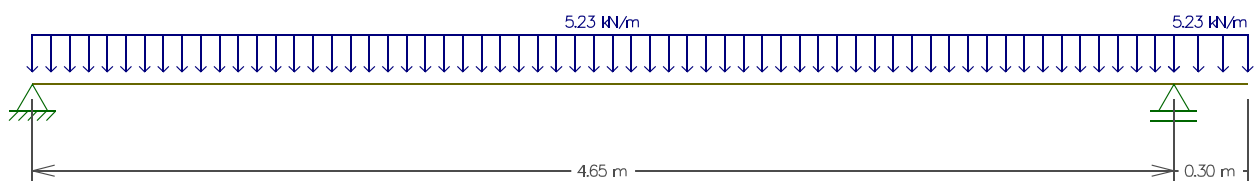
$$A_{inf} = 1\phi 12\text{mm}; \quad A_{sup} = 1\phi 12 + 1\phi 14\text{mm};$$

Determinazione delle sollecitazioni a S.L.U. e verifica

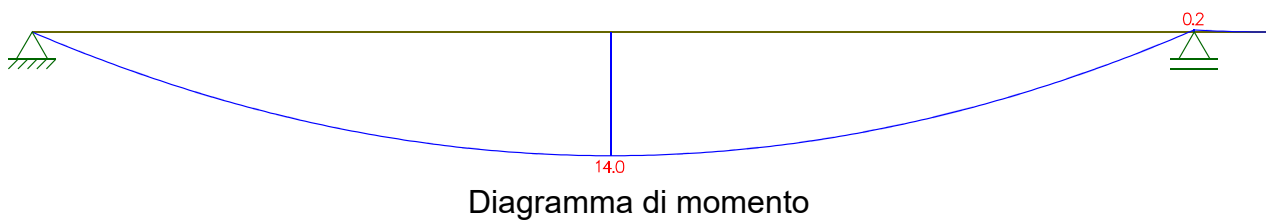
Combinazione di carico a S.L.U.:

$$w_{SLU} = 2.85 \cdot 0.5 \cdot 1.3 + 1.50 \cdot 0.5 \cdot 1.5 + 3.00 \cdot 0.5 \cdot 1.5 = 5.23 \text{ kN/m}$$

Con l'ausilio del software Ftool, si considera lo schema statico "limite" (appoggi) e il caso di carico variabile costante su tutte le campate, al fine di ottenere il diagramma delle sollecitazioni da utilizzarsi per le verifiche di resistenza.



Schema statico



Dal diagramma delle sollecitazioni ottenuto per i travetti del solaio, si ricavano i seguenti valori:

$M_{sd,max,SLU,A} = 0.00 \text{ kNm}$; $M_{Rd,SLU,A} = -18.63 \text{ kNm}$	\rightarrow	$ M_{sd,max,SLU,A} < M_{Rd,SLU,A} $	SI
$M_{sd,max,SLU,B} = 14.00 \text{ kNm}$; $M_{Rd,SLU,B} = 19.67 \text{ kNm}$	\rightarrow	$ M_{sd,max,SLU,B} < M_{Rd,SLU,B} $	SI
$M_{sd,max,SLU,C} = -0.20 \text{ kNm}$; $M_{Rd,SLU,C} = -18.63 \text{ kNm}$	\rightarrow	$ M_{sd,max,SLU,C} < M_{Rd,SLU,C} $	SI

In cui si sono utilizzate le seguenti notazioni:

A: momento d'estremità campata 1

B: momento in mezzera della campata 1

C: momento di appoggio intermedio campate 1-2

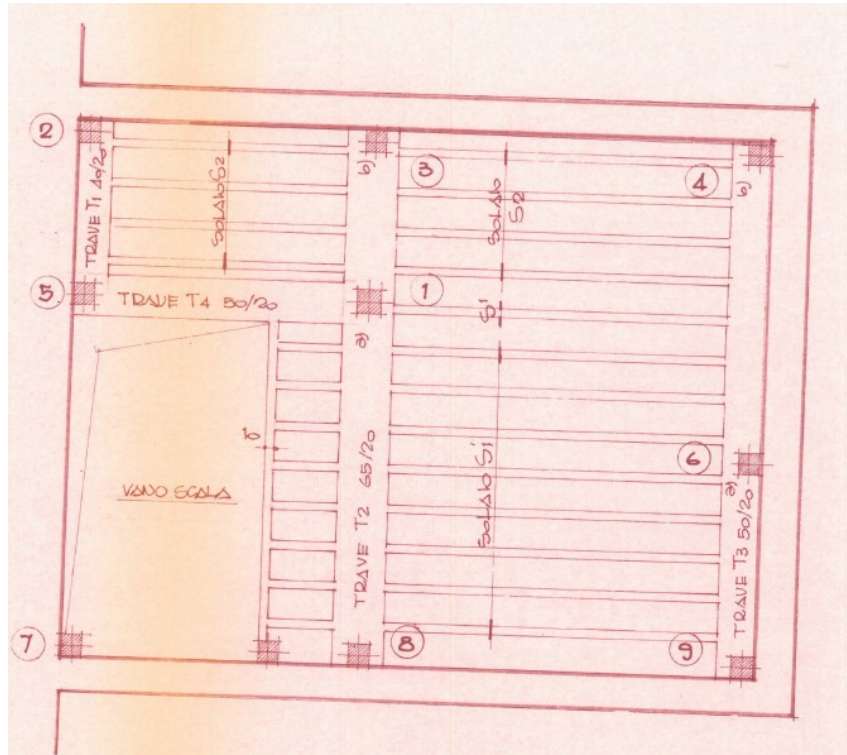
I risultati mostrano che le verifiche possono ritenersi superate.

Corpo C: travetti 1° solaio

Si espone la verifica per i travetti di solaio gettati in opera relativi al solaio di calpestio.

Travetto S2 (v. prog. originale - Tav. 1) - altezza 16+4 cm

Rapporto luce / spessore: 1/21 circa



Determinazione del momento resistente a S.L.U.

Le schermate seguenti riportano la determinazione della resistenza ultima a flessione del travetto, con l'armatura indicata in progetto, nelle sezioni più rilevanti.

La resistenza è stata determinata con l'ausilio del software VcaSLU.

Sezione di estremità:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travetto S2_est

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	4
2	10	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.57	2
2	0.79	18

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali
 Vigone_Fe VigoneC_L
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 356.8 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 12.52
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.784 ‰ σ_{c,adm} 6.775
 σ_{s,adm} 160 N/mm² τ_{co} 0.4413
 τ_{c1} 1.489

M_{xRd} -9.169 kN m
 σ_c -12.52 N/mm²
 σ_s 356.8 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 15.37 ‰
 d 18 cm
 x 3.338 x/d 0.1854
 δ 0.7

A_{inf} = 1φ10mm; A_{sup} = 2φ10mm

Sezione di mezzera:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travetto S2_mezzera

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	4
2	10	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	2
2	1.57	18

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali
 Vigone_Fe VigoneC_L
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 356.8 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 12.52
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.784 ‰ σ_{c,adm} 6.775
 σ_{s,adm} 160 N/mm² τ_{co} 0.4413
 τ_{c1} 1.489

M_{xRd} 9.824 kN m
 σ_c -12.52 N/mm²
 σ_s 356.8 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 53.81 ‰
 d 18 cm
 x 1.099 x/d 0.06107
 δ 0.7

A_{inf} = 2φ10mm; A_{sup} = 0;

Sezione di appoggio intermedio:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input panels. The 'Tipo Sezione' panel shows 'a T' selected. The 'Sollecitazioni' panel shows zero values for normal and moment loads. The 'Materiali' panel lists properties for 'Vigone_Fe' and 'VigoneC_L'. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'S.L.U.+' selected. The 'Tipo flessione' panel shows 'Retta' selected. The 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato' panel shows a moment of $M_{xRd} = -9.169$ kNm. The 'Col. modello' panel shows $L_0 = 0$ cm. A diagram on the right shows a T-section with a vertical axis and a horizontal axis.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	4	1	1.57	2
2	10	16	2	0.79	18

Material	Property	Value	Unit	
Vigone_Fe	ϵ_{su}	67.5	%	
	f_{yd}	356.8	N/mm²	
	E_s	200'000	N/mm²	
	ϵ_s/E_c	15	%	
	ϵ_{syd}	1.784	%	
	$\sigma_{s,adm}$	160	N/mm²	
	VigoneC_L	ϵ_{c2}	2	%
		ϵ_{cu}	3.5	%
		f_{cd}	12.52	N/mm²
		f_{cc}/f_{cd}	0.8	

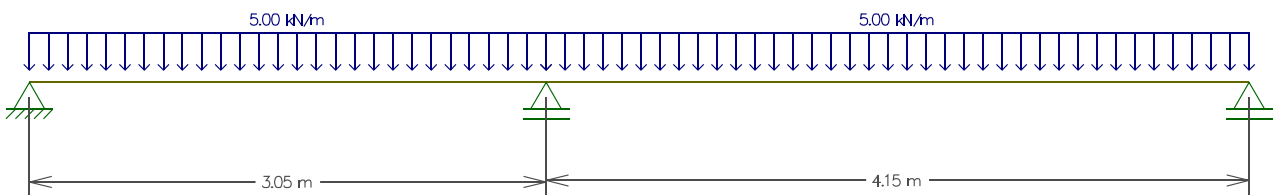
$$A_{inf} = 1\phi 10mm; \quad A_{sup} = 2\phi 10mm;$$

Determinazione delle sollecitazioni a S.L.U. e verifica

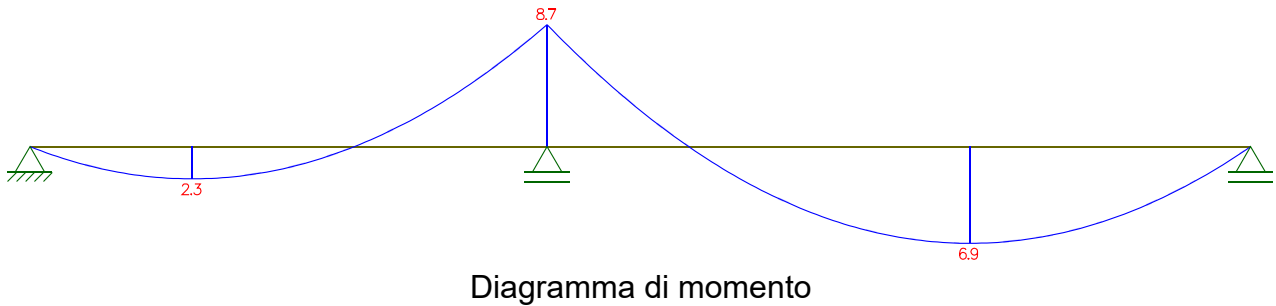
Combinazione di carico a S.L.U.:

$$w_{SLU} = 2.50 \cdot 0.5 \cdot 1.3 + 1.50 \cdot 0.5 \cdot 1.5 + 3.00 \cdot 0.5 \cdot 1.5 = 5.00 \text{ kN/m}$$

Con l'ausilio del software Ftool, si considera lo schema statico "limite" (appoggi) e il caso di carico variabile costante su tutte le campate, al fine di ottenere il diagramma delle sollecitazioni da utilizzarsi per le verifiche di resistenza.



Schema statico



Dal diagramma delle sollecitazioni ottenuto per i travetti del solaio, si ricavano i seguenti valori:

$M_{sd,max,SLU, A} = 0.00 \text{ kNm};$	$M_{Rd,SLU, A} = -9.17 \text{ kNm}$	\rightarrow	$ M_{sd,max,SLU, A} < M_{Rd,SLU, A} $	SI
$M_{sd,max,SLU, B} = -8.70 \text{ kNm};$	$M_{Rd,SLU, B} = -9.17 \text{ kNm}$	\rightarrow	$ M_{sd,max,SLU, B} < M_{Rd,SLU, B} $	SI
$M_{sd,max,SLU, C} = 6.90 \text{ kNm};$	$M_{Rd,SLU, C} = 9.82 \text{ kNm}$	\rightarrow	$ M_{sd,max,SLU, C} < M_{Rd,SLU, C} $	SI

In cui si sono utilizzate le seguenti notazioni:

A: momento d'estremità campata 1

B: momento di appoggio intermedio campate 1-2

C: momento in mezzera della campata 2

I risultati mostrano che le verifiche possono ritenersi superate.

10.2. Verifiche sismiche allo stato di fatto in combinazione S.L.V.

Analogamente alla combinazione statica, si riportano i risultati in via grafica derivanti dalle analisi in combinazione sismica (SLV) per i meccanismi di PMM e V.

Corpo A

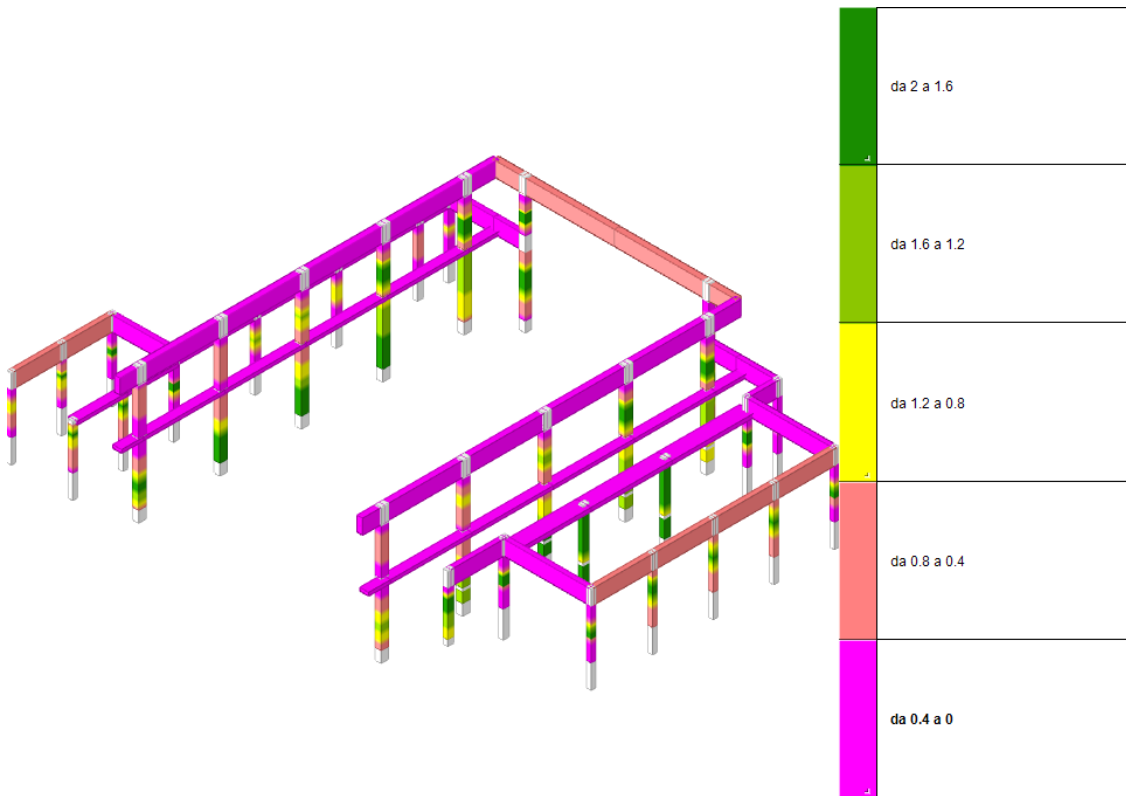


Figura 15 - Risultati PMM per Corpo A allo stato di fatto (SLV)

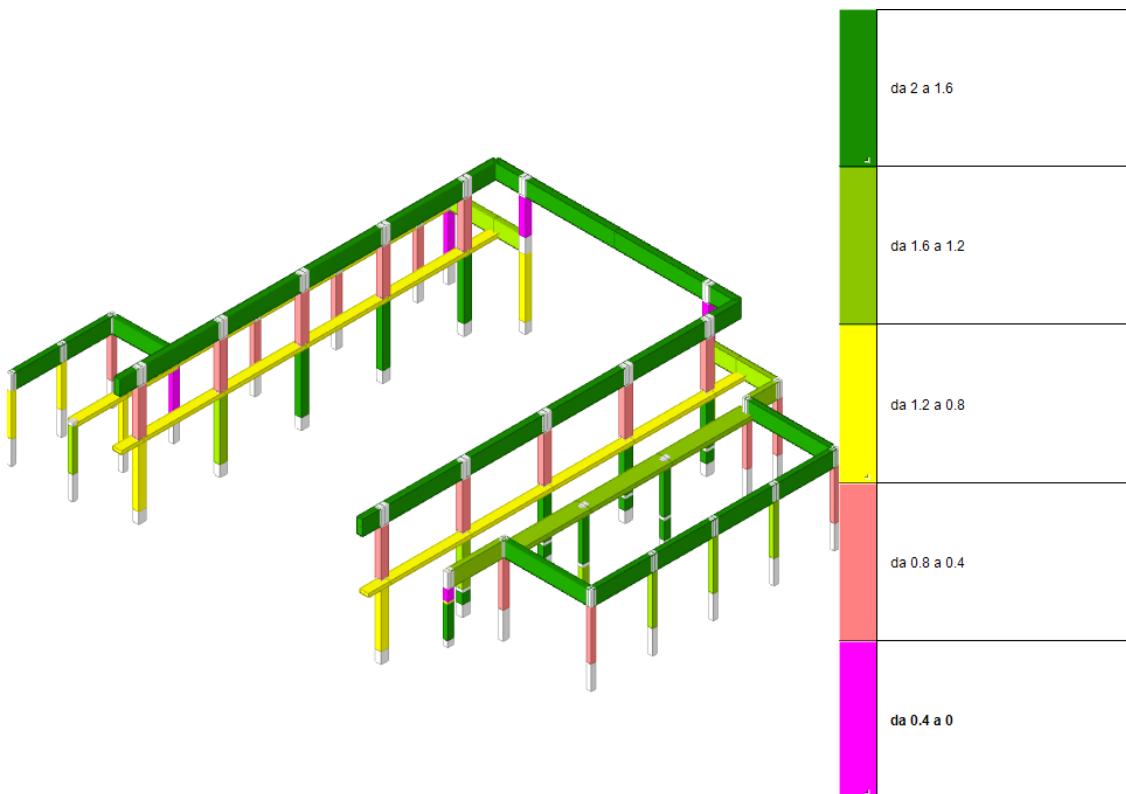


Figura 16 - Risultati V per Corpo A allo stato di fatto (SLV)

Indicatori di rischio sismico

Si riporta nel seguito l'estratto dal software di calcolo Sismicad relativo alla valutazione dei moltiplicatori di collasso sismico.

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV (ag/g_SLV*S*ST) PGA,SLVrif = 0.2
Accelerazione di aggancio SLO (ag/g_SLO*S*ST) PGA,SLOrif = 0.069
Tr,SLVrif = 949 anni
Tr,SLOrif = 60 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.097
Maschio 1 "Quote generiche"
Lunghezza: 3.35; altezza: 4.46; spessore: 0.5; sezione a quota: -2.01
Combinazione SLV 13 N= -190.49 V par.= -55.45 l'= 0.7084 fvd= 163 Vt scorrimento= 57.56 Vt fess. diag.= 0
Tempo di ritorno 6 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.125$
PGA 0.024
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.118$
Fattore di accelerazione $fa = 0.1181$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0
Trave a "Piano 3" P4-P10
Momento flettente gravitazionale -1402.422
Momento flettente sismico 2355.907
Momento ultimo -1253.111
Combinazione SLV 1
Campata 1
Sezione a distanza 2.947
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Rottura di un nodo

Moltiplicatore: 0
Pilastrata P24
Combinazione SLD 1
Sezione a quota 3.17
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 0.317
Maschio 1 "Quote generiche"
Lunghezza: 3.35; altezza: 4.46; spessore: 0.5; sezione a quota: 0.4
Combinazione SLV 13 fd= 1438 Ta= 0.07 Wa= 9 N= -9 M= 2.2028 Mc= 2.2399
Tempo di ritorno 50 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.299$
PGA 0.063
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.315$
Fattore di accelerazione $fa = 0.3149$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 0.701
Combinazione SLO 6
tra Nodo 229 e Nodo 339
Tempo di ritorno 32 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 0.773$
PGA 0.051
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 0.747$

Corpo B

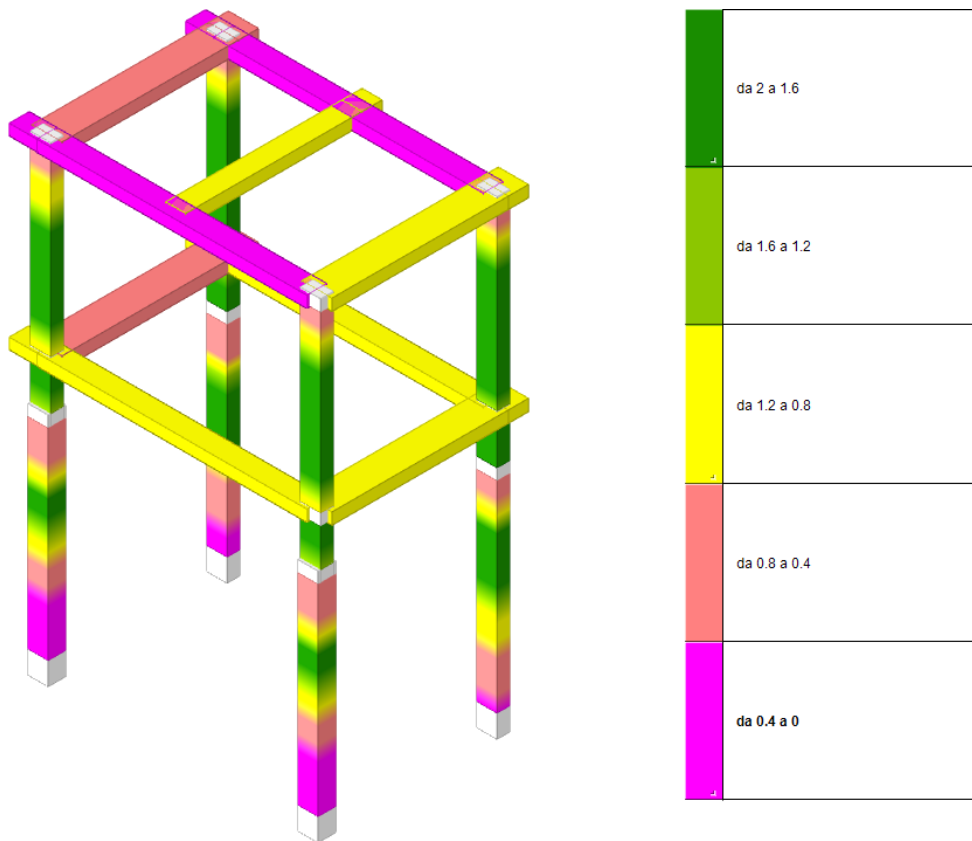


Figura 17 - Risultati PMM per Corpo B allo stato di fatto (SLV)

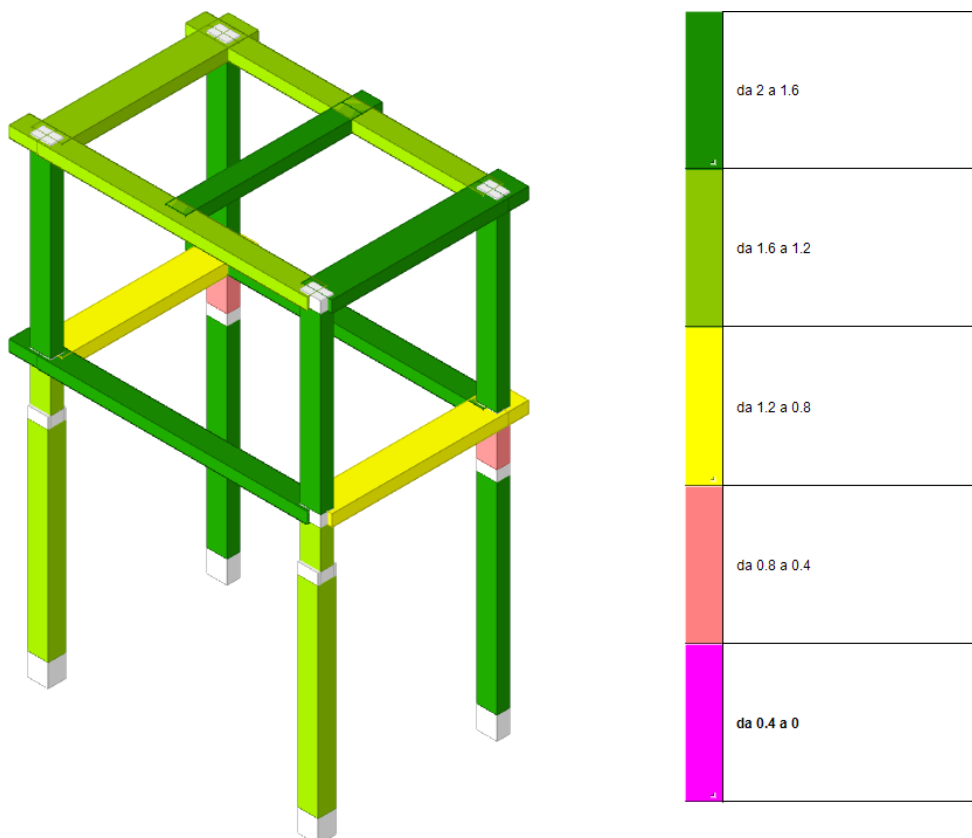


Figura 18 - Risultati V per Corpo B allo stato di fatto (SLV)

Indicatori di rischio sismico

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV (ag/g_SLV*S*ST) PGA,SLVrif = 0.2
Accelerazione di aggancio SLO (ag/g_SLO*S*ST) PGA,SLOrif = 0.069
Tr,SLVrif = 949 anni
Tr,SLOrif = 60 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.097
Maschio 1 "Quote generiche"
Lunghezza: 3.35; altezza: 4.46; spessore: 0.5; sezione a quota: -2.01
Combinazione SLV 13 N= -190.49 V par.= -55.45 l'= 0.7084 fvd= 163 Vt scorrimento= 57.56 Vt fess. diag.= 0
Tempo di ritorno 6 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.125$
PGA 0.024
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.118$
Fattore di accelerazione $fa = 0.1181$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0
Trave a "Piano 3" P4-P10
Momento flettente gravitazionale -1402.422
Momento flettente sismico 2355.907
Momento ultimo -1253.111
Combinazione SLV 1
Campata 1
Sezione a distanza 2.947
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Rottura di un nodo

Moltiplicatore: 0
Pilastrata P24
Combinazione SLD 1
Sezione a quota 3.17
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 0.317
Maschio 1 "Quote generiche"
Lunghezza: 3.35; altezza: 4.46; spessore: 0.5; sezione a quota: 0.4
Combinazione SLV 13 fd= 1438 Ta= 0.07 Wa= 9 N= -9 M= 2.2028 Mc= 2.2399
Tempo di ritorno 50 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.299$
PGA 0.063
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.315$
Fattore di accelerazione $fa = 0.3149$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 0.701
Combinazione SLO 6
tra Nodo 229 e Nodo 339
Tempo di ritorno 32 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 0.773$
PGA 0.051
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 0.747$

Corpo C

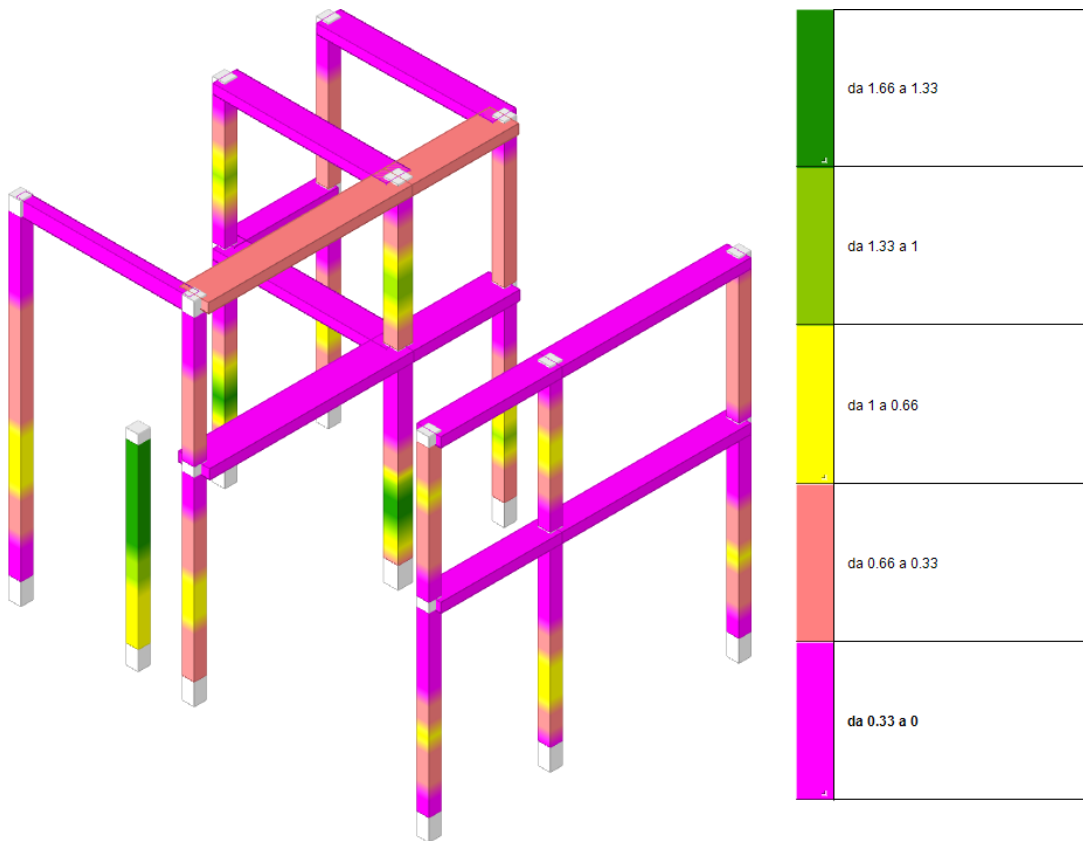


Figura 19 - Risultati PMM per Corpo C allo stato di fatto (SLV)

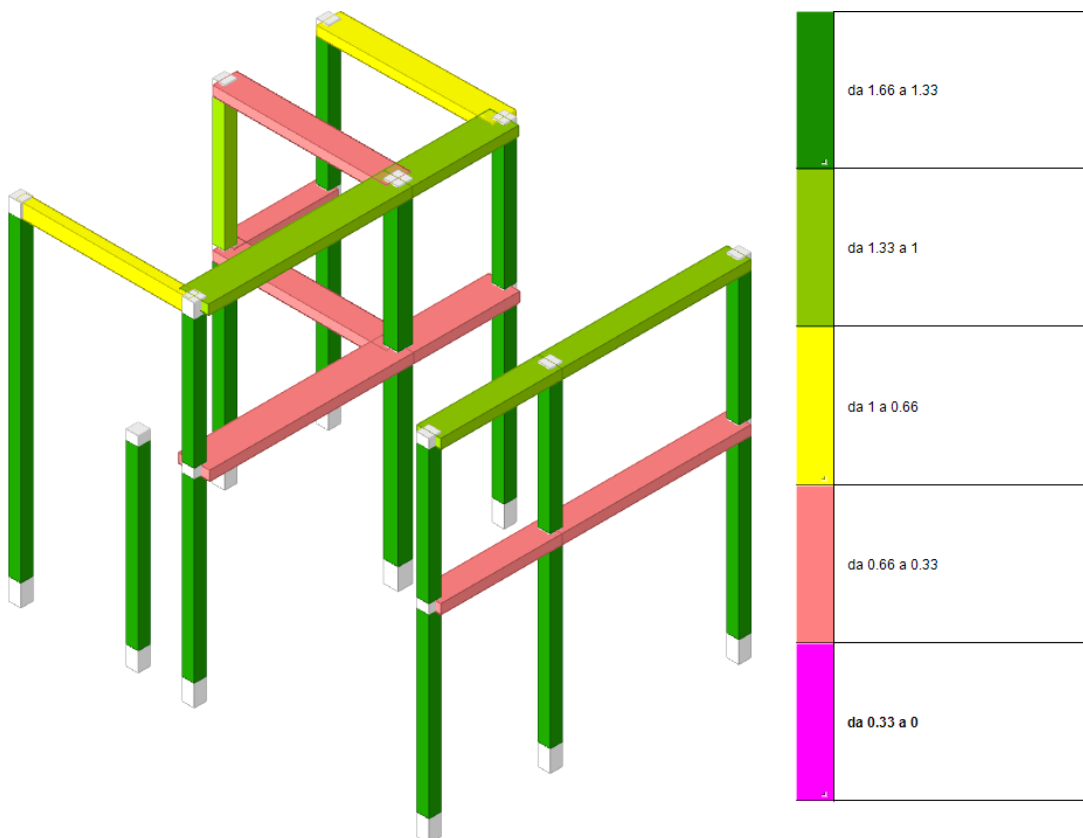


Figura 20 - Risultati V per Corpo C allo stato di fatto (SLV)

Indicatori di rischio sismico

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV (ag/g_SLV*S*ST) PGA,SLVrif = 0.2
Accelerazione di aggancio SLO (ag/g_SLO*S*ST) PGA,SLOrif = 0.069
Tr,SLVrif = 949 anni
Tr,SLOrif = 60 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.222
Trave a "Piano 1" P8-P3
Taglio gravitazionale 27.777
Taglio sismico 103.591
Taglio ultimo 50.817
Combinazione SLV 1
Campata 2
Sezione a distanza 0.371
Tempo di ritorno 35 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.258$
PGA 0.053
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.268$
Fattore di accelerazione $fa = 0.2674$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0
Pilastrata P8
Valori azioni gravitazionali $N= -57.55$ $Mx= -1191.124$ $My= -1251.835$
Valori azioni sismiche $N= 0$ $Mx= 0$ $My= 0$
Momenti ultimi $Mx= -928.155$ $My= -975.463$
Combinazione SLV 1
Sezione a quota 5.6
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Rottura di un nodo

Moltiplicatore: 0
Pilastrata P1
Combinazione SLD 1
Sezione a quota 2.8
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 0.58
Combinazione SLO 12
tra Nodo 11 e Nodo 42
Tempo di ritorno 23 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 0.675$
PGA 0.044
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 0.64$

Corpo D

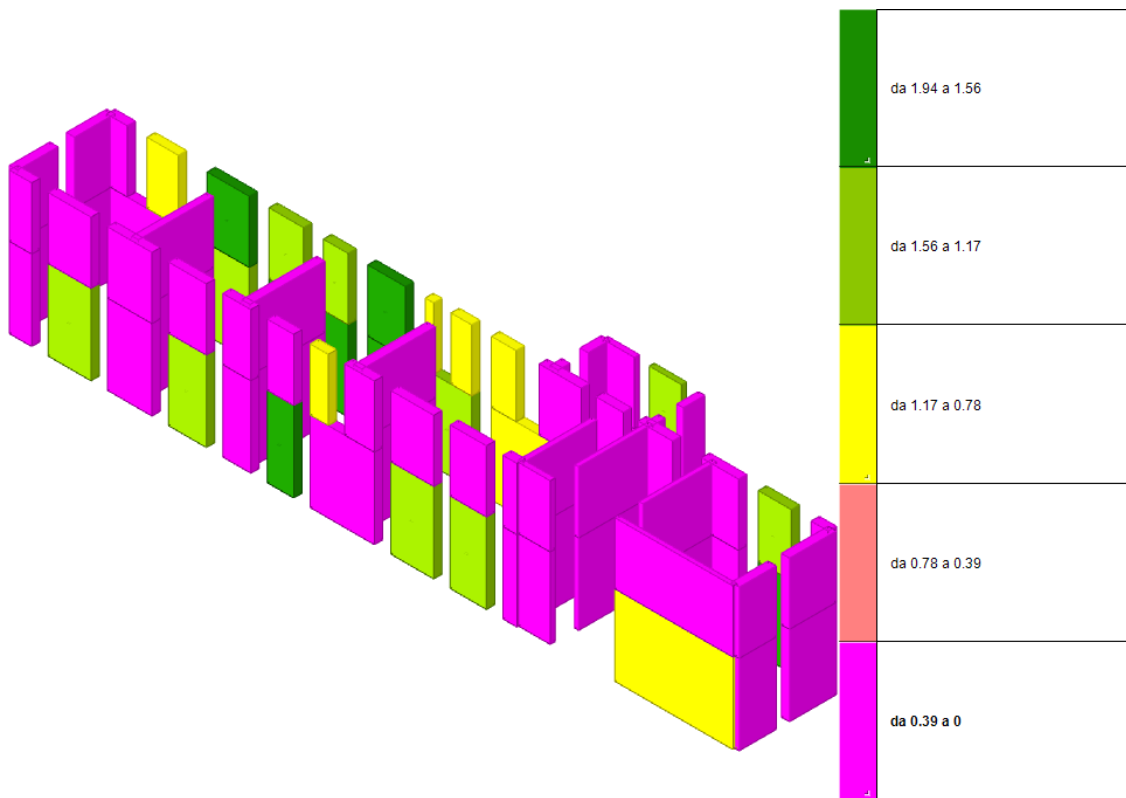


Figura 21 - Risultati PMM per Corpo D allo stato di fatto (SLV)

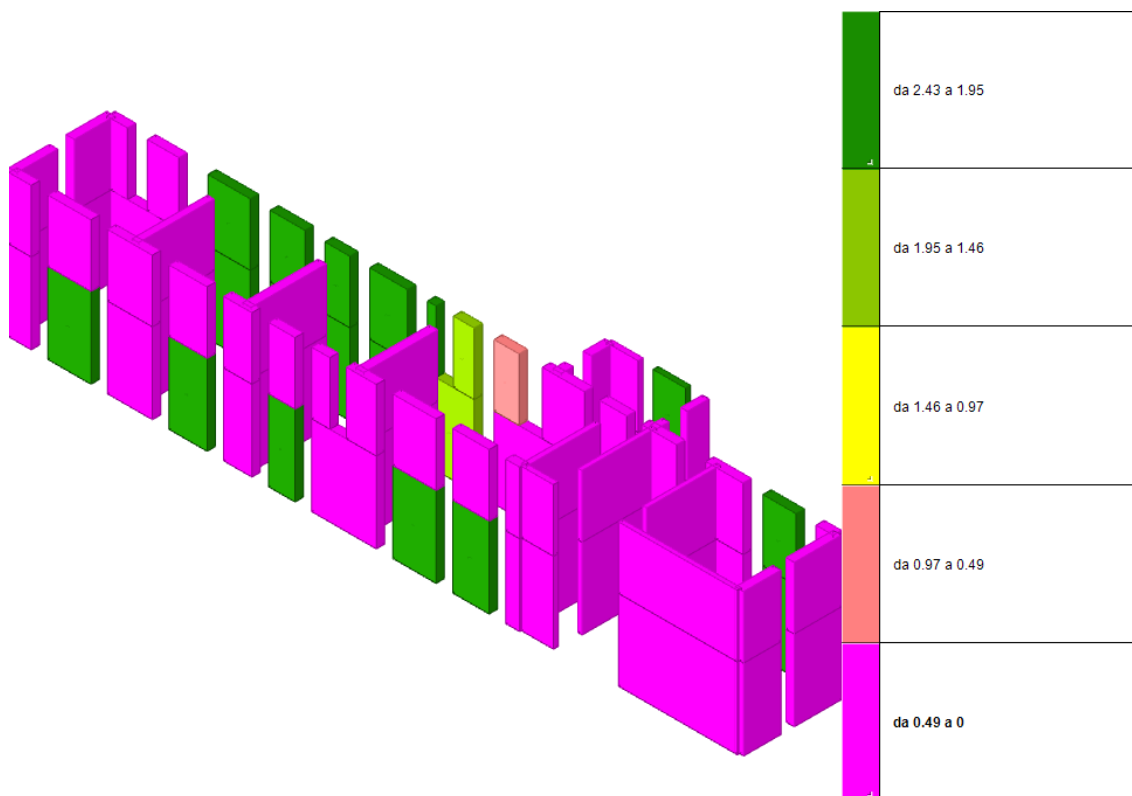


Figura 22 - Risultati V per Corpo D allo stato di fatto (SLV)

Indicatori di rischio sismico

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV (ag/g_SLV*S*ST) PGA,SLVrif = 0.2
Accelerazione di aggancio SLO (ag/g_SLO*S*ST) PGA,SLOrif = 0.069
Tr,SLVrif = 949 anni
Tr,SLOrif = 60 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0
Maschio 2 "Piano 1 - Piano 2"
Lunghezza: 1.925; altezza: 3.49; spessore: 0.3; sezione a quota: 7.365
Combinazione SLV 1 N= -47.26 V par.= -34.73 I'= 0 fvd= 83 Vt scorrimento= 0 Vt fess. diag.= 0
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0
Maschio 2 "Piano 1 - Piano 2"
Lunghezza: 1.925; altezza: 3.49; spessore: 0.3 sezione a quota 7.365
Combinazione SLV 5 N = -47.26 M = 53.8777 $\sigma_0 = 0$ fd = 1438 Mu = 0
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 0.567
Maschio 82 "Quote generiche"
Lunghezza: 1.9; altezza: 4.5; spessore: 0.3; sezione a quota: 1.2
Combinazione SLV 3 fd= 1438 Ta= 0.11 Wa= 5 N= -9.28 M= 1.3665 Mc= 1.3741
Tempo di ritorno 197 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.525$
PGA 0.113
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.568$
Fattore di accelerazione $fa = 0.5676$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 6.258
Combinazione SLO 5
tra Nodo 1130 e Nodo 2007
Tempo di ritorno 2110 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 4.304$
PGA 0.255
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 3.719$

10.3. Verifiche sismiche allo stato di fatto in combinazione S.L.O.

La verifica allo SLO è condotta automaticamente dal software, confrontando lo spostamento d'interpiano con quello limite. Si riportano nel seguito i risultati in formato tabellare estrapolati dal programma, secondo la seguente legenda.

Nodo inferiore: nodo inferiore.

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: coordinate del nodo.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Z: coordinata Z. [m]

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			N.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
1171	10.43	21.415	3.625	2047	7.365	0.000205	SLO 12	0.00033	0.00046	0.00071	0.00113	si
1130	7.3	9.275	3.625	2007	7.365	0.00012	SLO 13	0.00039	0.00003	0.00083	0.00012	si
1132	7.3	10.315	3.625	2009	7.365	0.00012	SLO 13	0.00039	0.00003	0.00083	0.00012	si
1126	4.45	9.275	3.625	2003	7.365	0.00012	SLO 13	0.00039	0.00002	0.00083	0.00011	si
1134	7.3	11.515	3.625	2011	7.365	0.00012	SLO 13	0.00038	0.00003	0.00082	0.00011	si
1122	1.4	9.275	3.625	1999	7.365	0.00012	SLO 13	0.00039	0.00001	0.00082	0.00011	si
1130	7.3	9.275	3.625	2007	7.365	0.00012	SLO 14	0.00039	0.00003	0.00083	0.00012	si
1132	7.3	10.315	3.625	2009	7.365	0.00012	SLO 14	0.00039	0.00003	0.00083	0.00012	si
1126	4.45	9.275	3.625	2003	7.365	0.00012	SLO 14	0.00039	0.00002	0.00083	0.00011	si
1134	7.3	11.515	3.625	2011	7.365	0.00012	SLO 14	0.00038	0.00003	0.00082	0.00011	si
1122	1.4	9.275	3.625	1999	7.365	0.00012	SLO 14	0.00039	0.00001	0.00082	0.00011	si
1130	7.3	9.275	3.625	2007	7.365	0.000203	SLO 15	0.00054	0.00031	0.00117	0.00072	si
1132	7.3	10.315	3.625	2009	7.365	0.000201	SLO 15	0.00053	0.00031	0.00116	0.00072	si
1134	7.3	11.515	3.625	2011	7.365	0.000199	SLO 15	0.00053	0.00031	0.00115	0.00072	si
1126	4.45	9.275	3.625	2003	7.365	0.000199	SLO 15	0.00054	0.00029	0.00117	0.00068	si
1125	3.65	9.275	3.625	2002	7.365	0.000198	SLO 15	0.00054	0.00028	0.00117	0.00067	si
1130	7.3	9.275	3.625	2007	7.365	0.000203	SLO 16	0.00054	0.00031	0.00117	0.00072	si
1132	7.3	10.315	3.625	2009	7.365	0.000201	SLO 16	0.00053	0.00031	0.00116	0.00072	si
1134	7.3	11.515	3.625	2011	7.365	0.000199	SLO 16	0.00053	0.00031	0.00115	0.00072	si
1126	4.45	9.275	3.625	2003	7.365	0.000199	SLO 16	0.00054	0.00029	0.00117	0.00068	si
1125	3.65	9.275	3.625	2002	7.365	0.000198	SLO 16	0.00054	0.00028	0.00117	0.00067	si

11. Analisi degli spostamenti a SLV tra i corpi di fabbrica e scelte sui giunti

Si riporta la valutazione degli spostamenti massimi a SLV, calcolati secondo la formulazione proposta al par. 7.3.3.3 delle NTC, per le unità strutturali mutuamente confrontanti, al fine di stimare la larghezza minima del giunto necessaria alla completa separazione strutturale e valutare di conseguenza la necessità di adeguare la situazione riscontrata. La valutazione è eseguita allo stato di progetto, includendo dunque il contributo irrigidente dei setti antisismici.

Si confronta la somma degli spostamenti calcolati per due nodi adiacenti, ciascuno appartenente ad uno dei due corpi strutturali a cavallo del giunto, con l'ampiezza del giunto di dilatazione allo stato di fatto.

Giunto tra Corpo A e Corpo B:

Si confronta la somma degli spostamenti calcolati per due nodi adiacenti che mostrano maggiore spostamento, a livello del primo solaio, ciascuno appartenente ad uno dei due corpi strutturali a cavallo del giunto, con l'ampiezza del giunto di dilatazione, assunta secondo i riscontri della campagna d'indagine.

	Livello	$u_{1,q}$	$u_{2,q}$	$u_{x,q}$	$u_{y,q}$	$U_{xtot,q}$	$U_{ytot,q}$	Giunto esistente	Verifica
	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]
Corpo A	1° solaio	0.33	0.72	0.33	0.72	2.52	2.92	3	SI
Corpo B	1° solaio	2.19	2.21	2.19	2.21				

dove $U_{tot,q}$ corrisponde al valore U_{tot} moltiplicato per il fattore di comportamento q adottato nelle analisi (pari ad 1.5).

Con questa procedura quindi, che tiene in conto le ipotesi fatte sul modello, la somma degli spostamenti massimi attesi è pari a **2.52** cm circa a livello del primo solaio in direzione X, a fronte di un giunto strutturale esistente stimato in **3** cm circa; in direzione Y, invece, la somma degli spostamenti massimi attesi è pari a **2.92** cm circa, sempre inferiore alla dimensione del giunto esistente.

Da quanto precedentemente specificato, si può quindi concludere che il giunto tecnico sia generalmente **adeguato** in caso di sisma, allo **stato di progetto**.

Giunto tra Corpo A e Corpo D:

In analogia a quanto visto in precedenza, per il primo livello dei corpi in esame si ha:

	Livello	$u_{1,q}$	$u_{2,q}$	$u_{x,q}$	$U_{xtot,q}$	Giunto esistente	Verifica
	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]
Corpo A	1° solaio	0.27	0.41	0.27	2.37	2	NO
Corpo D	1° solaio	2.10	0.90	2.10			

	Livello	$u_{1,q}$	$u_{2,q}$	$u_{x,q}$	$U_{xtot,q}$	Giunto esistente	Verifica
	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]
Corpo A	Copertura	0.98	1.65	0.98	1.73	2	SI
Corpo D	Sottotetto	0.75	0.90	0.75			

dove $U_{tot,q}$ corrisponde al valore U_{tot} moltiplicato per il fattore di comportamento q adottato nelle analisi (pari ad **1.5**).

In questo caso, quindi, la somma degli spostamenti massimi attesi è pari a **2.37** cm circa a livello del primo solaio, a fronte di un giunto strutturale esistente stimato in **2** cm circa; a livello della copertura, invece, la somma degli spostamenti massimi attesi è pari a **1.73** cm circa, inferiore alla dimensione del giunto esistente.

Da quanto precedentemente specificato, considerata inoltre l'esigua differenza tra spostamenti attesi e dimensioni del giunto esistente, si può quindi concludere che il giunto tecnico sia generalmente **adeguato** in caso di sisma, allo **stato di progetto**.

Tuttavia, visto che da progetto originale la porzione di solaio all'ingresso della palestra risulta in appoggio sulla muratura esistente del corpo D, è previsto in progetto la realizzazione di

un portale in c.a. a sostegno del solaio (che viene tagliato per creare il giunto tecnico attualmente inesistente).

Giunto tra Corpo C e Corpo D:

Per il giunto esistente tra i corpi C e D, gli spostamenti massimi ottenuti a livello del primo solaio e del solaio di sottotetto sono i seguenti:

	Livello	$u_{1,q}$	$u_{2,q}$	$u_{x,q}$	$U_{ytot,q}$	Giunto esistente	Verifica
	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]
Corpo C	1° Solaio	3.00	0.95	3.00	1.10	2	SI
Corpo D	1° Solaio	0.15	0.15	0.15			

	Livello	$u_{1,q}$	$u_{2,q}$	$u_{y,q}$	$U_{ytot,q}$	Giunto esistente	Verifica
	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]
Corpo C	Sottotetto	1.41	1.49	1.49	1.79	2	SI
Corpo D	Sottotetto	0.60	0.30	0.30			

In questo caso, quindi, la somma degli spostamenti massimi attesi è pari a 1.10 cm circa a livello del primo solaio, a fronte di un giunto strutturale esistente stimato in 2 cm circa; a livello del sottotetto, invece, la somma degli spostamenti massimi attesi è pari a 1.79 cm circa, a fronte di un giunto tecnico esistente stimato in 2 cm circa.

Da quanto precedentemente specificato, si può quindi concludere che il giunto tecnico sia generalmente **adeguato** in caso di sisma, allo **stato di progetto**.

Giunto tra Corpo D e nuova struttura interna:

Infine, per il dimensionamento del giunto tra la nuova struttura in c.a. e acciaio interna al Corpo D, gli spostamenti massimi ottenuti dai modelli di calcolo sono i seguenti:

	Livello	$u_{1,q}$	$u_{2,q}$	$u_{x,q}$	$U_{xtot,q}$	Giunto esistente	Verifica
	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]
Corpo D	1° Solaio	3.45	0.15	3.45	7.65	8	SI
Corpo D - Nuova str	1° Solaio	4.20	3.45	4.20			

Da cui si evince che l'ampiezza minima del giunto strutturale dovrà essere pari a 8.0 cm circa.

12. Verifica dei pilastri antisismici Corpo D

Per ottenere un irrigidimento della struttura finalizzata al contenimento degli spostamenti in combinazione sismica, per il Corpo D (in muratura) è previsto l'inserimento di n. 2 pilastri esterni di dimensioni 40x80, rastremati in sommità. I pilastri in c.a. previsti in progetto sono disposti nelle posizioni indicate nelle tavole grafiche e consentono di assorbire una quota parte dell'azione sismica nella porzione di struttura "svuotata" internamente.

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle sollecitazioni di pressoflessione e a taglio, in combinazione sismica direttamente mediante il programma di calcolo SismiCad.

Si riportano nel seguito le verifiche relative ai nuovi plinti di fondazione; per le verifiche dei nuovi pilastri in c.a. si rimanda invece ai tabulati di verifica della nuova struttura contenuti nell'[Allegato C](#).

12.1. Verifica plinti dei nuovi pilastri in c.a. Corpo D

Si riportano nel prosieguo le verifiche delle nuove fondazioni in c.a., costituite da plinti 220x480x80cm, estrapolate dal programma di calcolo.

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo: C32/40; Resistenza cubica caratteristica Rck: 40000
 Calcestruzzo per magrone: Magrone; Resistenza cubica caratteristica Rck: 100
 Acciaio per armatura: B450C; Fyk: 450000

Caratteristiche geometriche

Suola: dimensione x: 4.8; dimensione y: 2.2; spessore: 0.8
 Eccentricità x: 2; eccentricità y: 0
Magrone: sbordo: 0.3; spessore: 0.2; materiale: Magrone
Pilastro rettangolare: dimensione x: 0.8; dimensione y: 0.4
Copriferro: suola: 0.075

Pressioni raggiunte sul terreno

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
 Coefficiente di sicurezza minimo 1.09

Comb.	σt max	σt min	σt verifica	Verifica
SLU 34	0	-120	-130	Si
SLU 31	0	-120	-130	Si
SLU 33	0	-119	-130	Si
SLU 30	0	-119	-130	Si
SLU 36	0	-118	-130	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
 Coefficiente di sicurezza minimo 1.12

Comb.	σt max	σt min	σt verifica	Verifica
SLV 14	0	-117	-130	Si
SLV 13	0	-117	-130	Si
SLV 16	0	-113	-130	Si
SLV 15	0	-113	-130	Si
SLV 9	0	-103	-130	Si

Verifiche a ribaltamento

Famiglia "Equilibrio", Famiglia "Limite ultimo", Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
 Coefficiente di sicurezza minimo 1.28

Comb.	Asse di rotazione					yR	Mrib	Mstb	c.s.	Verifica
	x1	y1	x2	y2						
SLV 16	2.4	-1.1	2.4	1.1	1.15	401.8426	514.2313	1.28	Si	
SLV 15	2.4	-1.1	2.4	1.1	1.15	401.8426	514.2313	1.28	Si	
SLV 14	2.4	-1.1	2.4	1.1	1.15	387.7891	515.0993	1.33	Si	
SLV 13	2.4	-1.1	2.4	1.1	1.15	387.7891	515.0993	1.33	Si	
SLV 15	2.4	-1.1	2.4	1.1	1	401.8426	591.366	1.47	Si	

Verifiche geotecniche di scorrimento e capacità portante

Impronta al suolo: 5.4x2.8

Terreno laterale di approfondimento piano posa: Vigone_Sabbie fini limose

Spessore terreno laterale: 0.8

Moltiplicatore resistenza passiva per verifica scorrimento: 0

Coefficiente di attrito Cls-Magrone per verifica scorrimento: 0.7

Caratteristiche del terreno a contatto con il piano di posa della fondazione

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Vigone Riporto	15	15	24	16	0	0	1

Caratteristiche del terreno di progetto per la capacità portante della fondazione

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Suolo medio nel bulbo di influenza	16.1	16.1	25	16	0	0	1

Caratteristiche del terreno laterale di approfondimento della fondazione

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Vigone_Sabbie fini limose	17	17	25	17	0	0	0

Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 9.48

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 18	45.01	-670.58	35	0	1.1	426.73	45.01	9.48	Si
SLU 17	43.48	-658.03	35	0	1.1	418.75	43.48	9.63	Si
SLU 16	44.82	-682.25	35	0	1.1	434.16	44.82	9.69	Si
SLU 15	44.39	-678.55	35	0	1.1	431.8	44.39	9.73	Si
SLU 14	42.86	-665.99	35	0	1.1	423.81	42.86	9.89	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 3.58

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 1	130.15	-731.96	35	0	1.1	465.79	130.15	3.58	Si
SLV 2	130.15	-731.96	35	0	1.1	465.79	130.15	3.58	Si
SLV 13	94.22	-562.53	35	0	1.1	357.97	94.22	3.8	Si
SLV 14	94.22	-562.53	35	0	1.1	357.97	94.22	3.8	Si
SLV 15	91.05	-560.03	35	0	1.1	356.38	91.05	3.91	Si

Verifica di scorrimento

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 3.88

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 18	45.01	-670.58	LT	0	16	0	1.1	174.81	45.01	3.88	Si
SLU 17	43.48	-658.03	LT	0	16	0	1.1	171.53	43.48	3.94	Si
SLU 16	44.82	-682.25	LT	0	16	0	1.1	177.85	44.82	3.97	Si
SLU 15	44.39	-678.55	LT	0	16	0	1.1	176.88	44.39	3.98	Si
SLU 14	42.86	-665.99	LT	0	16	0	1.1	173.61	42.86	4.05	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 1.47

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 1	130.15	-731.96	LT	0	16	0	1.1	190.81	130.15	1.47	Si
SLV 2	130.15	-731.96	LT	0	16	0	1.1	190.81	130.15	1.47	Si
SLV 13	94.22	-562.53	LT	0	16	0	1.1	146.64	94.22	1.56	Si
SLV 14	94.22	-562.53	LT	0	16	0	1.1	146.64	94.22	1.56	Si
SLV 15	91.05	-560.03	LT	0	16	0	1.1	145.99	91.05	1.6	Si

Verifica di capacità portante

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 1.76

Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLU 34	-10.44	-53.18	-869.54	60.7265	732.5208	2.66	3.72	LT	0	25	16.1	17	0	2.3	1531.31	869.54	1.76		Si

Adeguamento sismico della Scuola secondaria di I grado (escluso il blocco aule e palestra) di Vigone (TO)

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovi	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLU 33	-10.12	-52.81	-	60.3231	726.9035	2.66	3.72	LT	0	25	16.1	17	0	2.3	1534.59	865.84	1.77		Si
SLU 31	-8.49	-49.49	-	55.3005	738.2479	2.67	3.7	LT	0	25	16.1	17	0	2.3	1548.13	867.47	1.78		Si
SLU 36	-10.38	-53.4	-	61.4877	710.0053	2.66	3.74	LT	0	25	16.1	17	0	2.3	1536.82	857.87	1.79		Si
SLU 30	-8.17	-49.12	-	54.897	732.6306	2.67	3.7	LT	0	25	16.1	17	0	2.3	1551.51	863.76	1.8		Si

Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo"

N			S			D			I			G			P			E			
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg	
10.2	20.1	10.2	1.33	1.36	0.71	1.11	1.14	1	0.9	0.89	0.85	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.2	20.1	10.2	1.33	1.36	0.71	1.11	1.14	1	0.9	0.89	0.85	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.2	20.1	10.2	1.33	1.37	0.71	1.11	1.14	1	0.91	0.9	0.86	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.2	20.1	10.2	1.32	1.36	0.72	1.11	1.14	1	0.9	0.89	0.84	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.2	20.1	10.2	1.33	1.37	0.71	1.11	1.14	1	0.91	0.9	0.86	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 1.36

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovi	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLV 14	89.88	-28.29	-	35.2686	829.309	2.45	2.67	LT	0	25	16.1	17	0.06	2.3	763.65	562.53	1.36		Si
SLV 13	89.88	-28.29	-	35.2686	829.309	2.45	2.67	LT	0	25	16.1	17	0.06	2.3	763.65	562.53	1.36		Si
SLV 16	90.92	4.95	-	-8.822	838.5801	2.41	2.77	LT	0	25	16.1	17	0.06	2.3	775.27	560.03	1.38		Si
SLV 15	90.92	4.95	-	-8.822	838.5801	2.41	2.77	LT	0	25	16.1	17	0.06	2.3	775.27	560.03	1.38		Si
SLV 10	21.23	-85.12	-	107.1658	605.2449	2.46	3.46	LT	0	25	16.1	17	0.06	2.3	1031.96	624.74	1.65		Si

Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo sismico"

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
10.2	20.1	10.2	1.42	1.46	0.63	1.11	1.14	1	0.76	0.73	0.63	1	1	1	1	1	1	0.95	0.98	0.95
10.2	20.1	10.2	1.42	1.46	0.63	1.11	1.14	1	0.76	0.73	0.63	1	1	1	1	1	1	0.95	0.98	0.95
10.2	20.1	10.2	1.4	1.44	0.65	1.11	1.14	1	0.76	0.74	0.64	1	1	1	1	1	1	0.95	0.98	0.95
10.2	20.1	10.2	1.4	1.44	0.65	1.11	1.14	1	0.76	0.74	0.64	1	1	1	1	1	1	0.95	0.98	0.95
10.2	20.1	10.2	1.32	1.36	0.72	1.11	1.14	1	0.79	0.76	0.68	1	1	1	1	1	1	0.95	0.98	0.95

Verifiche della suola

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro

Non sono state richieste le verifiche a taglio della suola.

Armatura inferiore in direzione X 10 diam. 20 mm Armatura superiore in direzione X 20 diam. 20 mm

Armatura inferiore in direzione Y 10 diam. 20 mm Armatura superiore in direzione Y 20 diam. 20 mm

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 9.51

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y-	filo pil.	SLU 34	95.1804	905.3754	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 33	94.3758	905.3754	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 36	93.3077	905.3754	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 31	93.0372	905.3754	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 30	92.2327	905.3754	Si

Famiglia "Esercizio rara"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite: σ lim. 19920 σ lim. 360000

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 146.48

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σ C	σ F	Verifica
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 7	71.5935	No	-136	619	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 6	71.0571	No	-135	615	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 9	70.3447	No	-134	609	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 4	70.1654	No	-133	607	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 3	69.6291	No	-132	602	Si

Famiglia "Esercizio frequente"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.0004

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	wd	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLE FR 2	43.3638	No	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE FR 1	42.8704	No	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE FR 4	42.0163	No	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE FR 3	42.6316	No	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE FR 2	-1.6804	No	0	Si

Famiglia "Esercizio quasi permanente"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite: σ lim. 14940 w lim. 0.0003

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 122.62

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σC	wd	Verifica
norm.Y-	filo pil.	SLE QP 2	67.6662	No	-122	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE QP 1	66.4427	No	-120	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE QP 1	42.8704	No	-77	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE QP 2	42.1381	No	-76	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE QP 1	-2.3343	No	-9	0	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 1.98

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.X-	filo pil.	SLV 1	412.2264	815.962	Si
norm.X-	filo pil.	SLV 2	412.2264	815.962	Si
norm.X-	filo pil.	SLV 4	399.676	815.962	Si
norm.X-	filo pil.	SLV 3	399.676	815.962	Si
norm.X-	filo pil.	SLV 16	-339.3319	-1596.8402	Si

Verifiche a punzonamento

Famiglia "Limite ultimo"

Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)

Coefficiente di sicurezza minimo 7.21

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLU 31	pilastro	0.705	2	Si	-481.86	1.65	6.4	45.63	522	3763	Si
SLU 30	pilastro	0.705	2	Si	-477.21	1.66	6.4	45.31	519	3763	Si
SLU 34	pilastro	0.705	2	Si	-487.35	1.61	6.4	45.45	515	3763	Si
SLU 33	pilastro	0.705	2	Si	-482.7	1.62	6.4	45.13	512	3763	Si
SLU 22	pilastro	0.705	2	Si	-463.39	1.68	6.4	44.45	510	3763	Si

Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 1.382 dal pilastro

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	2.4	1.1	2	0.218	1.1	3	0.218	-0.2	4	0.245	-0.47	5	0.323	-0.729
7	0.56	-1.1	8	2.4	-1.1								0.451	-0.968

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)

Coefficiente di sicurezza minimo 3.48

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLV 1	pilastro	0.705	2	Si	-621.88	2.53	6.4	25.73	1082	3763	Si
SLV 2	pilastro	0.705	2	Si	-621.88	2.53	6.4	25.73	1082	3763	Si
SLV 4	pilastro	0.705	2	Si	-596.86	2.38	6.4	25.94	976	3763	Si
SLV 3	pilastro	0.705	2	Si	-596.86	2.38	6.4	25.94	976	3763	Si
SLV 15	pilastro	0.705	2	Si	-70.26	102.42	6.4	64.17	907	3763	Si

Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 1.382 dal pilastro

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	0.218	-1.1	2	2.4	-1.1	3	2.4	1.1	4	0.56	1.1	5	0.451	0.968
7	0.245	0.47	8	0.218	0.2								0.323	0.729

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Comb.: combinazione.

σt max: massimo valore della pressione di compressione. [kN/m²]

σt min: minimo valore della pressione di compressione. [kN/m²]

σt verifica: valore di confronto della pressione di compressione. [kN/m²]

Verifica: stato di verifica.

Asse di rotazione: asse di rotazione considerato (lato fondazione).

x1: ascissa punto 1. [m]

y1: ordinata punto 1. [m]

x2: ascissa punto 2. [m]

y2: ordinata punto 2. [m]

γR : coefficiente parziale sulla resistenza di progetto.

Mrib: momento ribaltante rispetto all'asse di rotazione. [kN*m]

Mstb: momento stabilizzante rispetto all'asse di rotazione. [kN*m]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Descrizione: descrizione del terreno.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno. [kN/m³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno. [kN/m³]

Angolo Attrito Interno: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo Attrito δ : angolo di attrito all'interfaccia fondazione. [deg]

Coesione Efficace: coesione efficace del terreno. [kN/m²]

Coesione Non Drenata: coesione non drenata del terreno. [kN/m²]

Coeff. Adesione: coefficiente di adesione della coesione.

Azione orizz.: componente orizzontale del carico. [kN]
Azione vert.: componente verticale del carico. [kN]
Attrito: angolo di attrito di progetto. [deg]
Laterale: resistenza passiva laterale unitaria di progetto. [kN/m²]
Rd: resistenza alla traslazione di progetto. [kN]
Ed: azione di progetto. [kN]
Rd/Ed: coefficiente di sicurezza allo scorrimento.
Cond.: resistenza valutata a breve o lungo termine (BT - LT).
Adesione: adesione di progetto. [kN/m²]
Cmb: combinazione.
Fx: componente lungo x del carico. [kN]
Fy: componente lungo y del carico. [kN]
Fz: componente verticale del carico. [kN]
Mx: componente lungo x del momento. [kN*m]
My: componente lungo y del momento. [kN*m]
B': larghezza efficace. [m]
L': lunghezza efficace. [m]
Cnd: condizione valutazione resistenza a breve o lungo termine (BT - LT).
Coes: coesione di progetto. [kN/m²]
Phi: angolo di attrito di progetto. [deg]
Peso: peso specifico del terreno di progetto. [kN/m³]
Ovl: sovraccarico laterale da piano di posa. [kN/m²]
Amax: accelerazione normalizzata massima attesa al suolo.
Rd: resistenza alla rottura del complesso di progetto. [kN]
Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [kN]
Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante.
Note: note di verifica (1 Ipotesi errate, 2 Espulsione coesivo, 3 Inclinazione eccessiva, 4 Eccentricità eccessiva, 5 Carico eccessivo).
N:
Nq: fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico.
Nc: fattore di capacità portante per il termine coesivo.
Ng: fattore di capacità portante per il termine attritivo.
S:
Sq: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico.
Sc: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo.
Sg: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo.
D:
Dq: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico.
Dc: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo.
Dg: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo.
I:
Iq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico.
Ic: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo.
Ig: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attritivo.
G:
Gq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico.
Gc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo.
Gg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attritivo.
P:
Pq: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico.
Pc: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo.
Pg: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo.
E:
Eq: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake) per il termine di sovraccarico.
Ec: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake) per il termine coesivo.
Eg: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake) per il termine attritivo.
Desc.: descrizione.
Tipo sez.: asse o filo pilastro, filo risega.
M: momento flettente. [kN*m]
Mu: momento ultimo. [kN*m]
Fessurata: stato fessurato o non fessurato.
σC: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]
σF: tensione nell'acciaio. [kN/m²]
wd: apertura delle fessure. [m]
Elemento punzonante: elemento punzonante, pilastro o dado/bicchiera.
d: altezza utile. [m]
Perimetro: lunghezza utile del perimetro. [m]
Perim. minim.: perimetro critico con lati non attivi.
N: carico dal pilastro. [kN]
β: coefficiente UNI EN 1992-1-1 (6.38).
Peso cono: peso del cono punzonato e del suolo sovrastante. [kN]
Reazione suolo: reazione del suolo di fondazione. [kN]
VEd,red: tensione tangenziale. [kN/m²]
VRd,max: resistenza in adiacenza al pilastro. [kN/m²]
Elem. punz.: elemento punzonante, pilastro o dado/bicchiera.
Offset: distanza dal bordo pilastro del perimetro critico. [m]
Perim. utile: lunghezza utile del perimetro. [m]
ρ_l: densità di armatura tesa.

VRd : resistenza in assenza di armature a taglio. [kN/m²]
 Asw : area efficace di ferri piegati. [m²]
 VRd,cs : resistenza in presenza di armature a taglio. [kN/m²]
 Vert.: vertice.
 x : coordinata x. [m]
 y : coordinata y. [m]

13. Verifica nuova struttura interna al corpo D

Come già anticipato, per consentire la realizzazione di un'ampia aula magna al piano primo e del laboratorio di scienze al piano terra nel corpo D, si è deciso di costruire una nuova struttura in c.a. e acciaio, interna al Corpo D, previa demolizione dei solai e dei muri di spina della struttura esistente.

La nuova struttura è costituita da una platea di fondazione di altezza $H= 35\text{cm}$, da cui nascono i pilastri circolari ($D = 30\text{cm}$) e rettangolari $40 \times 30\text{cm}$ in c.a., a sostegno delle travi in acciaio costituite da profili HEA 240. I solai sono realizzati mediante una soletta in lamiera grecata collaborante.

Per le verifiche della fondazione e dei pilastri in c.a. si rimanda ai tabulati di calcolo prodotti dal software di calcolo. Si riportano nel seguito la verifica della trave in acciaio e del solaio in lamiera grecata.

Verifica trave in acciaio HEA 240

Dati Geometrici della sezione			
Area sezione	A	76.84	[cm ²]
Momento d'inerzia	J_x	7763.00	[cm ⁴]
Modulo di resistenza	W_x	744.60	[cm ³]
Schema di carico (Combinazione S.L.U.)			
Lunghezza	L	5.10	[m]
Peso proprio e permanenti	G	20.40	[kN/m]
Carico variabile	Q	22.80	[kN/m]
Fascia di carico	i	3.80	[m]
Coefficiente di vincolo a momento			
		8	
Sollecitazioni (Combinazione S.L.U.)			
Momento flettente massimo in campata	M_{Ed}	140.5	[kN·m]
Verifica tensionale (Combinazione S.L.U.)			
Coefficiente di sicurezza per verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05	[-]
Tensione assiale complessiva	$\sigma = M_{Ed}/W_x$	188.6	[N/mm ²]

	$\sigma < f_{yk}/\gamma_{M0} =$	261.9	[N/mm ²]
Verifica di inflessione (Combinazione S.L.E.)			
Peso proprio e permanenti	G	14.82	[kN/m]
Carico variabile	Q	15.20	[kN/m]
Coefficiente di vincolo per deformazioni		5/384	
Spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti	δ_1	0.80	[cm]
Spostamento elastico dovuto ai carichi variabili	δ_2	0.82	[cm]
	$\delta_2 < L/500$	1.02	[cm]
Spostamento elastico totale	$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	1.62	[cm]
	$\delta_{tot} < L/300$	1.70	[cm]

Verifica soletta in c.a. e lamiera grecata collaborante

Il solaio è realizzato mediante una soletta in c.a. e una lamiera grecata collaborante, avente un'altezza complessiva pari a H=14 cm. Si utilizza una lamiera grecata h=75mm spessore 10/10 mentre l'altezza della cappa collaborante in C25/30 è pari a 65mm.

Lamiera grecata con soletta collaborante

f_{ck}	25.0	N/mm ²	
f_{yk}	275	N/mm ³	
γ_c	1.50		
γ_a	1.05		
i	1.00	m	(fascia di carico)
Lc	3.80	m	(luce di calcolo)
km	8		(coefficiente di vincolo a momento)
kv	2		(coefficiente di vincolo a taglio)
Aa	12.47	cm ² /m	(area lamiera)
Ja	128.34	cm ⁴ /m	(inerzia lamiera)
Wa	27.07	cm ³ /m	(modulo elastico lamiera)
ha	75	mm	(altezza lamiera)
t	1.0	mm	(spessore lamiera)
hc	65	mm	(altezza cappa collaborante)
ia	190	mm	(interasse greche)

Il FASE (soletta collaborante)

Q_{sd}	11.16	kN/m
M_{sd}	20.15	kNm
V_{sd}	21.21	kN

Verifica a flessione

$R_c = b h_c 0.85 f_{ck} / \gamma_c$	920.83 kN	(resistenza a compressione soletta)
$R_a = A_a f_y / \gamma_a$	326.60 kN	(resistenza a trazione lamiera)
$x = R_a / R_c * h_c$	23.05 mm	(asse neutro)
$d_p = h_c + h_a / 2$	102.5 mm	(altezza utile)
$M_{pl,Rd} = R_d * (d_p - x / 2)$	29.71 kNm	(momento resistente)

La verifica è soddisfatta.

14. Verifica degli elementi esistenti nella situazione di progetto

14.1. Verifiche in combinazione SLV

Si riportano i risultati sugli elementi esistenti a seguito dell'introduzione, nel modello di calcolo, dei setti antisismici (qualora previsti) e, ove possibile, dei rinforzi in combinazione sismica (SLV), per i meccanismi di PMM e V. Gli elementi con coefficienti di sicurezza inferiori all'unità, per i quali non è stato possibile introdurre il rinforzo direttamente nel modello di calcolo, sono soggetti a rinforzi i cui calcoli di dimensionamento sono riportati nel [Capitolo 16](#).

Corpo A

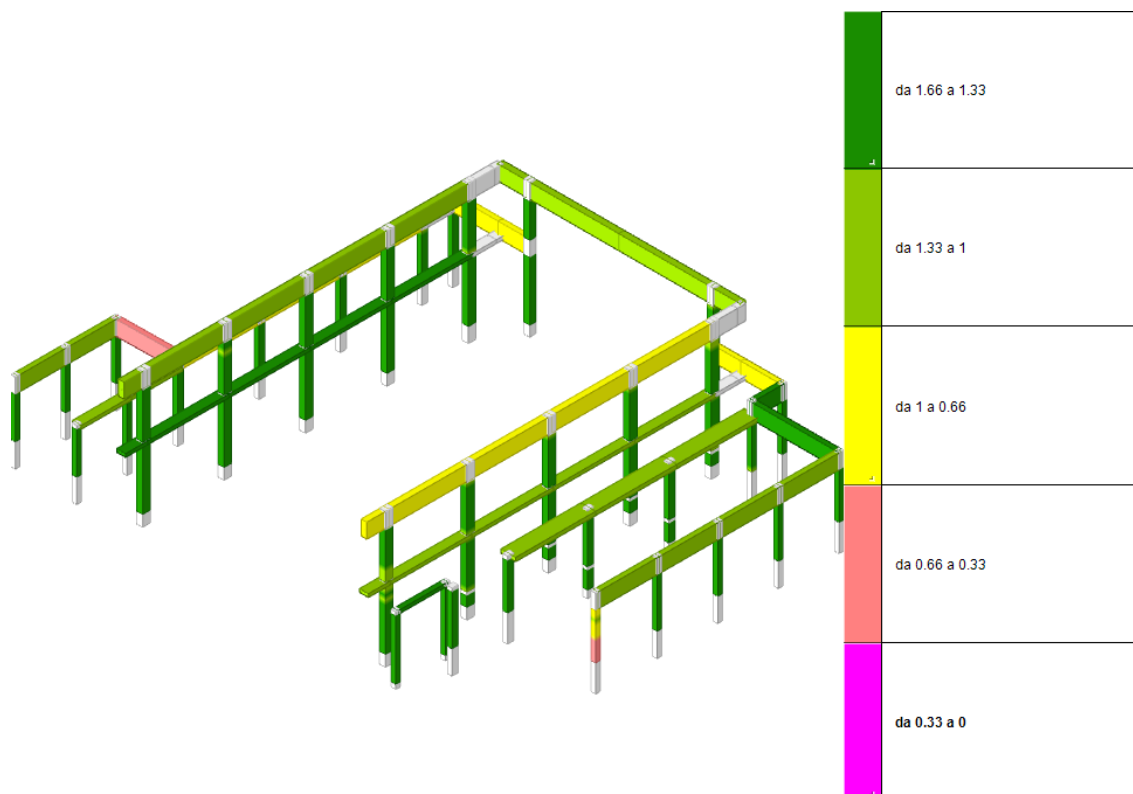


Figura 23 - Risultati PMM per Corpo A allo stato di progetto (SLV)

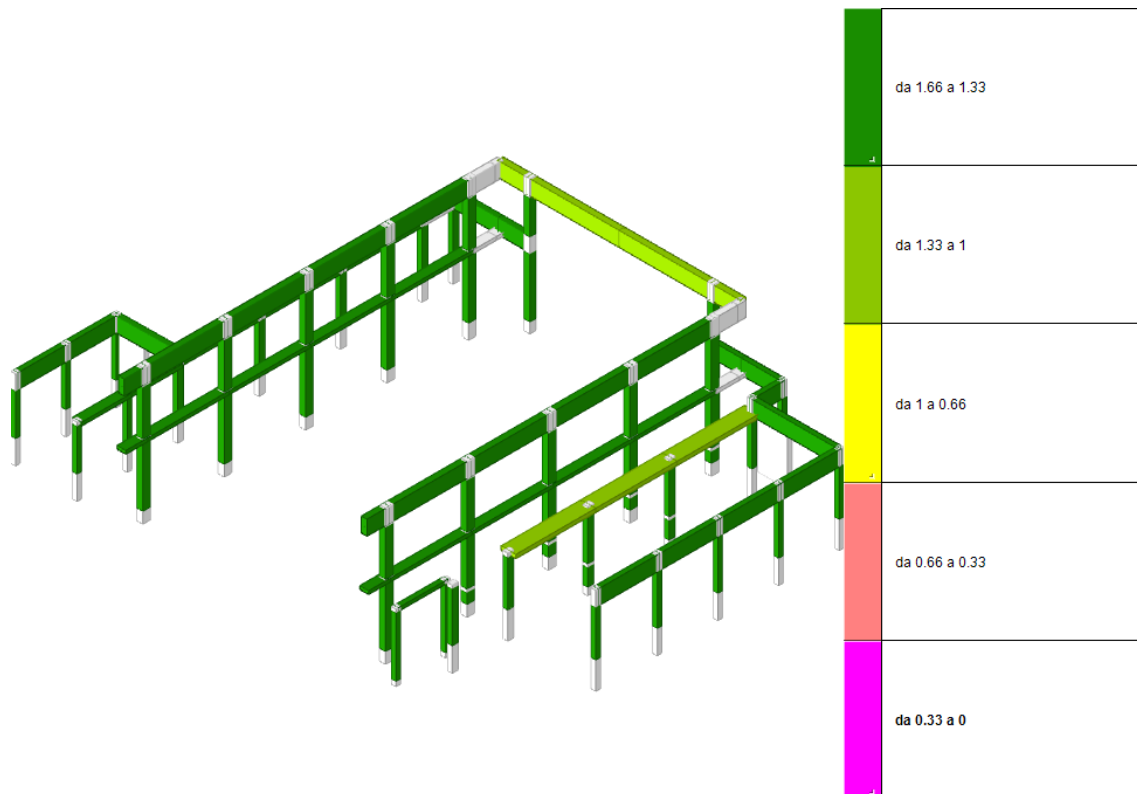


Figura 24 - Risultati V per Corpo A allo stato di progetto (SLV)

Corpo B

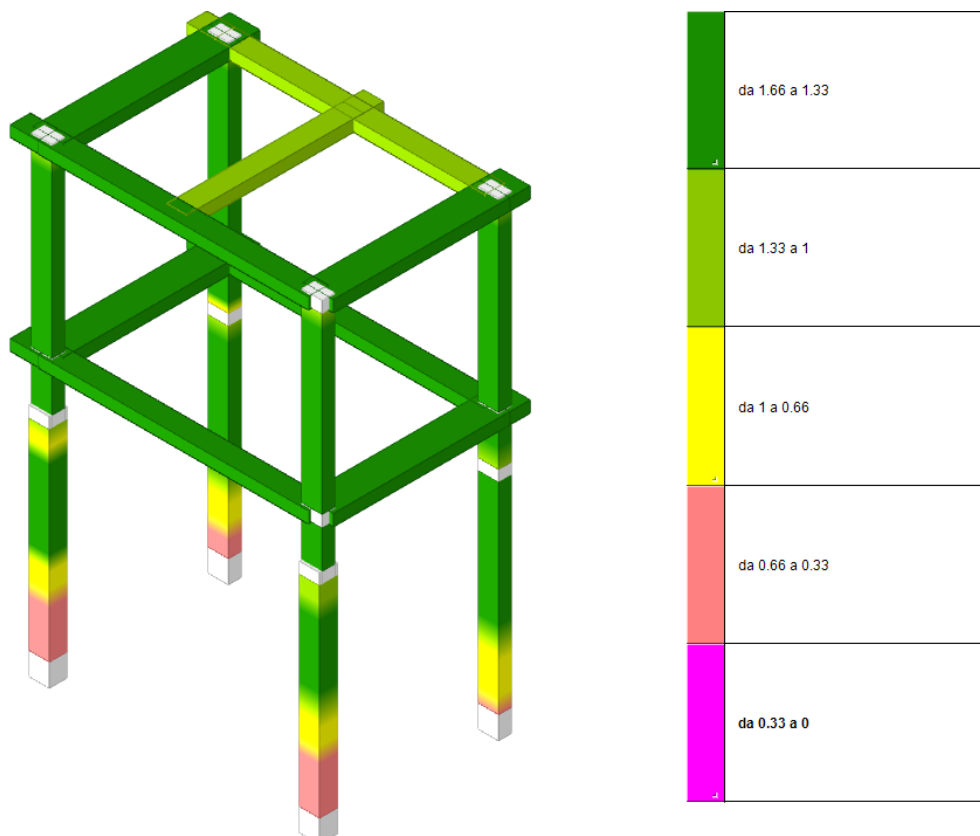


Figura 25 - Risultati PMM per Corpo B allo stato di progetto (SLV)

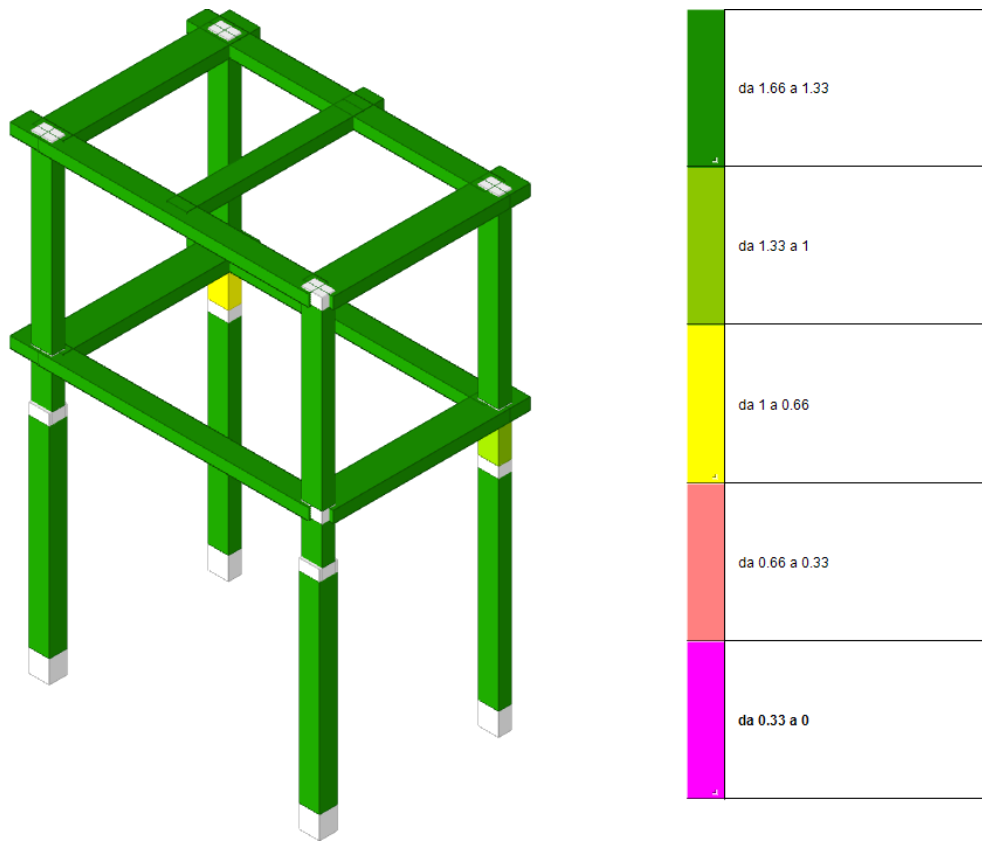


Figura 26 - Risultati V per Corpo B allo stato di progetto (SLV)

Corpo C

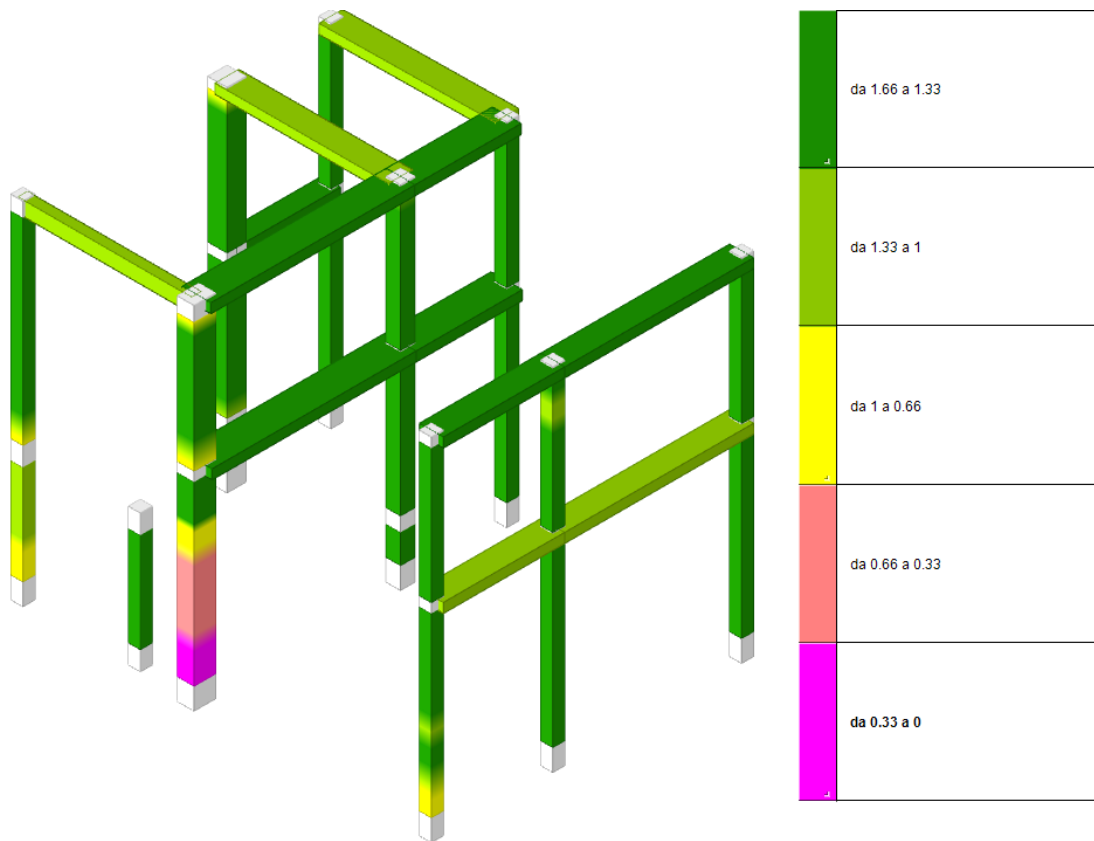


Figura 27 - Risultati PMM per Corpo C allo stato di progetto (SLV)

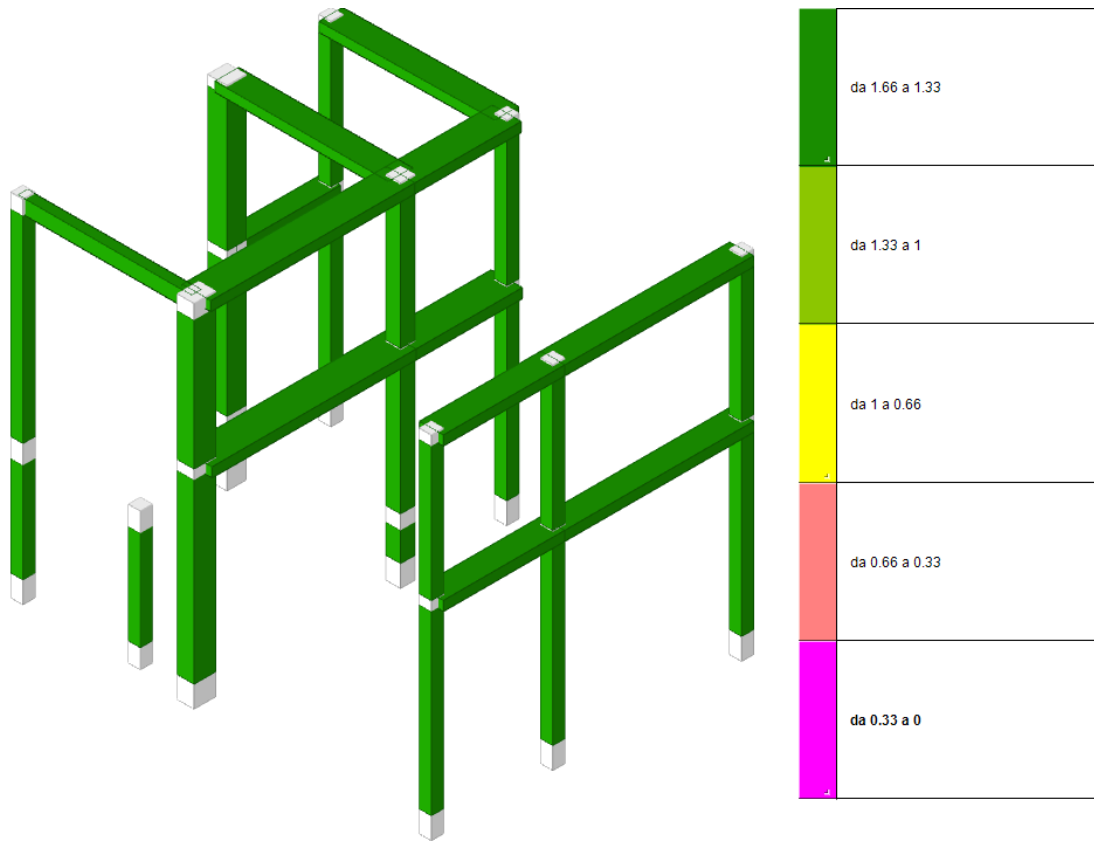


Figura 28 - Risultati V per Corpo C allo stato di progetto (SLV)

Corpo D

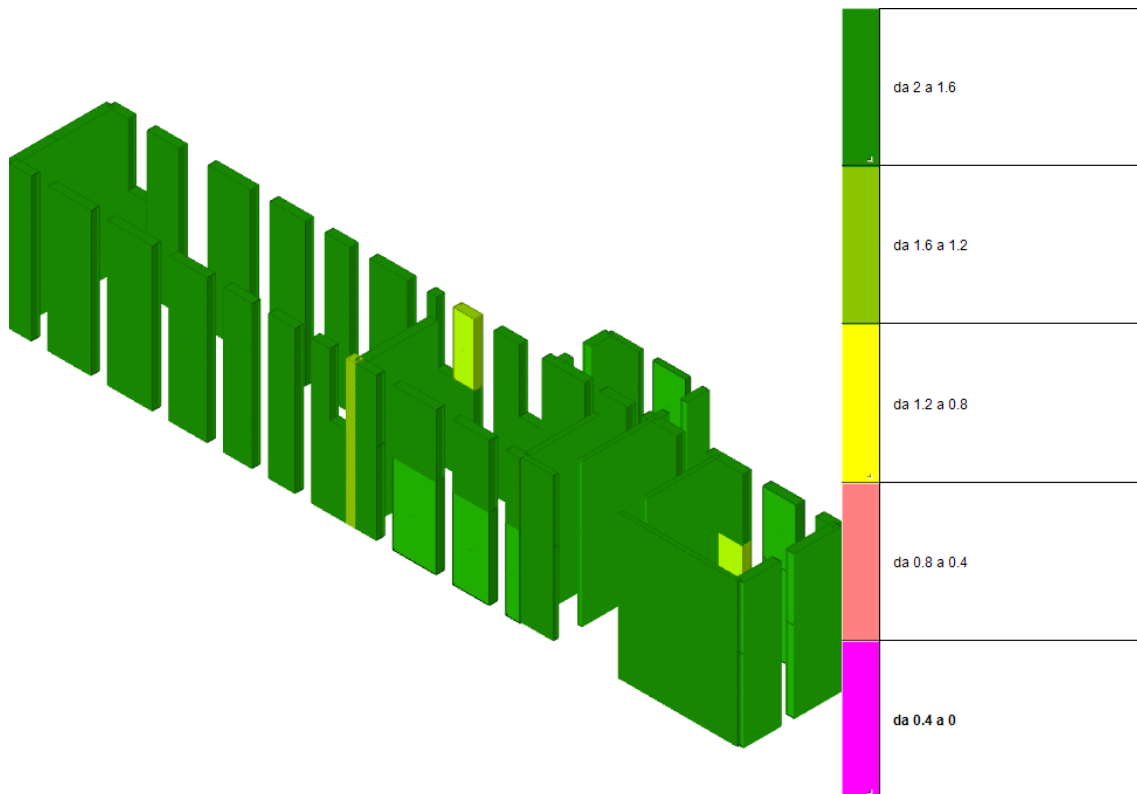


Figura 29 - Risultati PMM per Corpo D allo stato di progetto (SLV)

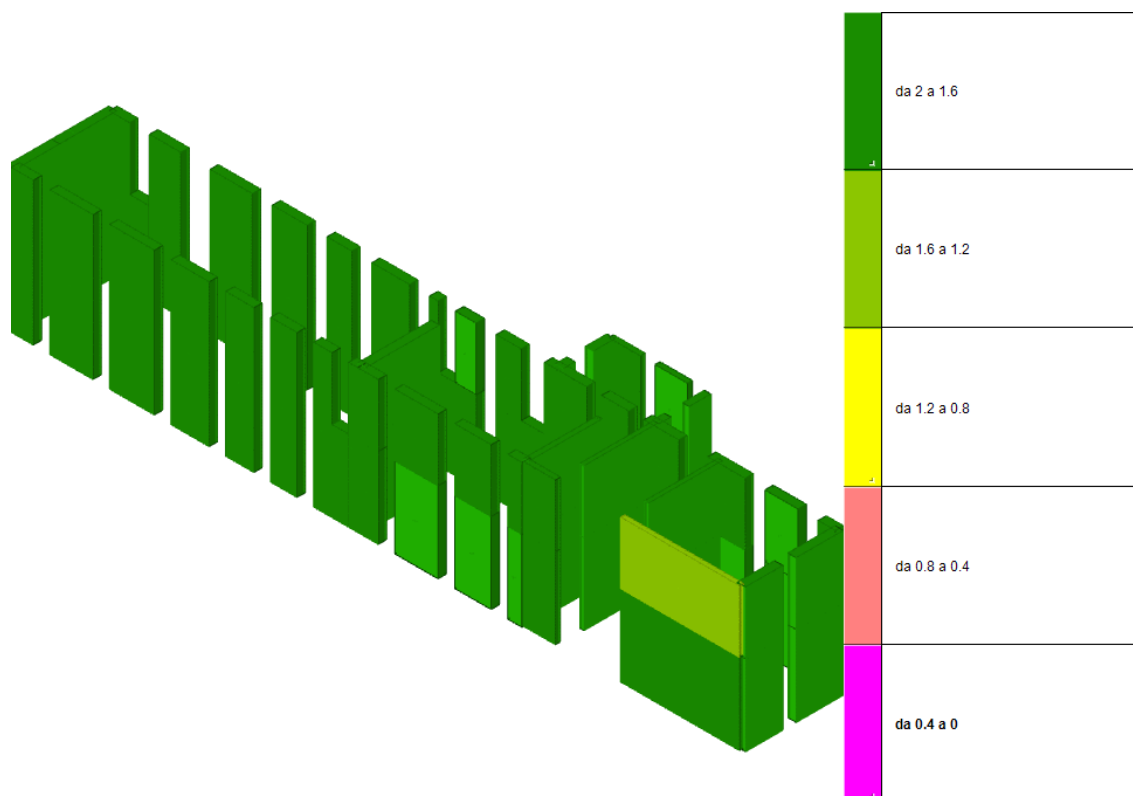


Figura 30 - Risultati V per Corpo D allo stato di progetto (SLV)

Come già anticipato in precedenza, per i calcoli di dimensionamento dei rinforzi degli elementi non verificati si rimanda al [Capitolo 16](#).

14.2. Verifiche a SLO nella condizione di progetto

Si riassumono nelle tabelle seguenti le verifiche allo stato limite di operatività (SLO) per le strutture considerate, secondo la seguente legenda.

Nodo inferiore: nodo inferiore.

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: coordinate del nodo.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Z: coordinata Z. [m]

Nodo superiore: nodo superiore.

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: coordinate del nodo.

Z: coordinata Z. [m]

Spost. rel.: spostamento relativo. Il valore è adimensionale.

Comb.: combinazione.

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

Spostamento inferiore: spostamento in pianta del nodo inferiore.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Spostamento superiore: spostamento in pianta del nodo superiore.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

S.V.: si intende non verificato qualora lo spostamento relativo sia superiore al valore limite espresso nelle preferenze di analisi.

Le verifiche non soddisfatte sono ritenute non significative in quanto riferite a nodi appartenenti a maschi murari della porzione di struttura "svuotata" (assenza di elementi non strutturali rigidi e giunto tecnico rispetto alla nuova struttura interna).

15. Verifica del dimensionamento degli interventi locali

Si illustrano i dettagli delle verifiche svolte a corredo del dimensionamento degli interventi strutturali previsti in progetto, riportando gli interventi locali atti a risolvere le criticità statiche, sismiche o costruttive.

Si precisa che, in tutte le calcolazioni che seguono, per limiti del programma di verifica impiegato e a favore di sicurezza, i materiali impiegati per i nuovi elementi costituenti il ringrosso sono quelli indicati per gli elementi esistenti.

Si riportano nel seguito delle tabelle riepilogative sugli interventi previsti, distinti per i vari corpi strutturali, omettendo, per quanto già esposto in precedenza, i dettagli relativi al corpo "A" (palestra), in quanto influenti alla dimostrazione del comportamento dinamico generale, d'interesse per il presente progetto.

Corpo B

RINFORZI LOCALI CORPO B - PILASTRI					
PILASTRO	PMM	V	NODO	NOTE	TIPOLOGIA RINFORZO
P1	NO	-	NO	-	RINGROSSO
P2	NO	-	OK	-	RINGROSSO
P3	NO	-	NO	-	RINGROSSO
P4	NO	-	NO	-	RINGROSSO

Non sono previsti interventi sulle travi.

Corpo C

RINFORZI LOCALI CORPO C - PILASTRI						
PILASTRO	LIVELLO	PMM	V	NODI	NOTE	TIPOLOGIA RINFORZO
P1	-	NO	-	NO NODI PIANO 1 E 2	NODO ESCLUSO PER PRESENZA TRAVETTI DI SOLAIO SUL LATO NON CONFINATO VERIFICA PMM CONSIDERATA SODDISFATTA VISTO IL C.S. PROSSIMO A 1	-
P3	-	-	-	NO NODI PIANO 3	NODO ESCLUSO PER PRESENZA TRAVETTI DI SOLAIO IN DIREZIONE Y (DOVE NON VERIFICA) IN DIREZIONE X E' VERIFICATO	-

P5	TUTTA ALTEZZA	NO	-	NO NODI PIANO 1 E 2	PILASTRO RINGROSSATO 40X40	RINGROSSO
P6	TUTTA ALTEZZA	NO	-	-	MANCATA VERIFICA SOLO A PIANO 2. RINGROSSATO TUTTA ALTEZZA	RINGROSSO
P7	TUTTA ALTEZZA	NO	-	-	-	RINGROSSO
P8	TUTTA ALTEZZA	NO	-	NODI PIANO 1 E 2 NON VERIFICATI	IL NODO E' CONSIDERATO CONFINATO IN DIREZIONE Y DALLA PRESENZA DEL SOLAIO (OVE ANCORA NON VERIFICA NONOSTANTE IL RINGROSSO)	RINGROSSO
P9	DA FONDAZIONE A PIANO 1	NO	-	-	-	RINGROSSO

RINFORZI LOCALI CORPO C - TRAVI					
TRAVE	LIVELLO	PMM	V	NOTE	TIPOLOGIA RINFORZO
P8-P1-P3	PIANO 1	NO	NO APPOGGI P8 E P1	-	MENSOLE IN ACCIAIO

RINFORZI LOCALI CORPO C - MASCHI MURARI
Rinforzo diffuso sui maschi murari con rete in fibra di basalto e acciaio inox.

Corpo D

RINFORZI LOCALI CORPO D - MASCHI MURARI
Rinforzo diffuso sui maschi murari con rete in fibra di basalto e acciaio inox.

15.1. Verifica dei pilastri e delle travi in c.a. ringrossati

Corpo B

Ringrosso pilastri P1 e P2 da liv. fondazione a piano 2 (25x40)

Si riporta nel seguito la tabella di riepilogo delle verifiche non soddisfatte in combinazione SLV per i pilastri in esame, da cui si ricavano le sollecitazioni agenti ($N_{Ed} = -37.1$ kN, $M_{Ed,2} = -10.4$ kNm, $M_{Ed,3} = +90.7$ kNm).

Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			F1	F2	F3	M1	M2	M3
P2	Y SLV	1	-37.05	27.68	4.02	0.04	-10.41	90.67
P1	Y SLV	1	30.76	27.68	-6.08	0.04	15.67	90.66

Considerando un ringrosso della sezione di spessore 10 cm, eseguito su entrambi i lati verso l'interno del fabbricato interni (sezione ringrossata 35x50), con n. 5 ϕ 16, si ottengono le seguenti verifiche ed il dominio Mx-My, da cui si deduce che le verifiche sono soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ringrosso P1-P2_1°Liv

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Ringrosso pilastri P1 e P2 1° livello

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 9 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.5	30	1	1.539	-9.5	17
2	-22.5	30	2	1.539	9.5	17
3	-22.5	-20	3	1.539	-9.5	-17
4	12.5	-20	4	1.539	9.5	-17
			5	2.01	9.5	27
			6	2.01	-19.5	27

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 37 kN
M_{xEd}: 91 kNm
M_{yEd}: 10 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: Vigone_Fe VigoneB_C

ε_{su}: 67.5 % ε_{c2}: 2 %
f_{yd}: 356.8 N/mm² ε_{cu}: 3.5 %
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 28.83
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.784 % σ_{c,adm}: 12.68
σ_{s,adm}: 160 N/mm² τ_{co}: 0.756
τ_{c1}: 2.163

M_{xRd}: 119.2 kNm
M_{yRd}: 14.46 kNm
σ_c: -28.83 N/mm²
σ_s: 356.8 N/mm²
ε_c: 3.5 %
ε_s: 36.36 %
d: 47.55 cm
x: 4.176 x/d: 0.08781
δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

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

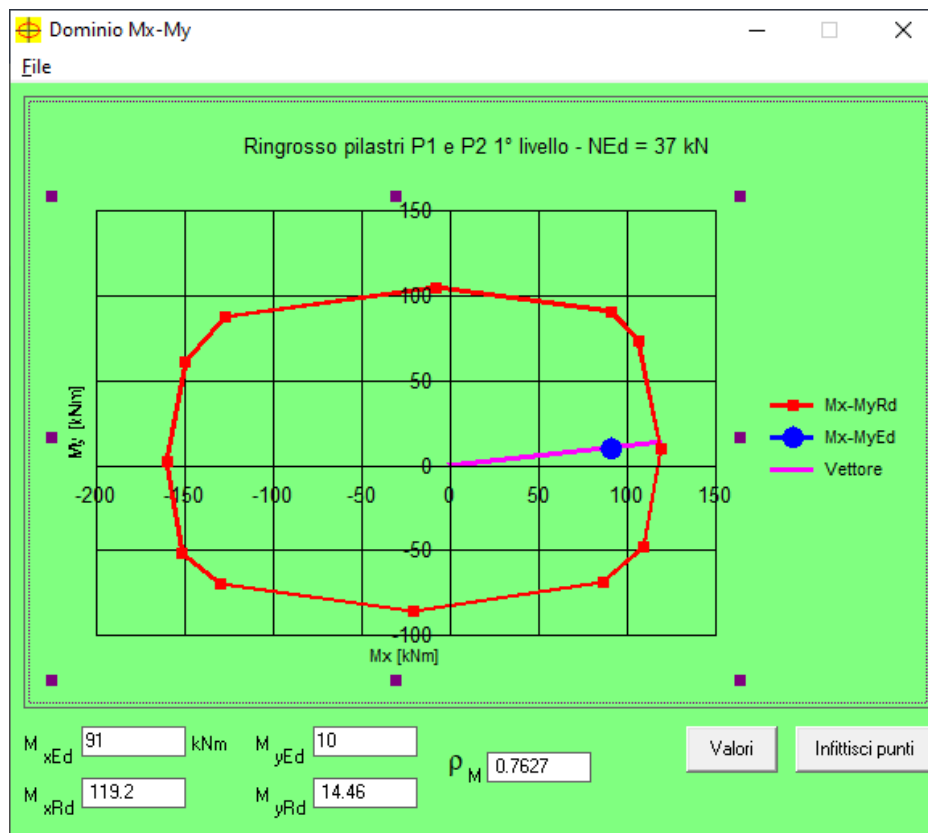
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 359

Precompresso



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Relativamente al pilastro P2, non verificato a taglio nella porzione “tozza” compresa tra il solaio originario e quello realizzato con l’ampliamento, si riporta inoltre la verifica a taglio della sezione ringrossata, considerando il taglio agente $V_{Ed} = -76.88$ kN dedotto dalle tabella seguente.

Asta	Cont.	Pos.	Soll.traslazionale		
Ind.	N.br.		F1	F2	F3
P2	SLV 14	1	-153.59	-0.06	-65.28

Nome elemento	h elemento [mm]	b elemento [mm]	d [mm]
P2	500	350	480

RESISTENZA SENZA ARMATURE A TAGLIO										
k	n. barre	diam [mm]	Asl [mm ²]	ρ_l	Ned [N]	Ac [mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	σ_{cp}/f_{cd}	vmin [kN]	Vrd [kN]
1.645	5	16	1005	0.0060	0	175000	0	0	73.2	91.3

RESISTENZA CON ARMATURE A TAGLIO												
diam. [mm]	Staffe bracci	Asw [mm ²]	passo (s) [mm]	sin teta	teta [rad]	teta [deg]	cot teta calc.	cot teta limitata	Vrsd [kN]	Vrcd [kN]	Vrd,min [kN]	
8	2	100.5	150	0.239	0.241	13.8	4.07	2.50	249.8	604.7	249.8	

Come si evince dai calcoli precedenti, la verifica è soddisfatta sia considerando la resistenza minima della sezione di solo calcestruzzo che la resistenza a taglio con le armature a taglio del ringrosso (1 ϕ 8/15 cm).

Ringrosso pilastri P3 e P4 da liv. fondazione a piano 2 (35x40)

Si riporta nel seguito la tabella di riepilogo delle verifiche non soddisfatte in combinazione SLV per i pilastri in esame, da cui si ricavano le sollecitazioni agenti ($N_{Ed} = -42.3$ kN, $M_{Ed,2} = -26.2$ kNm, $M_{Ed,3} = 96.1$ kNm). A favore di sicurezza, in questo caso si impiegano i momenti flettenti più elevati in entrambe le direzioni.

Asta	Cont.	Pos.	Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
Ind.	N.br.		F1	F2	F3	M1	M2	M3
P4	Y SLV	1	-42.3	27.64	9.38	0.09	-26.24	96.06
P3	Y SLV	1	52.18	27.64	-14.2	0.09	39.41	96.06

Considerando un ringrosso della sezione di spessore 10 cm, eseguito su entrambi i lati verso l'interno del fabbricato (sezione ringrossata 45x50), con n. 5 ϕ 16, si ottengono le seguenti verifiche ed il dominio Mx-My, da cui si deduce che le verifiche sono soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ringrosso P3-P4_1* Liv

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Ringrosso pilastri P3 e P4 1° livello

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 9 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	17.5	30	1	1.539	-14.5	17
2	-27.5	30	2	1.539	14.5	17
3	-27.5	-20	3	1.539	-14.5	-17
4	17.5	-20	4	1.539	14.5	-17
			5	2.01	14.5	27
			6	2.01	-24.5	27

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 42.3 kN
M_{xEd}: 96.1 kNm
M_{yEd}: -26.24 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

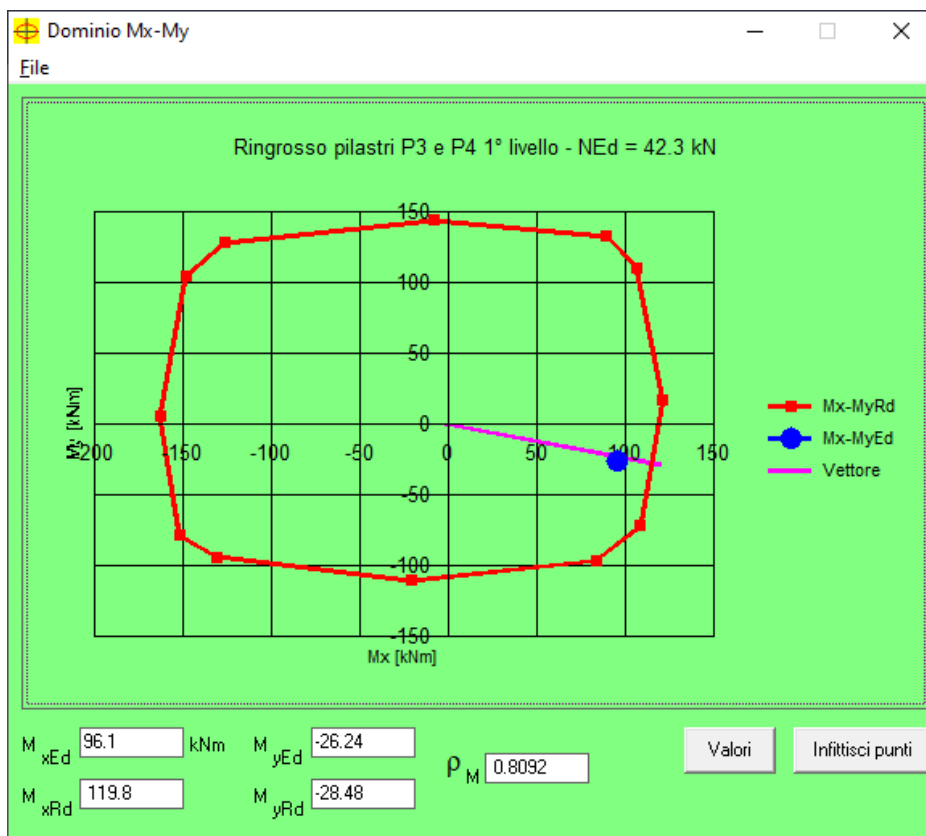
angolo asse neutro θ° : 7

Precompresso

Materiali: Vigone_Fe VigoneB_C

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 356.8 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 28.83 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.784 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.68 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 160 N/mm² T_{co} : 0.756
 T_{c1} : 2.163

M_{xRd}: 119.8 kNm
M_{yRd}: -28.48 kNm
 σ_c : -28.83 N/mm²
 σ_s : 356.8 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 23.92 ‰
d: 51.77 cm
x: 6.607 x/d: 0.1276
 δ : 0.7



La verifica è soddisfatta.

Ringrosso pilastri P1, P2, P3 e P4 da liv. piano 2 a piano 3 (25x40)

Si riporta nel seguito la tabella di riepilogo delle verifiche non soddisfatte in combinazione SLV per i pilastri in esame, da cui si ricavano le sollecitazioni agenti ($N_{Ed} = -62.7$ kN, $M_{Ed,2} = -2.1$ kNm, $M_{Ed,3} = 44.3$ kNm).

Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			F1	F2	F3	M1	M2	M3
P1	SLV 10	31	-62.65	-23.73	-1.2	-0.08	-2.022	44.25
P2	SLV 7	1	-71.95	23.63	5.65	0.08	-12.01	42.8
P3	SLV 5	31	-60.47	-21.58	9.25	-0.02	17.42	40.07
P4	SLV 12	1	-65.66	21.52	-0.73	0.01	2.67	39.47

Considerando un ringrosso della sezione di spessore 10 cm, eseguito su entrambi i lati verso l'interno del fabbricato (sezione ringrossata 35x50), con n. 5 ϕ 16, si ottengono le seguenti verifiche ed il dominio Mx-My, da cui si deduce che le verifiche sono soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ringrosso P1-P2-P3-P4_2°Liv

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Ringrosso pilastri P1, P2, P3 e P4 2° liv

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 11 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	12.5	30
2	-22.5	30
3	-22.5	-20
4	12.5	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	-9.5	17
2	2.01	9.5	17
3	2.01	-9.5	-17
4	2.01	9.5	-17
5	2.01	9.5	27
6	2.01	-19.5	27

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 62.7 kN
M_{xEd}: 2 kNm
M_{yEd}: 44.3 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: Vigone_Fe VigoneB_C

ε_{su}: 67.5 % ε_{c2}: 2 %
f_{yd}: 261.4 N/mm² ε_{cu}: 3.5 %
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 28.83
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.307 % σ_{c,adm}: 12.68
σ_{s,adm}: 1600 N/mm² τ_{co}: 0.756
τ_{c1}: 2.163

M_{xRd}: -2.848 kNm
M_{yRd}: 98.62 kNm
σ_c: -28.83 N/mm²
σ_s: 261.4 N/mm²
ε_c: 3.5 %
ε_s: 30.69 %
d: 32 cm
x: 3.276 x/d: 0.1024
δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

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

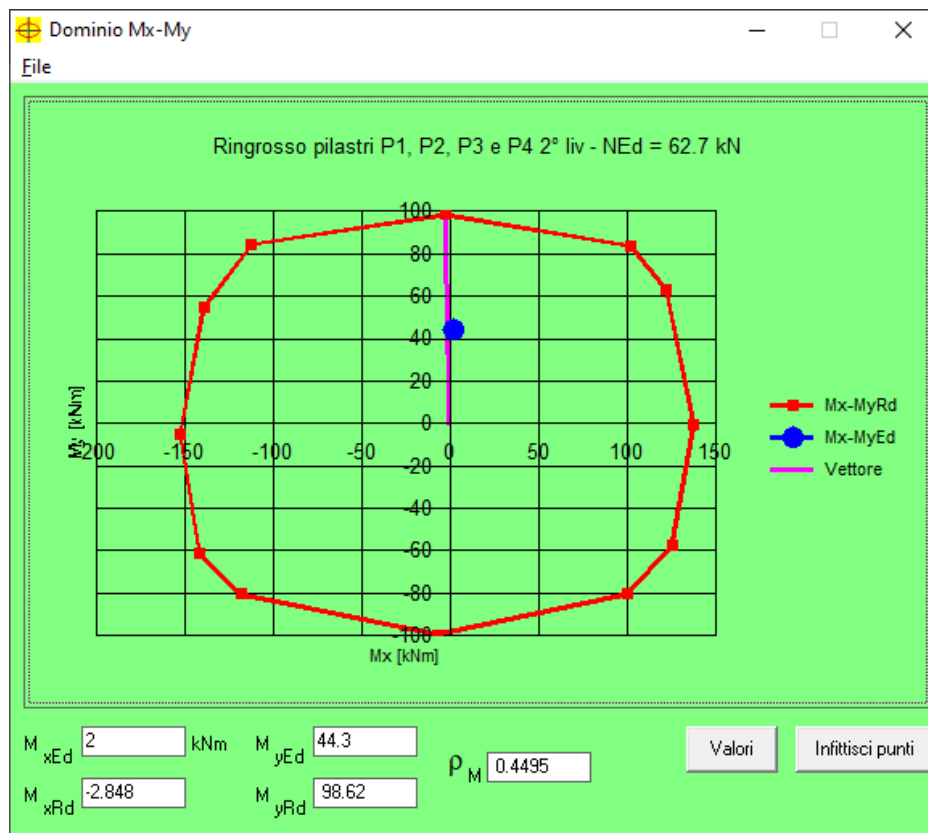
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 270

Precompresso



La verifica è soddisfatta.

Corpo C

Ringrosso pilastro P5 da liv. fondazione a piano 2 (25x25)

Si riporta nel seguito la tabella di riepilogo delle verifiche non soddisfatte in combinazione SLV per il pilastro in esame, da cui si ricavano le sollecitazioni agenti ($N_{Ed} = -82.8$ kN, $M_{Ed,2} = 28.1$ kNm, $M_{Ed,3} = -33.1$ kNm).

Asta	Cont.	Pos.	Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
Ind.	N.br.		F1	F2	F3	M1	M2	M3
P5	SLV 6	1	-82.81	-17.67	-29.63	-0.052	28.11	-33.09

Considerando un ringrosso della sezione di spessore 15 cm, eseguito su entrambi i lati verso l'interno del fabbricato (sezione ringrossata 40x40), con n. 7 $\phi 16$, si ottengono le seguenti verifiche ed il dominio Mx-My, da cui si deduce che le verifiche sono soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ringrosso P5

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 11 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	12.5
2	-20	12.5
3	-20	-27.5
4	20	-27.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
7	2.01	-17	-7.5
8	2.01	17	-7.5
9	2.01	-17	-23.5
10	2.01	17	-23.5
11	2.01	0	-23.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 82.81 0 kN
 M_{xEd} -33.1 0 kNm
 M_{yEd} 28.11 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

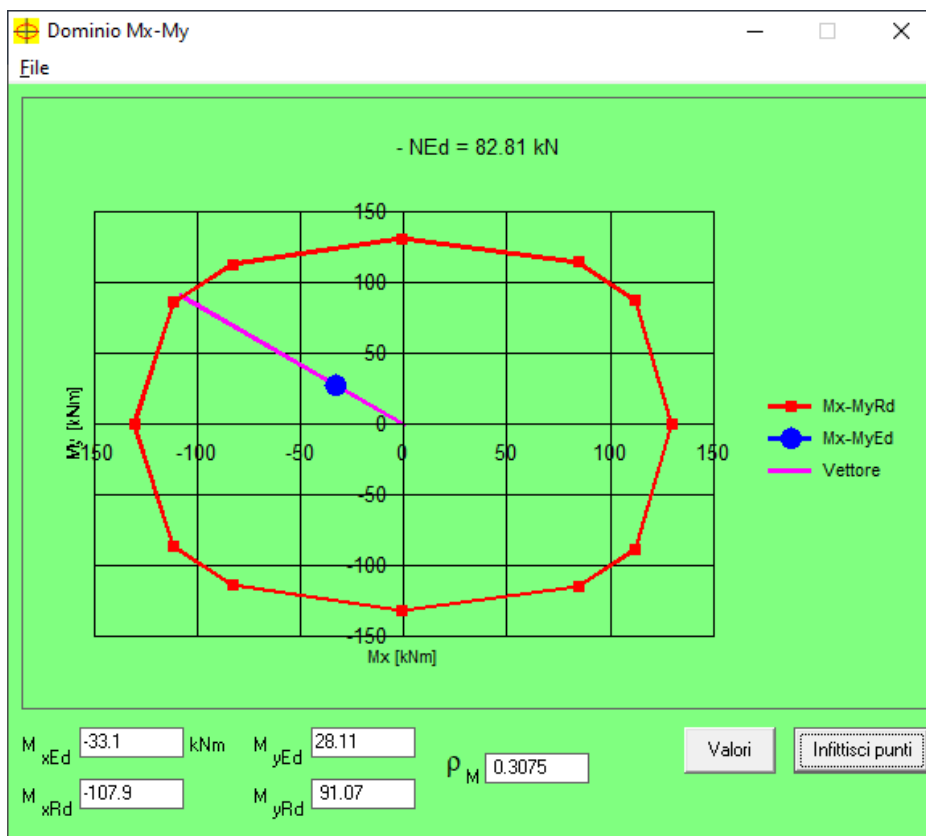
Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: Vigone_Fe VigoneB_C

ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 356.8 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 28.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.784 % $\sigma_{c,adm}$ 12.68
 $\sigma_{s,adm}$ 160 N/mm² τ_{co} 0.756
 τ_{c1} 2.163

M_{xRd} -107.9 kN m
 M_{yRd} 91.07 kN m
 σ_c -28.83 N/mm²
 σ_s 356.8 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 8.45 %
 d 51.36 cm
 x 15.04 x/d 0.2929
 δ 0.8061

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 214
 Precompresso



La verifica è soddisfatta.

Ringrosso pilastro P8 da liv. fondazione a piano 2 (25x25)

Si riporta nel seguito la tabella di riepilogo delle verifiche non soddisfatte in combinazione SLV per il pilastro in esame, da cui si ricavano le sollecitazioni agenti ($N_{Ed} = 369.9$ kN, $M_{Ed,2} = -2.04$ kNm, $M_{Ed,3} = 26.99$ kNm).

Asta	Cont.	Pos.	Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
Ind.	N.br.		F1	F2	F3	M1	M2	M3
P8	SLV 6	31	369.9	-26.55	1.47	-0.17	-2.04	26.99

Considerando un ringrosso della sezione di 20 cm lungo x e di 10 cm lungo y, eseguito verso l'interno del fabbricato (sezione ringrossata 45x35), con n. 5 ϕ 16, si ottengono le seguenti verifiche ed il dominio Mx-My, da cui si deduce che le verifiche sono soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ringrosso P8

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	32.5	12.5
2	-12.5	12.5
3	-12.5	-22.5
4	32.5	-22.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
5	2.01	29.5	9.5
6	2.01	29.5	-19.5
7	2.01	29.5	-5
8	2.01	-9.5	-19.5
9	2.01	9.5	-19.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

Vigone_Fe		VigoneB_C	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> %	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> %
f_{yd}	<input type="text" value="356.8"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> %
E_s	<input type="text" value="200000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="28.83"/> N/mm ²
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.784"/> %	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.68"/> N/mm ²
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="160"/> N/mm ²	T_{co}	<input type="text" value="0.756"/>
		T_{c1}	<input type="text" value="2.163"/>

M_{xRd} kNm
M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

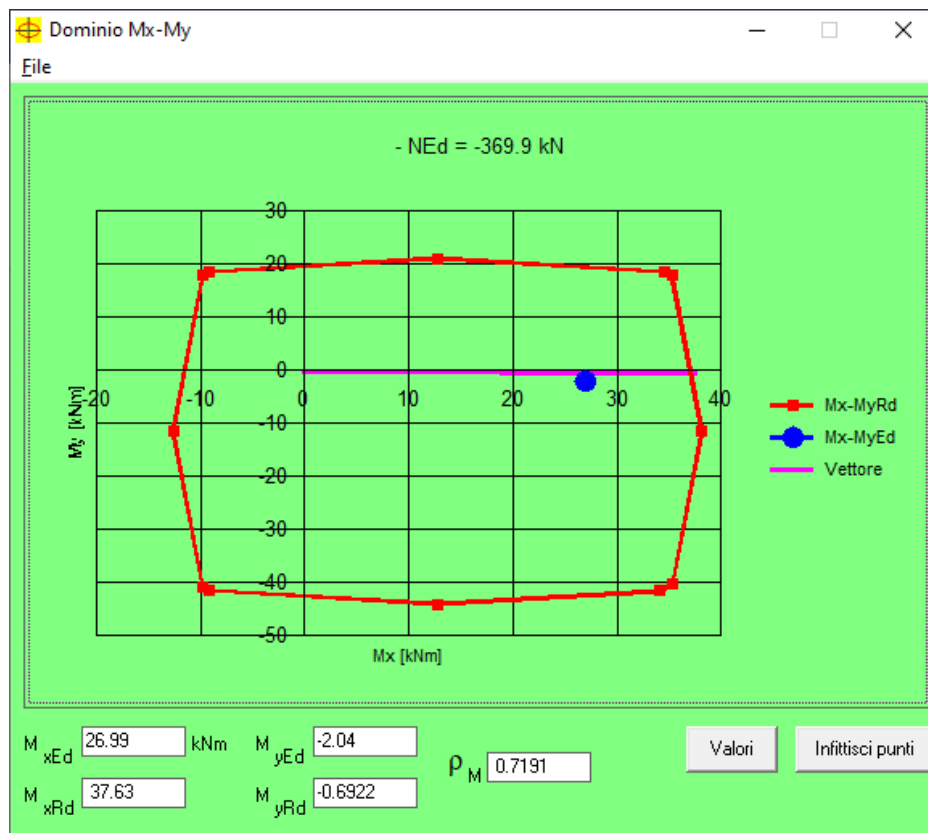
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso



La verifica è soddisfatta.

Ringrosso pilastri P6 da liv. fondazione a piano 2 (25x25), P7 da liv. fondazione a piano 2 (25x25) e P9 da liv. fondazione a piano 1 (25x25)

Si riporta nel seguito la tabella di riepilogo delle verifiche non soddisfatte in combinazione SLV per i pilastri in esame, da cui si ricavano le sollecitazioni agenti ($N_{Ed} = 141.1$ kN, $M_{Ed,2} = 2.74$ kNm, $M_{Ed,3} = 33.38$ kNm).

Asta	Cont.	Pos.	Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			F1	F2	F3	M1	M2	M3
P6	SLU 20	1	-17.6	36.47	1.49	0.92	-0.092	33.38
P9	SLV 15	1	51.48	5.02	-3.37	-0.0607	2.74	5.36
P7	SLV 14	31	141.14	0.14	-3.03	0.0203	-0.27	-0.64

Considerando un ringrosso della sezione di 10 su entrambi i lati, eseguito verso l'interno del fabbricato (sezione ringrossata 35x35), con n. 5 ϕ 16, si ottengono le seguenti verifiche ed il dominio Mx-My, da cui si deduce che le verifiche sono soddisfatte (si considerano le sollecitazioni più sfavorevoli).

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ringrosso P6-P7-P9

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 9 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	22.5	12.5
2	-12.5	12.5
3	-12.5	-22.5
4	22.5	-22.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.131	-9.5	9.5
2	1.131	9.5	9.5
3	1.131	-9.5	-9.5
4	1.131	9.5	-9.5
5	2.01	19.5	9.5
6	2.01	19.5	-19.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : -141.14 kN
 M_{xEd} : 33.4 kNm
 M_{yEd} : 3 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

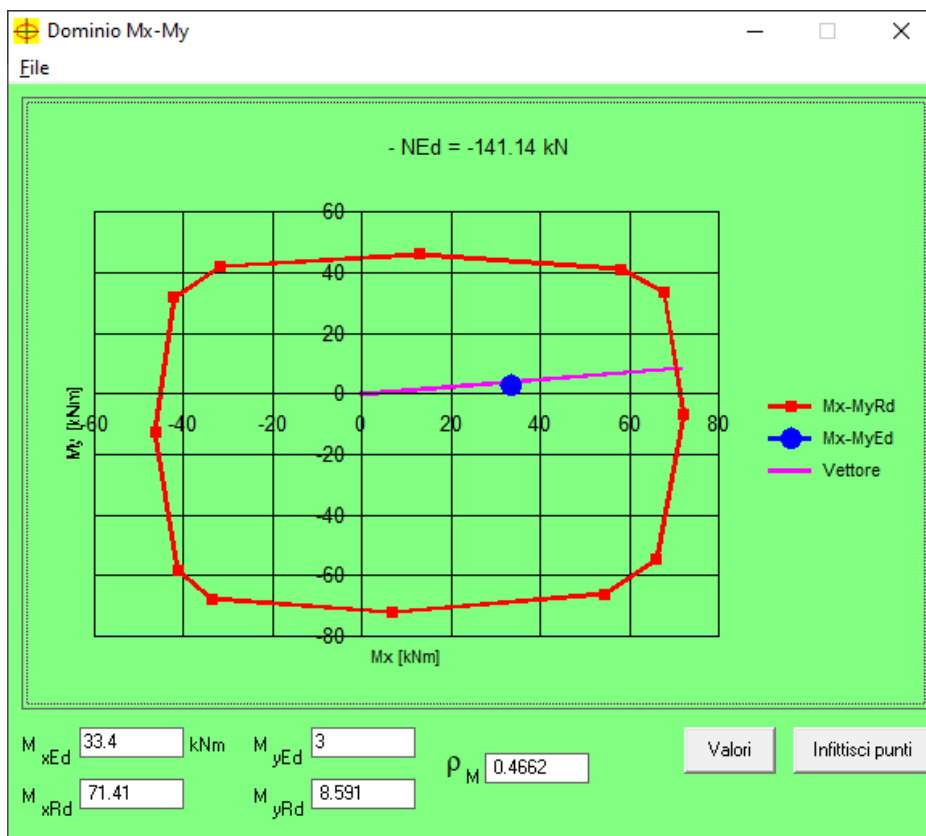
angolo asse neutro θ° : 356

Precompresso

Materiali

Proprietà	Vigone_Fe	VigoneB_C
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	356.8 N/mm²	3.5
E_s	200'000 N/mm²	28.83
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.784 ‰	12.68
$\sigma_{s,adm}$	160 N/mm²	0.756
τ_{c1}		2.163

M_{xRd} : 71.41 kN m
 M_{yRd} : 8.591 kN m
 σ_c : -28.83 N/mm²
 σ_s : 356.8 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 25.66 ‰
 d: 34.15 cm
 x: 4.1 x/d: 0.12
 δ : 0.7



La verifica è soddisfatta.

15.2. Verifica irrigidimenti di piano Corpo D

Per ripristinare la rigidezza di piano persa a seguito della demolizione del solaio a putrelle e tavelloni, resosi necessario per far spazio alla nuova struttura interna, è previsto un sistema di irrigidimento costituito da angolari metallici 2L 80x8, disposti a croce, fissati perimetralmente alla struttura mediante profili UNP 200. I profili a U vengono posati sia internamente, per consentire l'ancoraggio degli angolari, che esternamente, risultando a loro volta fissati alla muratura esistente mediante barre filettate passanti. Si riportano nel seguito le verifiche condotte sui profili angolari e sulle bullonature di collegamento ai piatti metallici.

Verifica angolari 2L 80x8

Dati Geometrici della sezione			
Area sezione	A	24.54	[cm ²]
Momento d'inerzia	J _x	269.12	[cm ⁴]
Modulo di resistenza	W _x	55.32	[cm ³]

Schema di carico (Combinazione S.L.U.)			
Lunghezza	L	2.76	[m]
Peso proprio e permanenti	G	0.25	[kN/m]
Carico variabile	Q	0.00	[kN/m]
Coefficiente di vincolo a momento		8.00	
Sollecitazioni (Combinazione S.L.U.)			
Momento flettente	M_{Ed}	0.24	[kN·m]
Sforzo normale massimo	N_{Ed}	55.00	[kN]
Verifica tensionale (Combinazione S.L.U.)			
Coefficiente di sicurezza per verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05	[-]
Tensione assiale complessiva	$\sigma = N_{Ed}/A + M_{Ed}/W_x$	26.72	[N/mm ²]
	$\sigma < f_{yk}/\gamma_{M0} =$	261.90	[N/mm ²]

La verifica è soddisfatta.

Verifica collegamento bullonato angolari-UNP200

Il collegamento tra gli angolari ed il profilo UNP200 perimetrale è realizzato mediante un fazzoletto avente spessore $s = 10$ mm e n. 3 bulloni M12 Cl. 8.8. Si riporta nel seguito la verifica del suddetto collegamento; tenuto conto che il collegamento dispone di n. 2 sezioni di taglio, le verifiche riportano, per semplicità, un numero di bulloni raddoppiato e pari a 6.

CALCOLO UNIONI BULLONATE

(piastre di collegamento)

f_{yk}	275	N/mm ²	
f_{tk}	430	N/mm ²	
gamma, m2	1.25		
FC	1		
f_{ub}	800	mm ²	
d	20	mm	diam.bullone
Ares	84	mm ²	
d0	21	mm	diam.foro
d2	19	mm	diam.dado
dm	19.5	mm	diam.giacitura
t	10	mm	spessore piastra
numero bulloni	6		

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe	0.6		
$F_{v,Rd}$	32.37	kN	OK

Resistenza a rifollamento della piastra

k	2.50		
alfa	0.95		
$F_{b,Rd}$	163.81	kN	OK

Sforzo di taglio di calcolo

V_{SLU} 55.00 kN
F_{v,Ed} 9.2 kN

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica collegamento bullonato angolari-piatti (per passaggio croci)

Per consentire la realizzazione del collegamento a croce, oltre ai piatti di collegamento ai profili UPN200, sono stati impiegati dei piatti di collegamento centrali di spessore $s = 6$ mm, necessari per realizzare l'incrocio dei profili angolari e n. 3+3 bulloni M12 Cl. 8.8.

Si riporta nel seguito la verifica del collegamento bullonato tra gli angolari e i piatti di collegamento "centrali".

CALCOLO UNIONI BULLONATE

(piastre di collegamento)

fyk 275 N/mm²
ftk 430 N/mm²
gamma, m² 1.25
FC 1
fub 800 mm²
d 20 mm diam.bullone
Ares 84 mm²
d0 21 mm diam.foro
d2 19 mm diam.dado
dm 19.5 mm diam.giacitura
t 6 mm spessore piastra
numero bulloni 6

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe 0.6
F_{v,Rd} 32.37 kN OK

Resistenza a rifollamento della piastra

k 2.50
alfa 0.95
F_{b,Rd} 98.29 kN OK

Sforzo di taglio di calcolo

V_{SLU} 55.00 kN
F_{v,Ed} 9.2 kN

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica collegamento bullonato UNP200-pilastrini in c.a. 40x80

Si riportano nel seguito i calcoli di dimensionamento dell'unione bullonata realizzata tra il cordolo perimetrale in acciaio del Corpo D ed i nuovi pilastrini esterni, introdotti per ridurre sollecitazioni e spostamenti dei maschi murari. Il collegamento è realizzato mediante n. 2 barre filettate passanti M16 Cl. 8.8 nella muratura, vincolate ai profili UNP200 e annegate nel getto dei nuovi pilastrini.

Il taglio massimo agente sui pilastri, dedotto dal programma FEM è pari a $F3 = 64.12$ kN, come si evince dalla seguente tabella.

Asta	Cont.	Pos.	Soll.traslazionale		
Ind.	N.br.		F1	F2	F3
112	SLV 3	1	-350.07	14.88	64.12

CALCOLO UNIONI BULLONATE

(piastre di collegamento)

fyk	275	N/mm ²	
ftk	430	N/mm ²	
gamma, m ²	1.25		
FC	1		
fub	800	mm ²	
d	16	mm	diam.bullone
Ares	157	mm ²	
d0	17	mm	diam.foro
d2	24	mm	diam.dado
dm	20	mm	diam.giacitura
t	8	mm	spessore piastra
numero bulloni	2		

Resistenza a trazione del bullone

Ft,Rd 90.43 kN OK

Resistenza a punzonamento della piastra

Bp,Rd 103.75 kN OK

Sforzo di trazione di calcolo

N_{SLU} 65.00 kN

Ft,Ed 32.5 kN

Le verifiche sono soddisfatte.

15.3. Verifica portali in acciaio per apertura accesso alla palestra

Per garantire un accesso più agevole alla palestra dal Corpo D è prevista la realizzazione di due aperture nella muratura portante esistente, aventi larghezza massima pari a circa 3.00 m. Per ripristinare la rigidità dei maschi murari è prevista l'esecuzione di portali in acciaio rigidi, costituiti da profili HEA 180.

Si elencano nel seguito i carichi impiegati nel dimensionamento del portale in acciaio:

- P.P. muratura in mattoni pieni e malta di calce $(3.35 \times 0.50 \times 4) \times 18 \times 1.3 = 39.2$ kN/m
- P.P. cordolo in c.a. di sottotetto $[(0.48 + 0.20) \times 0.3] \times 25 \times 1.3 = 22.1$ kN/m
- Solaio piano primo: $(2.50 \times 1.3 + 1.50 \times 1.5 + 3.00 \times 1.5) \times 2.75 = 27.5$ kN/m
- Solaio piano sottotetto: $(2.50 \times 1.3 + 1.50 \times 1.5 + 0.50 \times 1.5) \times 2.75 = 17.2$ kN/m
- Pilastro a sostegno copertura in legno: $(0.60 \times 1.5 + 1.3 \times 1.5) \times 16 \times 2.85 / 5.8 + 1.04 = 7.86$ kN/m

Da cui conseguono le seguenti verifiche, condotte sulle travi e sui pilastri, nella condizione più sfavorevole (apertura di dimensioni maggiori).

Verifica travi accoppiate 2x HEA 180

Dati Geometrici della sezione			
Area sezione	A	90.5	[cm ²]
Momento d'inerzia	J _x	5020.00	[cm ⁴]
Modulo di resistenza	W _x	649.80	[cm ³]
Schema di carico (Combinazione S.L.U.)			
Lunghezza	L	2.70	[m]
Peso proprio e permanenti	G	104.89	[kN/m]
Carico variabile	Q	14.44	[kN/m]
Fascia di carico	i	2.75	[m]
Coefficiente di vincolo a momento		8	
Sollecitazioni (Combinazione S.L.U.)			
Momento flettente massimo in campata	M _{Ed}	108.7	[kN·m]
Verifica tensionale (Combinazione S.L.U.)			
Coefficiente di sicurezza per verifiche di resistenza	γ _{M0}	1.05	[-]
Tensione assiale complessiva	σ = M _{Ed} /W _x	167.3	[N/mm ²]
	σ < f _{yk} /γ _{M0} =	261.9	[N/mm ²]
Verifica di inflessione (Combinazione S.L.E.)			
Peso proprio e permanenti	G	79.42	[kN/m]
Carico variabile	Q	9.63	[kN/m]
Coefficiente di vincolo per deformazioni		5/384	
Spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti	δ ₁	0.52	[cm]
Spostamento elastico dovuto ai carichi variabili	δ ₂	0.06	[cm]
	δ ₂ < L/500	0.54	[cm]
Spostamento elastico totale	δ _{tot} = δ ₁ + δ ₂	0.58	[cm]
	δ _{tot} < L/300	0.90	[cm]

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica colonne accoppiate 2x HEA 180

$$N_{Ed} = qL/2 = 119.33 \times 2.7 / 2 = 161.10 \text{ kN}$$

Altezza pilastro	h	3.00	[m]
Sforzo normale	N_{Ed}	161.10	[kN]
Sforzo di taglio	V_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente direzione x	$M_{Ed,x}$	0.00	[kN·m]
Momento flettente direzione y	$M_{Ed,y}$	0.00	[kN·m]
Dati Geometrici della sezione			
Area sezione	A	86.82	[cm ²]
Momento d'inerzia MAX	J_X	5020.00	[cm ⁴]
Momento d'inerzia MIN	J_Y	1849.20	[cm ⁴]
Modulo di resistenza MAX	W_X	962.80	[cm ³]
Modulo di resistenza MIN	W_Y	313.00	[cm ³]
Raggio d'inerzia minimo	r ₀	4.62	[cm]
Area resistente al taglio	A_t	18.24	[cm ²]
Verifica di stabilità			
Lunghezza direzione x	l_x	3.00	[m]
Lunghezza direzione y	l_y	3.00	[m]
Coefficiente di vincolo	β	2	[-]
Lunghezza libera d'inflessione x	l_{0x}	6.00	[m]
Lunghezza libera d'inflessione y	l_{0y}	6.00	[m]
Carico critico elastico	N_{cr}	1064.63	[kN]
Snellezza	λ	130	[-]
Snellezza adimensionale	$\underline{\lambda}$	1.50	[-]
Fattore di imperfezione	α	0.21	[-]
	Φ	1.76	[-]
	χ	0.37	[-]
Verifica tensionale (elastica)			
Coefficiente di sicurezza per verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05	[-]
Tensione assiale	$\sigma = N/\chi A + M_{Ed,x}/W_X + M_{Ed,y}/W_Y$	49.68	[N/mm ²]
Tensione tangenziale	$\tau = V_X/A_t$	0.00	[N/mm ²]
Tensione ideale	$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$	49.68	[N/mm ²]
	$\sigma_{id} < f_{yk}/\gamma_{M0} =$	261.9	[N/mm ²]

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica trave in acciaio "di fondazione" HEA 200

Per consentire l'esecuzione dell'apertura in sicurezza, è prevista, prima della demolizione completa della porzione di parete interessata, l'introduzione del portale in acciaio a sostegno della muratura soprastante. Non potendo realizzare preventivamente la fondazione del suddetto portale, si introduce una trave in acciaio, utilizzata come tale nella situazione transitoria e successivamente annegata in un getto di cls.

Di seguito i calcoli di verifica della putrella in oggetto.

Dati Geometrici della sezione			
Area sezione	A	53.83	[cm ²]
Momento d'inerzia	J _x	3692	[cm ⁴]
Modulo di resistenza	W _x	429.5	[cm ³]
Schema di carico (Combinazione S.L.U.)			
Lunghezza	L	2.50	[m]
Peso proprio e permanenti	g	0.55	[kN/m]
Carico variabile	q	0.00	[kN/m]
Fascia di carico	i	0.00	[m]
Carichi concentrati			
Coefficiente di vincolo a momento		8	
Peso proprio e permanenti concentr.	G	141.6	[kN]
Carico variabile concentr.	Q	19.5	[kN]
Carichi concentrati (continuati)			
Coefficiente di vincolo a momento concentr.		4.0	
Sollecitazioni (Combinazione S.L.U.)			
Momento flettente massimo in campata	M _{Ed}	101.1	[kN·m]
Verifica tensionale (Combinazione S.L.U.)			
Coefficiente di sicurezza per verifiche di resistenza	γ _{M0}	1.05	[-]
Tensione assiale complessiva	σ = M _{Ed} /W _x	235.4	[N/mm ²]
	σ < f _{yk} /γ _{M0} =	261.9	[N/mm ²]
Verifica di inflessione (Combinazione S.L.E.)			
Peso proprio e permanenti	g	0.42	[kN/m]
Carico variabile	q	0.00	[kN/m]
Verifica di deformazione			
Coefficiente di vincolo per deformazioni		5/384	
Peso proprio e permanenti concentr.	G	107.2	[kN]

Carico variabile concentr.	Q	13.0	[kN]
Coefficiente di vincolo a momento concentr.		1/48	
Spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti	δ_1	0.45	[cm]
Spostamento elastico dovuto ai carichi variabili	δ_2	0.05	[cm]
	$\delta_2 < L/500$	0.50	[cm]
Spostamento elastico totale	$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	0.50	[cm]
	$\delta_{tot} < L/300$	0.83	[cm]

Le verifiche sono soddisfatte.

15.4. Verifica putrelle in acciaio per ripristino porzione solaio di sottotetto Corpo D

Per la realizzazione dei portali in acciaio di cui al paragrafo precedente, si rende necessaria la demolizione di una porzione di solaio a putrelle e tavelloni al piano sottotetto. Questa porzione di solaio viene ricostruita impiegando la stessa tipologia costruttiva, ruotando tuttavia l'orditura dello stesso di 90°. A seguire sono riportati i calcoli di dimensionamento della nuova putrella IPE 160. Il riempimento è realizzato con un calcestruzzo alleggerito misto ad argilla espansa (densità $\rho = 600 \text{ kg/m}^3$).

Dati Geometrici della sezione			
Area sezione	A	20.1	[cm ²]
Momento d'inerzia	J_x	869.30	[cm ⁴]
Modulo di resistenza	W_x	123.9	[cm ³]
Schema di carico (Combinazione S.L.U.)			
Lunghezza	L	5.40	[m]
Peso proprio e permanenti	G	4.96	[kN/m]
Carico variabile	Q	0.75	[kN/m]
Fascia di carico	i	1.00	[m]
Coefficiente di vincolo a momento		8	
Sollecitazioni (Combinazione S.L.U.)			
Momento flettente massimo in campata	M_{Ed}	20.8	[kN·m]
Verifica tensionale (Combinazione S.L.U.)			

Coefficiente di sicurezza per verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05	[-]
Tensione assiale compressiva	$\sigma = M_{Ed}/W_x$	167.8	[N/mm ²]
	$\sigma < f_{yk}/\gamma_{M0} =$	262	[N/mm ²]
Verifica di inflessione (Combinazione S.L.E.)			
Peso proprio e permanenti	G	3.66	[kN/m]
Carico variabile	Q	0.50	[kN/m]
Coefficiente di vincolo per deformazioni		5/384	
Spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti	δ_1	2.22	[cm]
Spostamento elastico dovuto ai carichi variabili	δ_2	0.30	[cm]
	$\delta_2 < L/250$	2.16	[cm]
	D/C	0.14	[-]
Spostamento elastico totale	$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	2.52	[cm]
	$\delta_{tot} < L/200$	2.70	[cm]

Le verifiche sono soddisfatte.

16. Valutazione delle tamponature perimetrali nei confronti del rischio d'espulsione

La valutazione della situazione allo stato di fatto e la progettazione degli interventi di miglioramento delle tamponature è stata condotta nel contesto del §7.2.3 delle NTC (*criteri di progettazione di elementi non strutturali*), verificando le opere nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU), rispetto alla condizione SLV.

Poiché non sono disponibili dati d'origine o prove specifiche sui parametri delle murature realizzate in situ, per maggiore cautela si adotta per questi elementi una conoscenza di tipo "Limitata" (ovvero **LC1**) e pertanto il Fattore di Confidenza FC adottato è pari a **1.35**.

Le azioni attese sulle tamponature esterne sono state determinate utilizzando direttamente le formule delle NTC o dell'EC6, inserendo i dati richiesti in fogli di calcolo realizzati appositamente.

Vista la distribuzione delle tamponature esterne, è stata effettuata la verifica sulla situazione più sfavorevole, rappresentata dalle specchiature a livello del piano terzo (per via della quota maggiore). Pertanto, tale porzione di parete è schematizzata come appoggiata al piano terzo e delimitata sugli altri tre lati dal telaio in c.a. entro cui si inserisce.

Verifiche delle tamponature allo stato di fatto

Materiali degli elementi esistenti:

Le caratteristiche dei blocchi in laterizio esistenti sono ricavate dalla tabella C8.5.I delle NTC e sono riportate nella seguente tabella:

MURATURA DI LATERIZIO		
Resistenza media a compressione ($f_{m,min}$)	N/mm ²	5.00
Resistenza media a taglio (τ_0)	N/mm ²	0.08
Modulo elastico normale (E_m)	N/mm ²	3500
Modulo elastico tangenziale (G_m)	N/mm ²	875
Peso specifico medio w	kN/m ³	12
$\gamma_{M,sismica}$		2
$f_{d,FC,sismica}$	N/mm ²	1.85
$f_{d,FC,sismica,orizzontale}$ (50% di $f_{d,FC,sismica}$ - cfr. CNR DT200 5.2.3)	N/mm ²	0.92

Materiali di nuovo impiego:

Le caratteristiche dei materiali di nuovo impiego per gli interventi di miglioramento delle tamponature dovranno rispettare le prescrizioni delle NTC (dove applicabili) e garantire le seguenti caratteristiche minime:

Elementi di rinforzo in materiale composito fibrorinforzato

Tipo materiale:	G-FRP (Glass-Fiber Reinforced Polymer)	
Costituenti:	fibra di vetro alcalino resistente (AR) Resina termoindurente	
Area singola barra	A = 10 mm ²	
Numero barre / m	10	
Resistenza a trazione min singola barra	$f_m = 3500$ N	
Deformazione a rottura	$\epsilon_u = 1.5\%$	
Modulo di elasticità a trazione medio	$E_{sm} = 23000$ N/mm ²	

Malta per intonaco armato:

Tipo:	Malta monocomponente fibrorinforzata
Requisiti	classe minima R2 secondo EN 1504-3:2005 Conforme EN 998-1:2010 e EN 998-2:2010

Tutti i materiali di impiego strutturale dovranno essere sottoposti alle procedure di identificazione, accettazione e qualificazione previste dalle Normative vigenti, in particolare dalla “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”, rilasciata dal CSLP nel dicembre 2018.

Calcolo della forza sismica orizzontale F_a

Si illustra nel seguito il caso della fodera muraria di spessore 12 cm e altezza pari a 7.76 m (parete di tamponamento lato Nord della palestra), in quanto rappresentativa delle configurazioni murarie aventi maggiori sollecitazioni attese.

Si ipotizza che le murature sino realizzate a cassavuota in mattoni forati di laterizio, con una fodera lato interno di circa 12 cm e una fodera esterna di spessore di circa 12 cm, con interposta cassavuota.

Allo stato di fatto, non si rilevano elementi in grado di assicurare a priori un vincolo atto ad impedire la rotazione fuori piano delle fodere murarie.

Si riporta la verifica allo stato di fatto per la fodera esterna.

Fodera esterna - spessore 12 cm

L'azione sismica sul paramento esterno della tamponatura può essere calcolata come segue:

Calcolo pesi

L	8.0	m	lunghezza parete
t	0.12	m	spessore parete
h	7.76	m	
densità	12	kN/m ³	
W1	89.4	kN	

Si ricava che il peso della specchiatura muraria in oggetto equivale a:

$$W = 89.4 \text{ kN}$$

Il periodo proprio del paramento murario considerato vale:

$$T_a = \frac{2h^2}{(\pi k^2)} \sqrt{\frac{A\gamma_M}{EIg}}$$

dove

- k è un numero intero ed indica il modo di vibrare preso in esame per l'elemento non strutturale (=1,2,3, per il primo, secondo, terzo modo di vibrazione, ...);
- h [m] è l'altezza della tamponatura;
- A= t·L [m²] è l'area di base della tamponatura, con:
 - t è lo spessore della tamponatura comprensivo anche delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento, ecc.)
 - L è la lunghezza della tamponatura;
- γ_m [kN/m³] è il peso per unità di volume della tamponatura;
- E=1000·f_k [kN/m²] è il modulo elastico della tamponatura, con:
 - f_k [kN/m²] è resistenza caratteristica a compressione della tamponatura (vedi Tab. 11.10.VI D.M. 2018);
- I [m⁴] è il momento di inerzia della tamponatura rispetto all'asse baricentrico ortogonale alla forza Fa;
- g [m/s²] è l'accelerazione di gravità.

Calcolo periodo Ta

h	7.76	m	altezza tamponatura
A	0.96	m ²	area di base tamponatura
Em,LC	2592593	kN/m ²	tab. C8A.2.1
Im	0.001152	m ⁴	
g	9.81	m/s ²	
k	1.00		k=1,2,3 in base al modo di vibrare
Ta	0.310	s	

mentre il primo periodo proprio della costruzione, derivante dall'analisi modale, vale:

Periodo T1 della costruzione

T1 **0.285 s**

Utilizzando la formulazione 7.2.1 delle NTC si ricava il valore della forza sismica orizzontale, agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale:

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a} \quad (7.2.1)$$

in cui

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{Z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)} \right] \geq aS & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{Z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ S \left(1 + \frac{Z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)} \right] \geq aS & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad (\text{C7.2.11})$$

Tabella C7.2.II- Parametri a , b , a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0,8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0,3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0,3	1,0	2,5

a	0.8
b	1.4
a_p	5.0
aT_1	0.228 s
bT_1	0.399 s
aS	1.200

Poiché risulta:

$S_a = 1.396 > a \cdot S = 1.200$, si assume

$S_a = 1.396$

Azione su specchiatura -

fodera esterna

alfa	0.133
S	1.50
Z	3.88 m
H	9.72 m
S_a	1.396
W_a	89.4 kN
q_a	2
F_a	62.38 kN

Determinazione analitica del rischio di ribaltamento fuori dal piano

Si riportano le verifiche condotte sulla specchiatura precedentemente illustrata.

- Pressoflessione - piano verticale

Per poter verificare il comportamento della muratura nei confronti del collasso fuori piano per flessione verticale, si ipotizza l'efficacia del vincolo di base (con schema statico a mensola) e si procede così confrontando i valori di momento sollecitante e resistente sviluppati dal pannello in esame.

Fodera esterna - spessore 12 cm

Al livello di appoggio al piede del pannello agiscono le seguenti azioni:

$$M_{sd} = F_a \times h / 2 = 62.38 \times 7.76 / 2 = 242.05 \text{ kNm}$$

In mancanza di un vincolo sommitale con efficacia certa, per quanto assunto in precedenza, si può utilizzare la formulazione [7.8.2] delle NTC, opportunamente modificata per tenere in conto l'azione fuori dal piano (cfr. par. 7.8.2.2.3).

Il momento resistente vale pertanto:

$$N = W_a = 89.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_0 = N / (l \times t) = 93.12 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l \times t^2 \times \sigma_0 / 2) \times (1 - \sigma_0 / 0.85f_{d,LC}) = 5.05 \text{ kNm} \ll 242.05 \quad \text{non verificata}$$

Se si facesse invece riferimento al meccanismo ad arco resistente, facendo affidamento sui vincoli di bordo della specchiatura rappresentati dal telaio trave/pilastro in c.a., allora la verifica avverrebbe confrontando i valori di pressione sollecitante e resistente, secondo la formulazione proposta nel §6.3.2 dell'Eurocodice 6:

L'azione sollecitante per unità di superficie vale:

$$q_s = F_a / (l \times h) = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

La corrispondente resistenza invece, utilizzando i parametri seguenti:

Parametri muratura (tab. C8.5.I)

fm	5000	kN/m ²	
	500	N/cm ²	
FC	1.35		
gamma,m	2.00		
fd,LC	1852	kN/m ²	resistenza ortogonale ai corsi
fd,LC,O	926	kN/m ²	resistenza parallela ai corsi

$$q_{d,v} = 2/3 (t^2 / h^2) \times f_{d,LC} = 0.295 \text{ kN/m}^2 < 1.00 \quad \text{non verificata}$$

Neanche in questo scenario la parete esterna risulterebbe verificata.

- **Pressoflessione - piano orizzontale**

Nel caso della flessione sul piano orizzontale, data la presenza, in aderenza alla muratura, di pilastri in c.a. che svolgono un'azione di contenimento orizzontale della parete, si può ipotizzare un meccanismo resistente ad arco, come sopra descritto.

Fodera esterna - spessore 12 cm

L'azione sollecitante per unità di superficie vale:

$$q_s = F_a / (l \times h) = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

La corrispondente resistenza invece:

$$q_{d,O} = 2/3 (t^2 / l^2) \times f_{d,LC,orizzontale} = 0.14 \text{ kN/m}^2 < 1.00 \quad \text{non verificata}$$

Queste verifiche evidenziano che per le specchiature murarie dell'edificio in questione, soprattutto quelle con sviluppo maggiore, la capacità di resistenza, determinabile con l'approccio analitico sopra illustrato, possa essere insufficiente, nei confronti delle azioni di tipo sismico allo SLV previste dalla normativa vigente.

In termini di prevenzione del rischio di ribaltamento fuori piano delle murature stesse, si ritiene opportuno dunque prevedere specifici interventi di miglioramento dell'efficacia dei vincoli esistenti, consistenti nell'applicazione di reti fibrorinforzate inglobate in un getto di intonaco strutturale (secondo la tecnica del FRCM), come meglio illustrato negli elaborati grafici.

Vigone, lì

Il progettista delle strutture
(ing. Giuseppe RINALDIS)

Allegati:

- *Allegato A: Report delle verifiche alle azioni statiche e sismiche delle strutture allo stato di fatto*
- *Allegato B: Report delle verifiche alle azioni sismiche delle strutture allo stato di progetto*
- *Allegato C: Report delle verifiche alle azioni statiche e sismiche della nuova struttura interna al Corpo D*