REGIONE LOMBARDIA

PROVINCIA DI MANTOVA

COMUNE DI VIADANA

LABOR OMNIA VINCIT VERGILIUS

STUDIO TECNICO ING. RENATO BUTTINI
PIAZZA MOZZARELLI N.10 - 46100 MANTOVA
TEL. E FAX 0376/220746
EMAIL:BUTTINI.RENATO54@GMAIL.COM

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO SEDE DELL'ISTITUTO SUPERIORE E. SANFELICE DI VIADANA (MN): OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALESTRA E MESSA IN SICUREZZA CON RIPRISTINO DEI SERVIZI IGIENICI E DEI SERRAMENTI

CUP G62B1700325001

COMMITTENTE: PROVINCIA DI MANTOVA

OGGETTO: **PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO OPERE STRUTTURALI PALESTRA E SPOGLIATOI DEL 1969**:
RELAZIONE SPECIALISTICA TECNICA CON CALCOLI ESECUTIVI STRUTTURE

DOC. 02.2

DATA: APRILE 2018 | AGGIORNATO: 30/09/2018

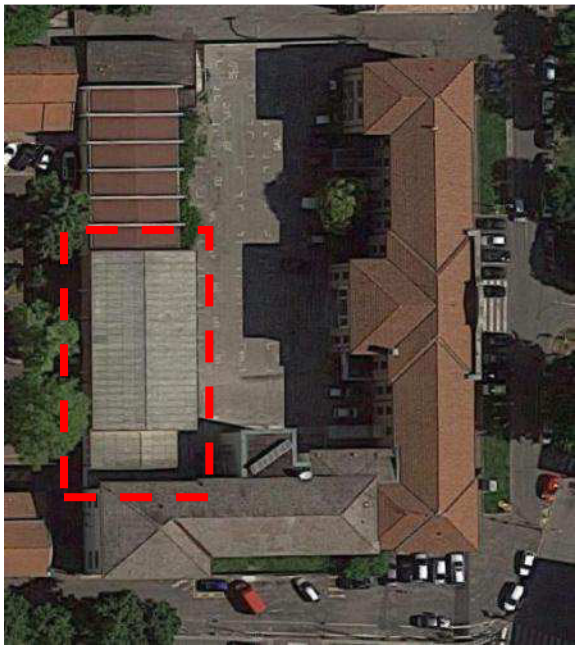
Sommario

PREMESSA 2
RIFERIMENTI NORMATIVI 3
ASPETTI STRUTTURALI E RISULTATI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLO STATO DI FATTO 6
Individuazione interventi migliorativi 7
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI 9
AZIONI 11
AZIONE SISMICA DEL SITO 13
OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL CORPO PALESTRA 16
Interventi di progetto previsti 16
Creazione del modello 18
Modi di vibrare e massa partecipante 21
Azioni agenti 21
Verifiche statiche 24
Valutazione del livello sismico: primo collasso a taglio 25
Valutazione del livello sismico: verifica a pressoflessione 26
Verifica degli elementi in accaio: controventi di falda e reticolari a parete 29
Verifica del collegamento trave-pilastro 30
Verifica barra M22 30
Verifica forcelle 31
Verifica ancoraggio chimico 31
OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL CORPO SPOGLIATOI 34
Interventi di progetto previsti 34
Creazione del modello 34
Verifiche sismiche 36
Verifica globale 36
Riassunto dei risultati 38
ELENCO TAVOLE 39

PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO RELATIVO ALLA PALESTRA E SPOGLIATOI DELL'ISTITUTO SUPERIORE "ETTORE SANFELICE" IN VIADANA (MN)

PREMESSA

Il presente documento è relativo la realizzazione delle opere in acciaio necessarie al miglioramento sismico della palestra e degli spogliatoi dell'istituto E. Sanfelice in Viadana (MN) e realizzati nel 1969.



Tale relazione viene redatta a seguito della valutazione della sicurezza ai sensi del punto 8.3 delle NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni, di seguito indicate "NTC2018") di spogliatoi e palestra, da cui si è evidenziata la necessità di intervenire al fine di migliorare le condizioni di sicurezza del fabbricato dal punto di vista delle azioni sismiche.

RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le costruzioni (di seguito NTC2018)
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (di seguito Circolare)
- D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni (di seguito NTC2008)
- Legge 5 novembre 1971 n° 1086 "Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. del 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP: 4 luglio 1996 n° 156 AA.GG./STC istruzioni per l'applicazione delle Norme D.M. del 16 gennaio 1996.
- D.M. del 9 gennaio 1996 "Norme Tecniche per l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n° 252 Istruzioni per l'applicazione delle Norme D.M. del 9 Gennaio 1996
- D.M. del 14 febbraio 1992 "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circ. Min. LL.PP. 16.07.1992 n° 36105 "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14.02.1992".
- CNR 10012/85 "Istruzioni sulla valutazione delle azioni sulle costruzioni".
- D.M. del 11 Marzo 1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circolare Min. LL.PP. 24 sett. 1988 n° 30483 Istruzioni per l'applicazione delle Norme D.M. del 11 Marzo 1988.
- CNR – UNI 10011/88 Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n° 3274, "Primi Elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 2 Ottobre 2003 n° 3316 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003."
- D.L. 74/2012 "Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012."
- L.122/2012 "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 6 giugno 2012, n. 74, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012"
- D.P.C.M. 09/02/2011 – Valutazioni e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni 14/01/2008

Norme UNI ed UNI-EN e linee guida protezione civile:

- Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale:
    - (UNI EN 1990:2006)
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture:
    - UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
    - UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
    - UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
    - UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
    - UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
    - UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo:
    - UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio:
    - UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
    - UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
    - UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo:
    - UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno
    - UNI EN 1995-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
- Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura
    - UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
    - UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
    - UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
    - UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
    - UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
    - UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
    - UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
    - UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

ASPETTI STRUTTURALI E RISULTATI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLO STATO DI FATTO

Il fabbricato è costituito da una struttura portante in c.a. delle dimensioni di 25.60x14.05m per la palestra ed in muratura da 9.05x14.05m per gli spogliatoi collegate tra loro. Per maggior dettaglio si veda TAV.02.1.

Relativamente le fondazioni, sono stati realizzati pali trivellati in c.a. della lunghezza di 9.20m e 11.50m aventi diametro fino a 45cm. Sui pali poggiano plinti e travi di fondazione. In particolare i plinti, di forma triangolare con lato 2.25m ed altezza 80cm, sono connessi da travi trasversali di collegamento in c.a. con sezione a T (125x30cm base e spiccato di 25x53cm) e travi longitudinali reggi tamponamento esterno (30x60cm e 60x60cm). In corrispondenza della zona spogliatoi sono presenti travi di fondazione 30x100cm e 20x40.

Sulle travi di fondazione poggia un primo solaio rialzato rispetto al piano campagna costituito da pannelli C.I.L.A. tipo Trirex larghezza 100cm e altezza 16+3cm atti a sopportare sovraccarichi di 700kg/mq nella zona palestra e 550kg/mq negli spogliatoi.

Il corpo palestra è stato realizzato con struttura portante verticale costituita da pilastri in opera in c.a. e travi prefabbricate a doppia pendenza a formare n. 7 portali. I pilastri sono delle dimensioni di 60x35cm smussati ai lati di 4cm armati con 6Ø18+2Ø10 longitudinali e staffe Ø6/20cm. Le travi prefabbricate della C.O.C.E.P. hanno sezione ad "I" di altezza variabile da 77 a 150cm e larghezza 18cm all'intradosso e 30cm all'estradosso. Sulle travi è stato posato un solaio a pannelli di altezza 20cm e base 120cm tipo C.I.L.A. Rex, desunto dal sondaggio eseguito, a differenza del solaio alto 16cm dichiarato negli elaborati. In corrispondenza dell'appoggio sulla trave è stato eseguito getto di completamento che collega la trave ai pannelli di copertura.

A tamponamento tra i pilastri è stata eseguita muratura in mattone pieno faccia a vista posato testa-lista fino ad una quota di 5.04m e la parte rimanente in battuta al solaio è stata eseguita in mattoni intonacati doppi UNI. La muratura di testata verso l'edificio esistente adiacente e facente parte di altro plesso scolastico e gli spogliatoi, è stata anche'essa realizzata con mattoni doppio UNI.

Sulle murature laterali sono presenti ampie finestrature e due portoni lato cortile e nicchie di cm 14 per posizionamento dei termosifoni nella parte inferiore.

Relativamente gli spogliatoi le strutture in elevazione sono costituite da muratura doppio UNI dello spessore di 25cm. Il solaio di copertura su cui poggiano muricci, tavelloni e manto di copertura in fibrocemento ecologico, si sviluppa a due quote differenti: una parte ha altezza

netta 3.20m e l'altra 4.48m. Il solaio ha una altezza pari a 16+5cm (desunta dal sondaggio eseguito) e si presume sia realizzata con pannelli tipo Trirex i=100cm.

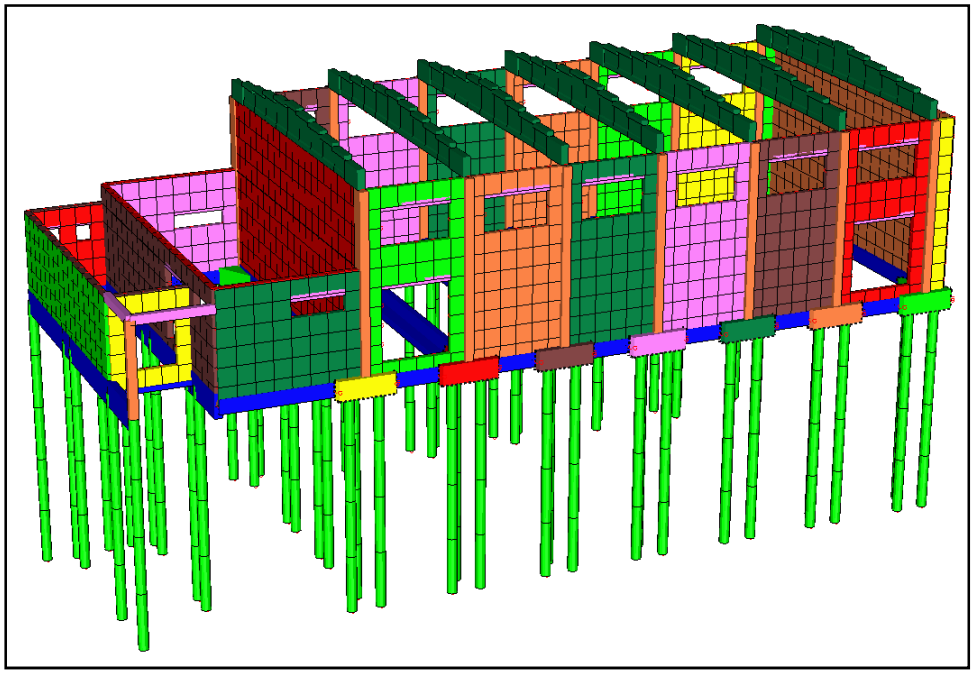


Figura 1 - Schema con individuazione delle strutture di palestra e spogliatoi

Dall'analisi della vulnerabilità simica del fabbricato si è desunto che:

- il corpo palestra ha raggiunto un livello di sicurezza pari al 69%. Tale vulnerabilità è dovuta alle azioni di pressoflessione che insistono sui pilastri.
- il corpo spogliatoi ha raggiunto un livello di sicurezza pari al 86%. Tale vulnerabilità è dovuta soprattutto alle aperture poste eccessivamente a ridosso degli angoli del fabbricato o ravvicinate tra di loro.

Individuazione interventi migliorativi

In riferimento all'analisi delle criticità riscontrate e ai fini di una completa riabilitazione del corpo di fabbrica, appare opportuno procedere con i seguenti interventi (vedi TAV.02.2 e 02.3):

<u>Palestra:</u>

- risoluzione delle carenze di collegamento trave pilastro mediante la realizzazione di capitelli in acciaio idoneamente spinottati;

- incremento della resistenza a pressoflessione e taglio dei pilastri mediante cerchiatura con l'accoppiamento di profili in acciaio ad L. Con tali presidi si intende pure fissare le murature esterne e stilare giunti interni anche sotto l'aspetto estetico;
- limitare le tensioni in corrispondenza delle aperture a nastro con l'inserimento di reticolare in acciaio di facciata che collegano le pilastrature anche in senso longitudinale creando di fatto una intelaiatura spaziale;
- trasmettere le azioni orizzontali della copertura uniformemente ai pilastri mediante la realizzazione di controventature di falda.

Spogliatoi

- realizzare delle cerchiature in acciaio in corrispondenza di tutte le aperture al fine di aumentare la rigidezza delle pareti ed limitare la nascita di cinematismi di plasticizzazione dei maschi sottili.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Come detto il fabbricato è costituito da un corpo di fabbrica in muratura in cui si trovano gli spogliatoi ed un corpo di fabbrica in c.a. adiacente al primo in cui ha sede la palestra.
A seguito dei rilievi eseguiti, dell'analisi della documentazione tecnica di progetto, delle verifiche e prove in situ condotte, si assume un livello di conoscenza LC1.
Le strutture in elevazione degli spogliatoi sono riconducibili a elementi in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%). Dal paragrafo C8A.2 della Circolare, relativamente la tipologia "in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)" (peso specifico 12 KN) si assumono i valori di cui alla tabella C8A.2.1. Pertanto avremo dei valori di resistenza media alla compressione compresi tra i 300 e 400 N/mmq, una resistenza media a taglio tra 10 e 13 N/mmq, un modulo elastico compreso tra 2700 e 3600 N/mmq ed un modulo elastico tangenziale compreso tra 810 e 1080 N/mmq. Avendo un livello di conoscenza pari a LC1, si utilizzeranno i valori minori tra quelli proposti dalla normativa per quanto riguarda resistenza a compressione e taglio, mentre per il modulo elastico si considererà la media. I valori di resistenza saranno ulteriormente penalizzati dal fattore di confidenza FC1 pari a 1,35 portando così le precedenti resistenze rispettivamente a 222 N/mmq per la compressione e 7,41 N/mmq per il taglio.

Relativamente gli elementi realizzati in calcestruzzo in opera, si è considerato un Rck250kg/cmq mentre per le travi prefabbricate si considerato un Rck450kg/cmq. Relativamente le barre di armatura, sono state considerate barre lisce FeB32k. Di seguito si riportano i valori associati:

<u>Rck250</u>

C20/25 LC		f_{ck}	14,8	N/mm²	
		R_{ck}	18,5	N/mm²	
		γ_c	1,5		
ε_{c2}	2	‰	ε_{cu}	3,5	‰
α_{cc}	0,85	?	f_{cd}	8,387	N/mm²
		f_{cc}/f_{cd}	0,8	?	
		$\sigma_{c,adm}$	6,875	N/mm²	
τ_{co}	0,4467	τ_{c1}	1,5	N/mm²	
f_{ctm}	1,808	E_{cm}	28.171	N/mm²	

Rcm=346kg/cmq ridotto di FC=1,35. Pertanto la resistenza media a compressione del calcestruzzo è pari a 256kg/cmq.

FeB32k

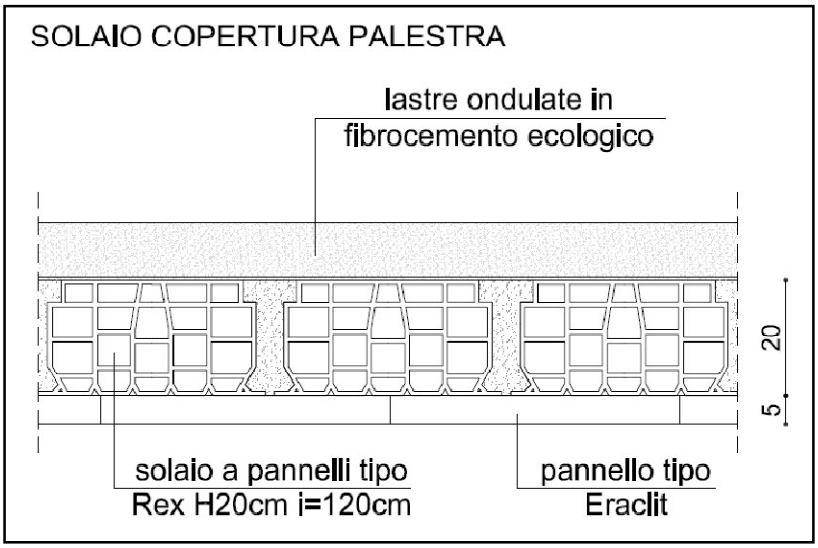
FeB32k LC	f_{yk}	233	N/mm²
	f_{tk}	363	N/mm²
	γ_s	1,15	
E_s/E_c 15	E_s	200.000	N/mm²
	ε_{su}	67,5	‰
	f_{yd}	202,6	N/mm²
	ε_{syd}	1,013	‰
	$\sigma_{s,adm}$	115	N/mm²

fym=3100kg/cmq ridotto di FC=1,35. Pertanto la resistenza media a snervamento dell'acciaio è pari a 2296kg/cmq.

Poiché sono previste opere di miglioramento sismico con elementi di rinforzo in acciaio, verranno utilizzati profili in acciaio S275JR con resistenza allo snervamento f_y=275N/mmq e resistenza alla rottura f_u=430N/mmq ed elementi di collegamento quali dadi, bulloni e barre filettate cl.8.8 con resistenza a rottura f_{ub}=800N/mmq e snervamento f_{yb}=680N/mmq.

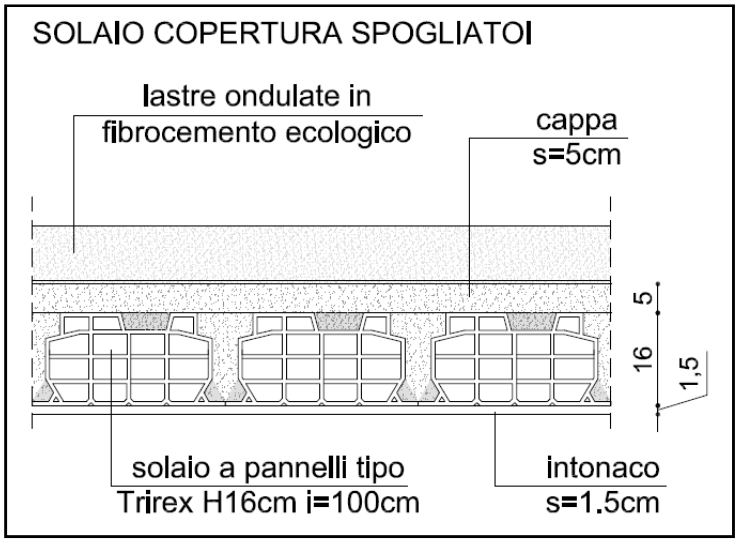
AZIONI

Sulla base di tutte le indagini conoscitive a tutti i livelli, si possono ora esplicitare i carichi agenti permanenti strutturali (ad esclusione degli elementi strutturali principali il cui peso viene automaticamente considerato nel programma di calcolo) e non strutturali, nonché associare i carichi variabili di esercizio. Di seguito si riporta la sintesi dei carichi adottati, rimandando al capitolo "Azioni" della valutazione della sicurezza di cui in premessa relativamente la loro distribuzione.



E SOLAIO COPERTURA PALESTRA		
Pesi portati		
manto fibro cemento ecol.	14	kg/m^2
controsoffitto tipo Eraclit (s=5cm)	11	kg/m^2
solaio tipo CILA Rex H20cm i=120cm	165	kg/m^2
TOTALE PESI PORTATI	*190*	*kg/m^2*

Accidentali		
TOTALE SOVRACC. NEVE	*85*	*kg/m^2*



F SOLAIO COPERTURA SPOGLIATOI		
Pesi portati		
intonaco (s=1,5cm)	30	kg/m^2
muricci e tavelloni (h~50cm)	100	kg/m^2
manto copertura Eternit	20	kg/m^2
solaio tipo CILA Trirex H16cm i=100cm	150	kg/m^2
cappa in cls (s=3cm)	125	kg/m^2
TOTALE PESI PORTATI	*425*	*kg/m^2*

Accidentali		
TOTALE SOVRACC. NEVE	*85*	*kg/m^2*

AZIONE SISMICA DEL SITO

Per quanto riguarda l'introduzione dei carichi agenti all'interno del modello numerico, si è fatto riferimento all'analisi dei carichi di cui sopra. In particolare, i pesi propri degli elementi strutturali sono stati calcolati in modo automatico dal software, in funzione delle caratteristiche geometriche e dei pesi per unità di volume specificati nella definizione dei singoli elementi strutturali (tipicamente pilastri, travi, setti murari); analogamente, i carichi da solaio sono stati inseriti specificando i coefficienti di combinazione in funzione della destinazione d'uso dei locali ed orientando gli orizzontamenti sulla base dei rilievi eseguiti e delle tavole progettuali.
Gli effetti dell'azione sismica (E) saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione;

Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile;

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma.

Al fine di definire le azioni orizzontali agenti è stato valutato lo spettro di risposta sulla base dei seguenti parametri:

Classe d'uso	Vita Vn [anni]	coeff. uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	C	T1

In particolare il plesso scolastico appartiene ad una classe d'uso III (scuole ed edifici aperti al pubblico) in base alla classificazione di cui al par. 2.4.2 delle NTC2018.
I parametri geotecnici sono stati desunti dalla relazione del Dott. Geol. Leonardo Calzolari.

Le tabelle che seguono riassumono i parametri di calcolo in base alle coordinate geografiche del sito in analisi, della vita nominale e della classe d'uso della struttura.
Le coordinate sono riferite a Viadana, in corrispondenza del cortile del plesso scolastico.
Gli stati limite indagati sono lo SLV e lo SLD.

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche 14 gennaio 2008 .

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono (si faccia riferimento pure alla tabella precedente):

- ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato (T_R), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

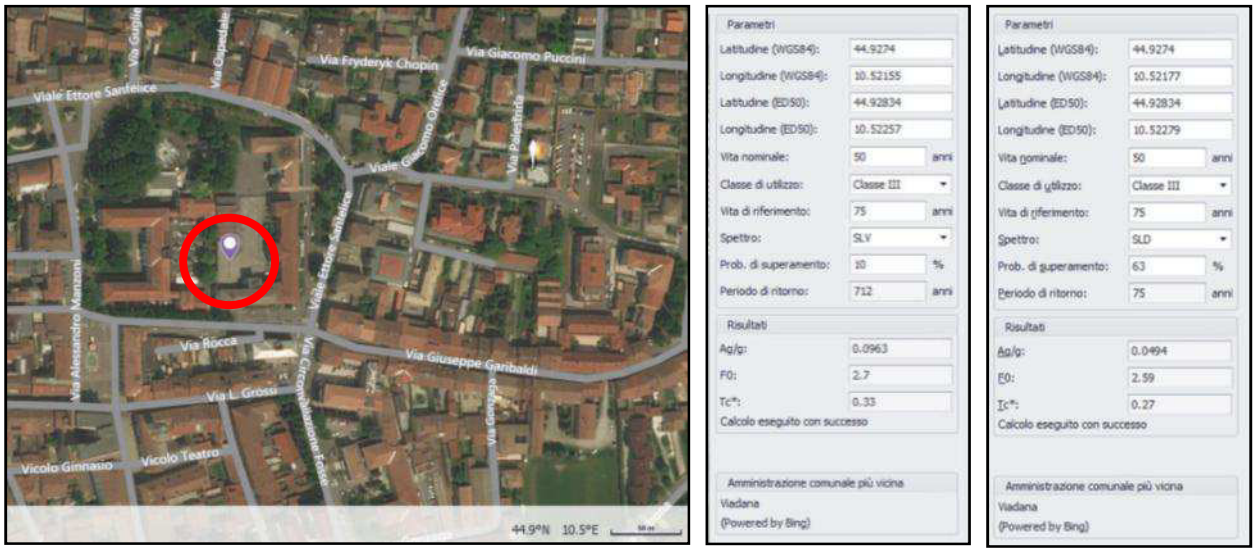


Tabella dei parametri di calcolo

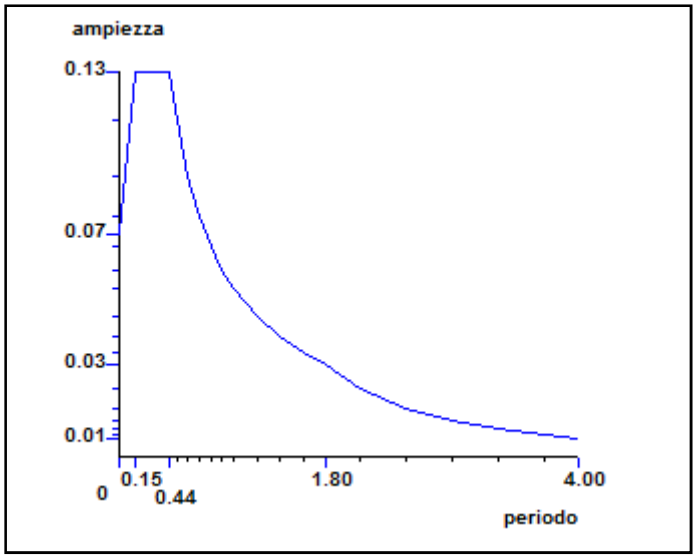


Figura 2 - Spettro di progetto allo SLD

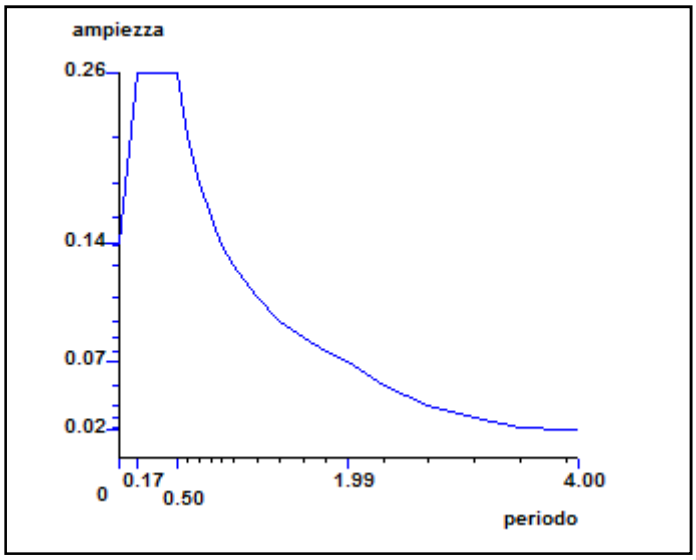


Figura 3 - Spettro di progetto allo SLV

OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL CORPO PALESTRA

Interventi di progetto previsti

Sono previsti i seguenti interventi di progetto:

1) verranno eliminate le carenze di collegamento tra travi e pilastri con l'inserimento di placcaggi metallici con funzione di cerniera al nodo. Tali placcaggi saranno realizzati con piatti da 10-15mm in acciaio saldati tra loro con saldature da 10x10mm. Il fissaggio avverrà con l'utilizzo di ancorante chimico tipo Hilti HIT-RE 500 V3 e n.6 barre filettate M16 cl8.8 con dadi autofilettanti. La cerniera sarà realizzata con barra filettata passante M22 cl8.8 fissata con dadi autofilettanti.

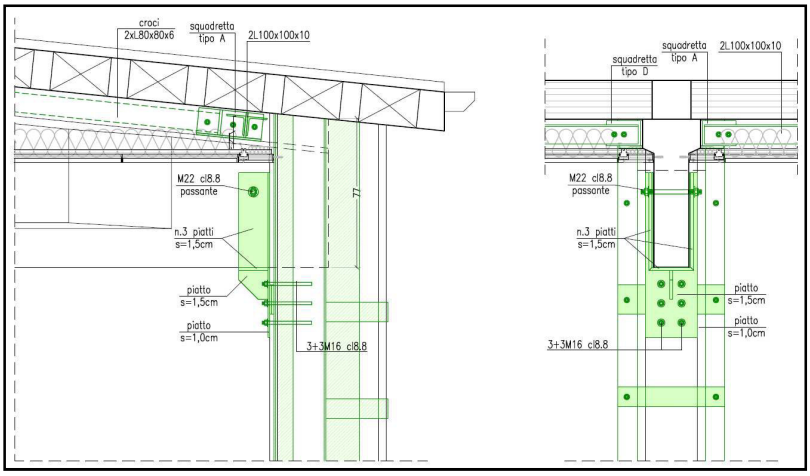


Figura 4 – Vista del collegamento trave-pilastro

2) saranno realizzate alla base del pilastro fasciature in acciaio con lamiera piegata dello spessore di 10mm da vincolare al pulvino di fondazione mediante n. 5 M20 cl8.8 con dadi autofilettanti.

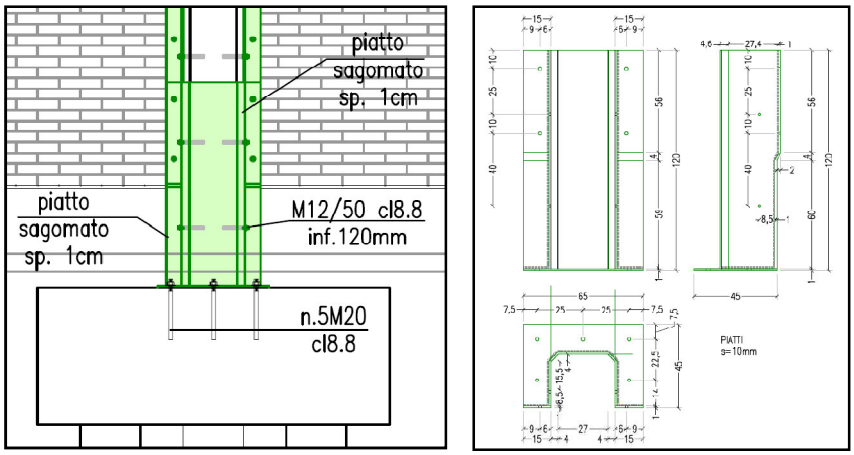


Figura 5 – Vista del collegamento trave-pilastro

3) verrà realizzata cerchiatura dei pilastri mediante profili ad L150x100x10 e 100x100x10 al fine di migliorare il comportamento a pressoflessione di tutto il pilastro ad ogni livello (soprattutto in corrispondenza delle grandi finestrature e verso la base) ed al fine di limitare il ribaltamento dei tamponamenti di facciata che attualmente non sono collegati ai pilastri. Tali elementi saranno collegati al pilastro con connettori M12/50cm cl8.8.

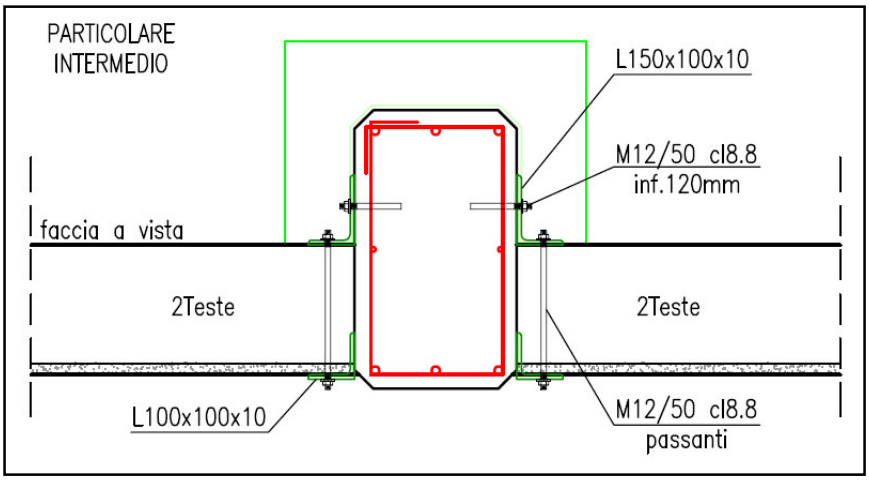


Figura 6 - Particolare sezione pilastro con profili ad L accoppiati

4) al fine di distribuire uniformemente le azioni orizzontali creando un piano rigido ed al fine di creare un idoneo supporto alla realizzazione di una nuova controsoffittatura con funzione antiriverbero acustico e con inserimento di corpi illuminanti, sarà realizzata controventatura a soffitto costituita da montanti con profili ad L100x100x10 e diagonali con profili ad L80x80x6.

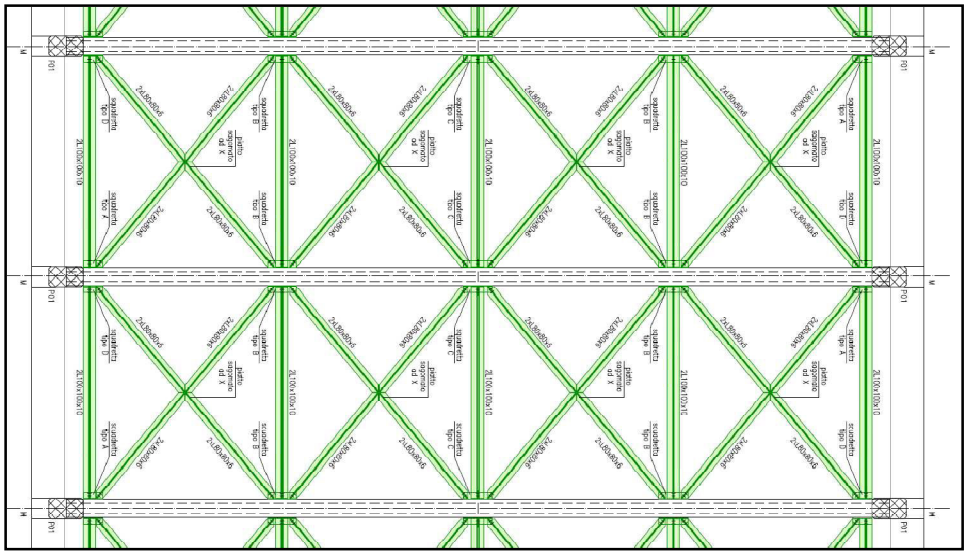


Figura 7 - Particolare controventatura di copertura

5) al fine di limitare la luce dei pilastri, saranno realizzate delle travi reticolari di bordo con profili ad L100x50x10.

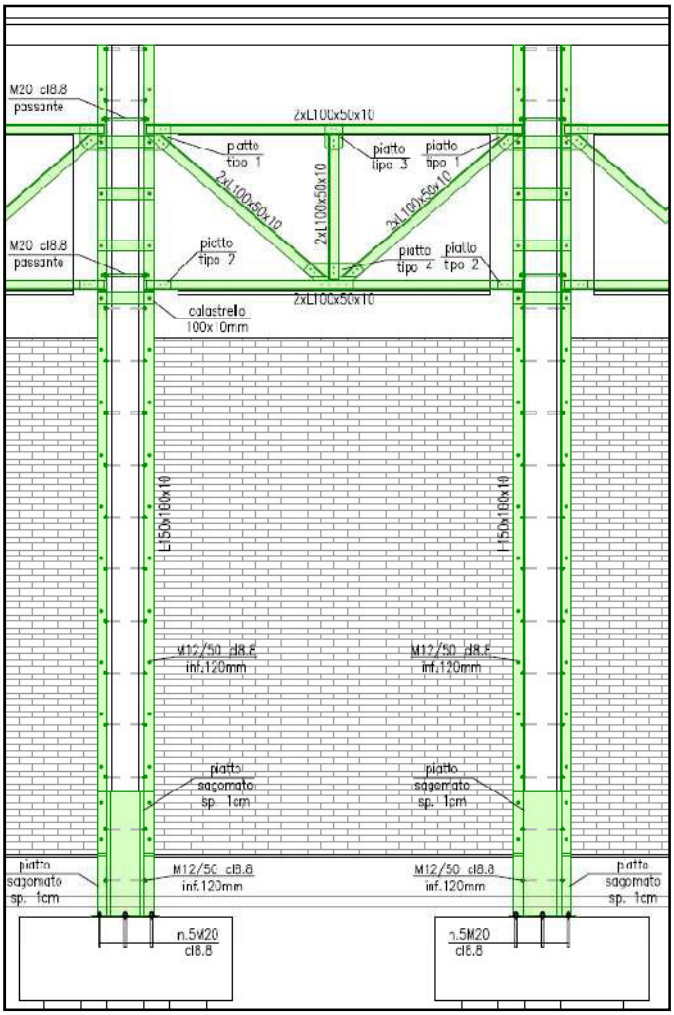


Figura 8 - Particolare reticolare di facciata

Creazione del modello

E' stato realizzato un modello agli elementi finiti con il software MastrerSap della AMV srl. Di seguito si riportano alcune immagini del modello realizzato con evidenziati gli elementi strutturali della palestra e degli elementi strutturali integrativi di progetto.

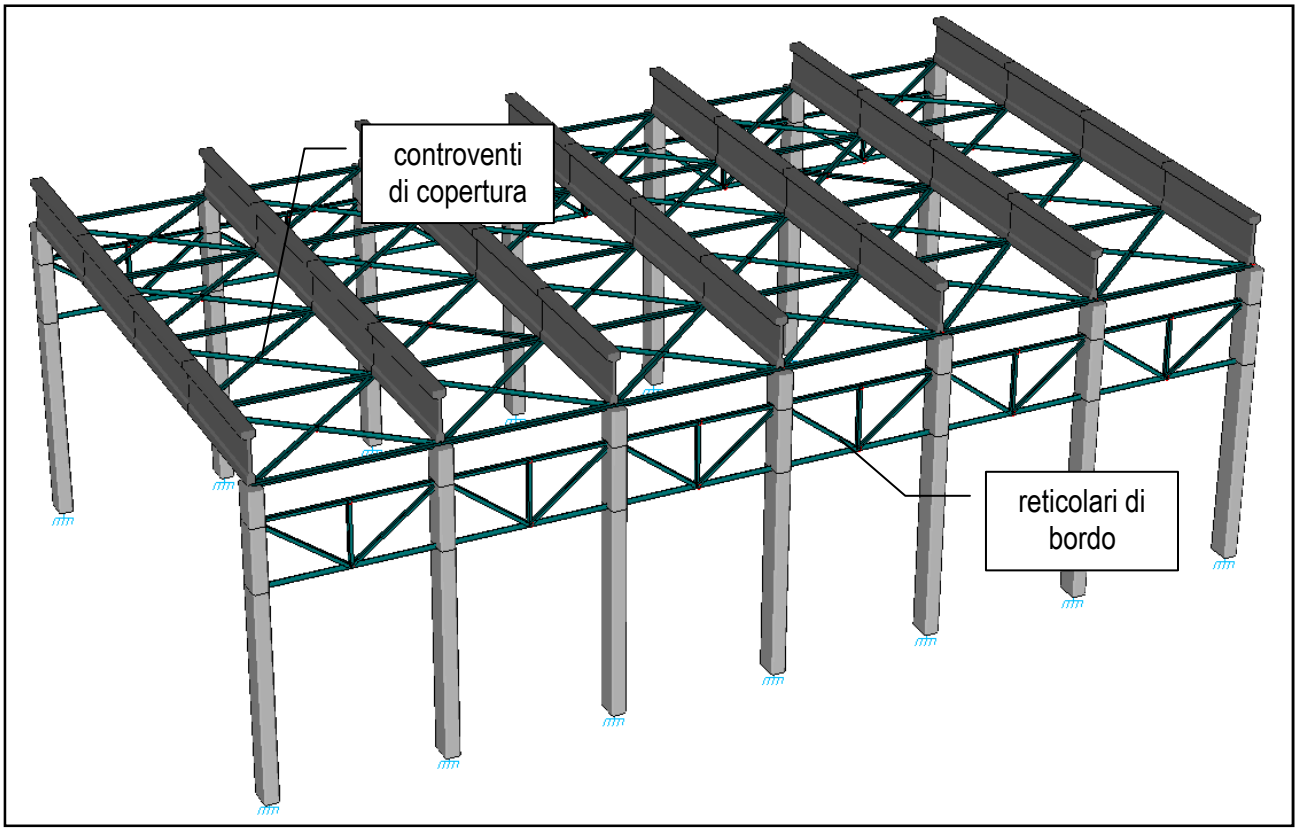


Figura 9 - Vista modello dall'alto

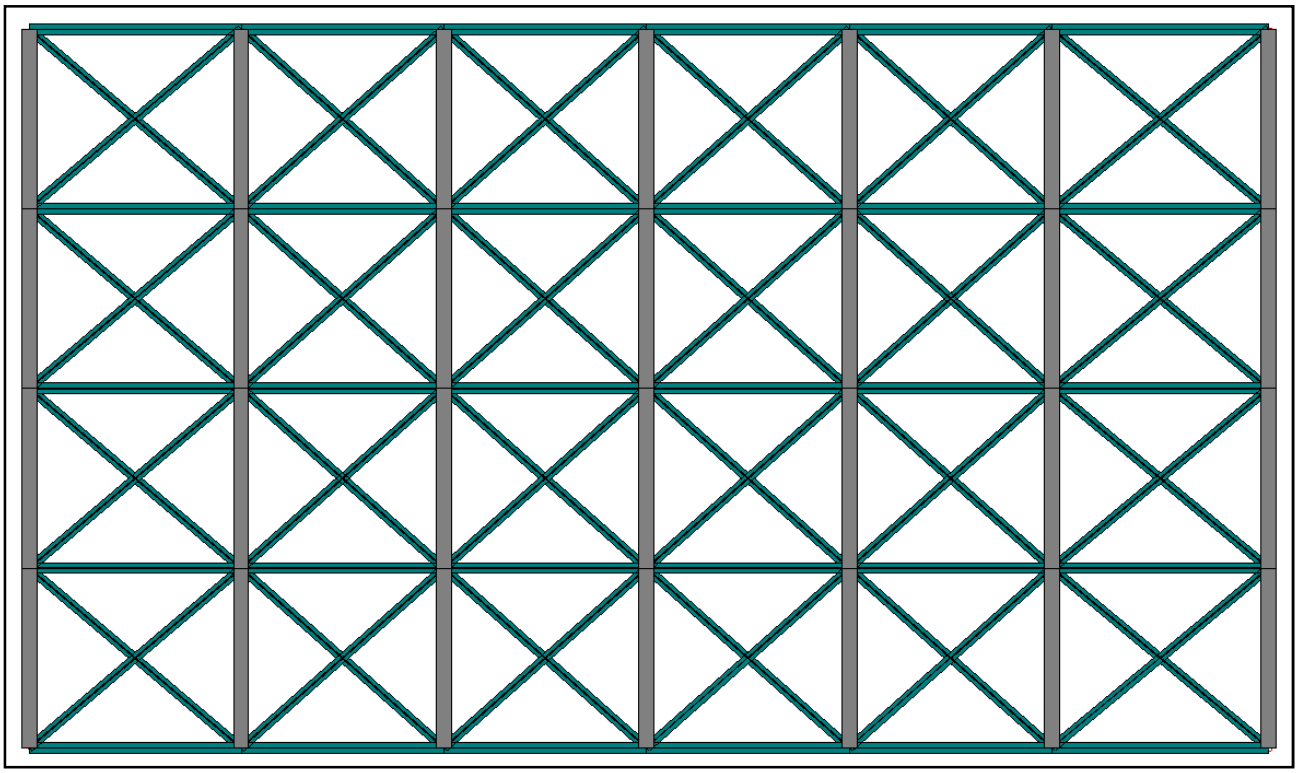


Figura 10 - Vista modello dall'alto

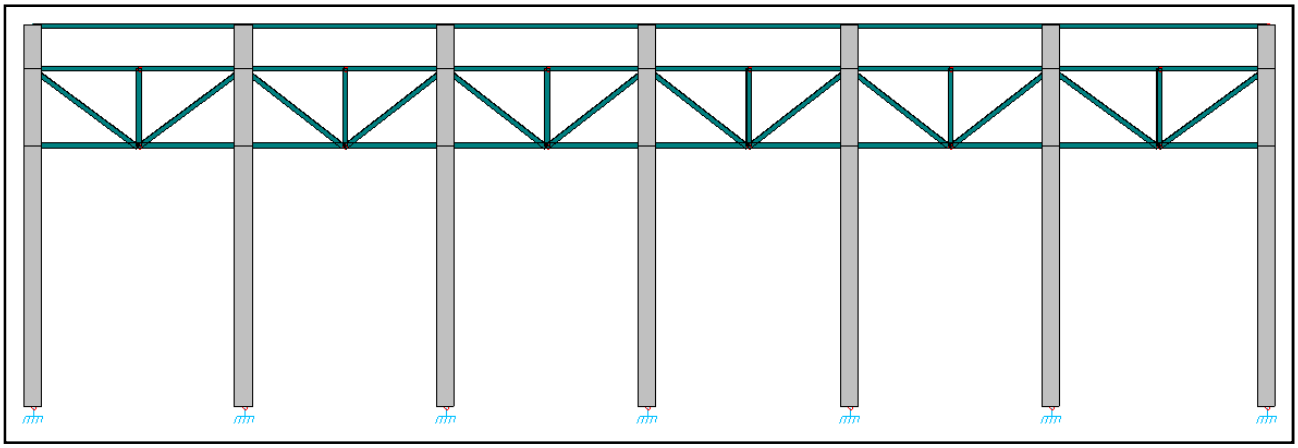


Figura 11 - Vista modello dall'alto

Gli elementi che sono maggiormente sollecitati in fase di sisma sono i pilastri e pertanto saranno oggetto principale delle verifiche.

I pilastri sono stati modellati tenendo conto della loro geometria, ovvero sezione rettangolare di 4cm ogni angolo ed armati con 3+3Ø18, 2 Ø10 in mezzeria e staffe Ø6/20cm. La valutazione del contributo in termini di resistenza alla pressoflessione ottenuta con l'accoppiamento di profili ad L150x100x10 e L100x100x10 sarà valutata con una analisi a parte.

Per comodità si riporta lo schema statico dei portali costituiti da pilastri di altezza 7.55m e trave con vincoli a cerniera e 13.65m di luce.

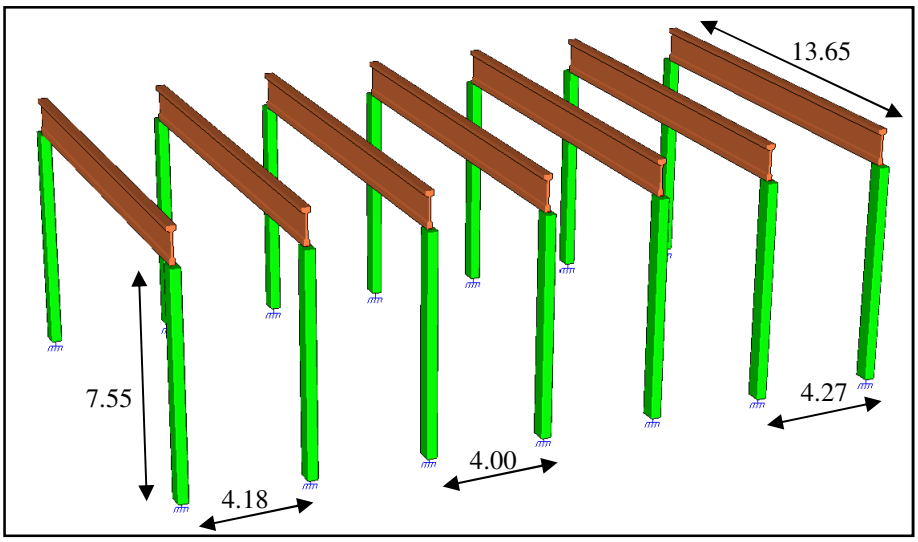


Figura 12 - Schema statico ed elementi del modello

Modi di vibrare e massa partecipante

Ai sensi del par. 7.3.3.1 si è verificato che la massa partecipante del fabbricato in c.a. sia maggiore dell'85%. Dall'analisi la massa partecipante supera l'85% sia in direzione X che in direzione Y già dal terzo modo di vibrare.

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+1.26e-012	0	+1.52e+002	97	+2.16e-015	0
Progressiva	+1.26e-012	0	+1.52e+002	97	+2.16e-015	0
Modo: 2	+1.06e-013	0	+1.85e-004	0	+2.09e-015	0
Progressiva	+1.36e-012	0	+1.52e+002	97	+4.25e-015	0
Modo: 3	+1.56e+002	100	+1.00e-012	0	+1.22e-008	0
Progressiva	+1.56e+002	100	+1.52e+002	97	+1.22e-008	0

Azioni agenti

Di seguito si riportano graficamente i risultati delle azioni agenti sulla struttura in condizioni statiche e sismiche secondo le modalità descritte nelle NTC2018, relativamente le sollecitazioni a sforzo normale (compressione/trazione), a taglio ed a momento flettente, nelle due direzioni notevoli. I risultati costituiscono l'inviluppo delle massime sollecitazioni a cui è sottoposto il corpo di fabbrica analizzato sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche. Si riportano i dati dell'elemento più sollecitato ed alcuni altri dati campione.

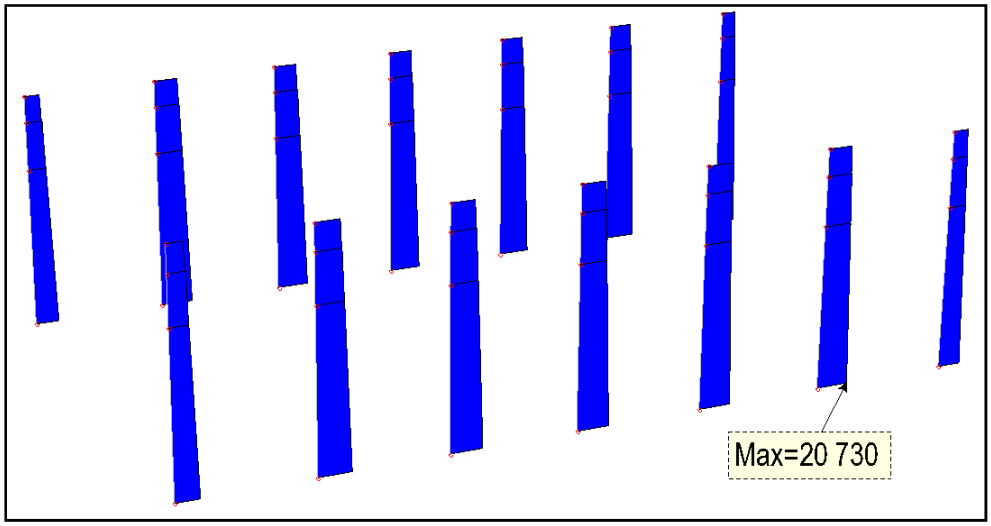


Figura 13 - Azioni di sforzo normale N relative i pilastri

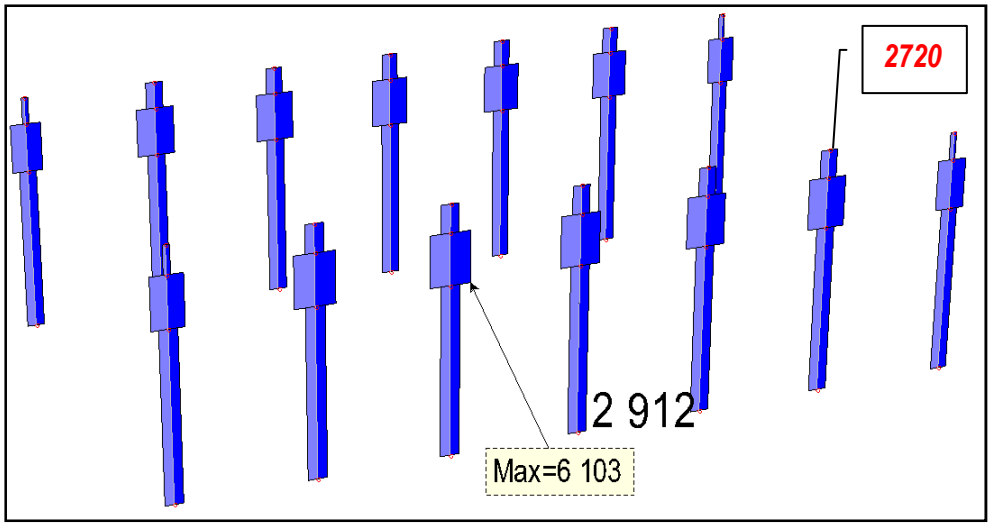


Figura 14 - Azioni di taglio in direzione Y relative i pilastri

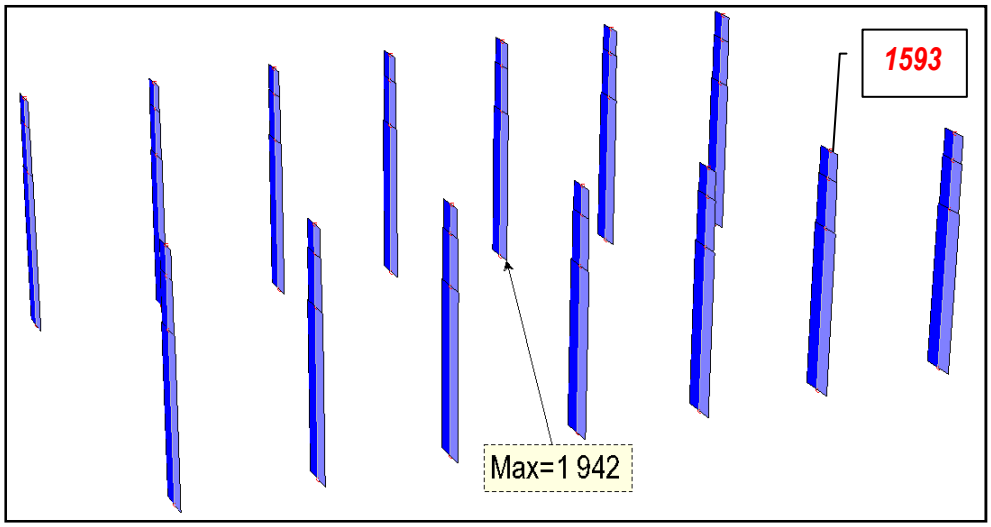


Figura 15 - Azioni di taglio in direzione Z relative i pilastri

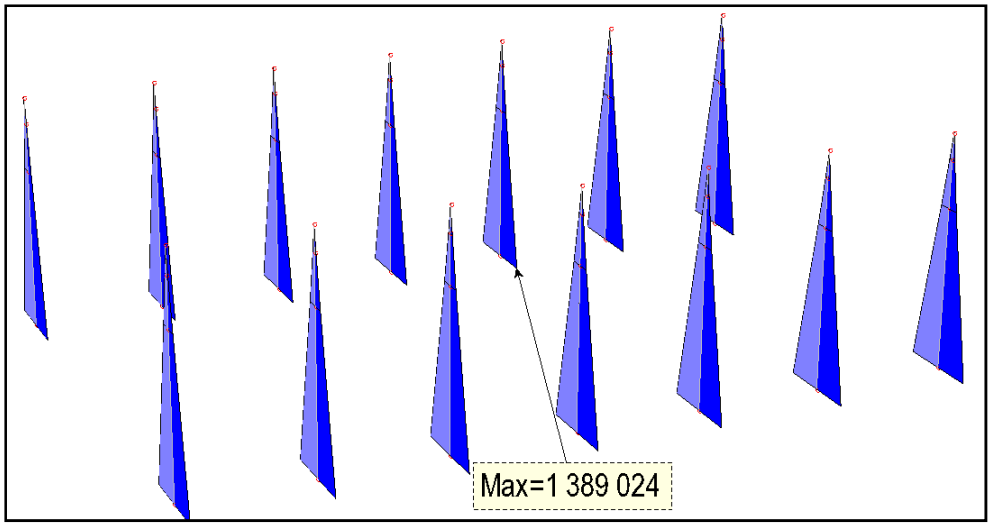


Figura 16 - Azioni flettenti My relative i pilastri

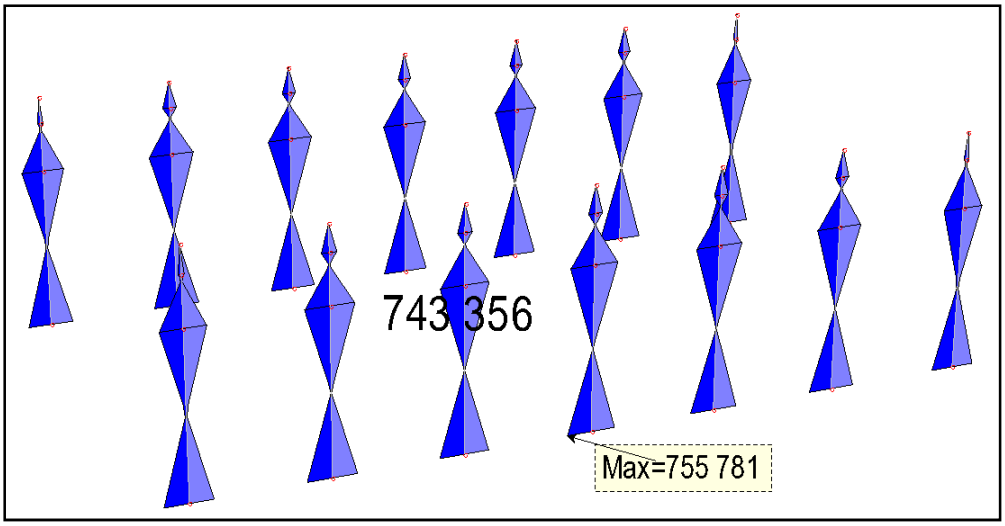


Figura 17 - Azioni flettenti Mz relative i pilastri

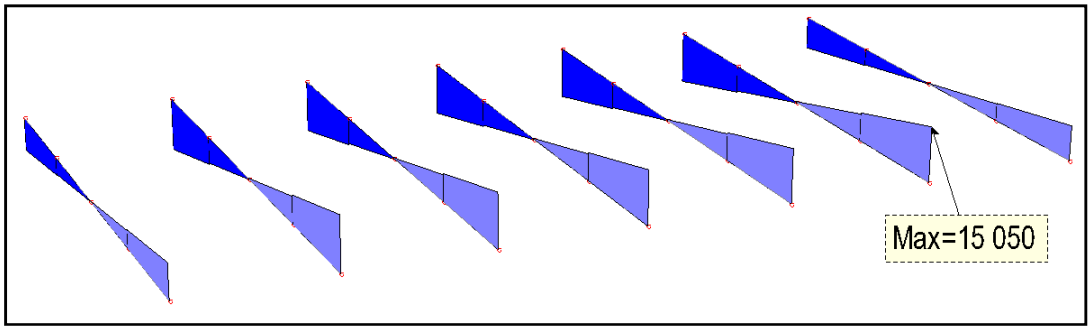


Figura 18 - Taglio su travi prefabbricate

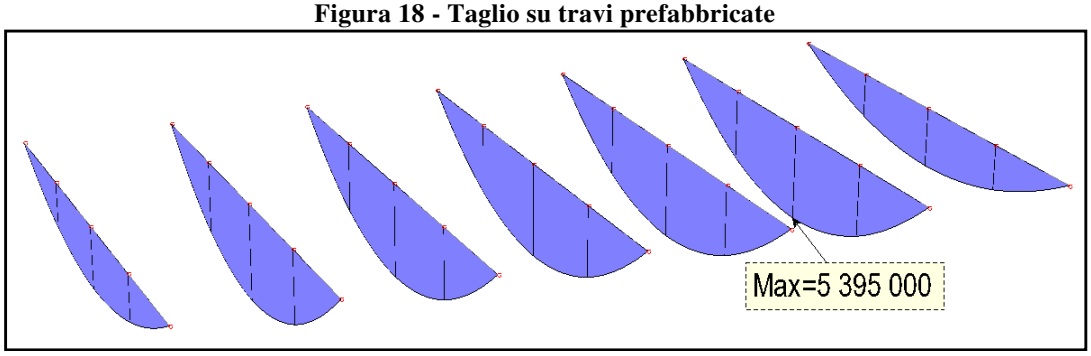


Figura 19 - Momento su travi prefabbricate

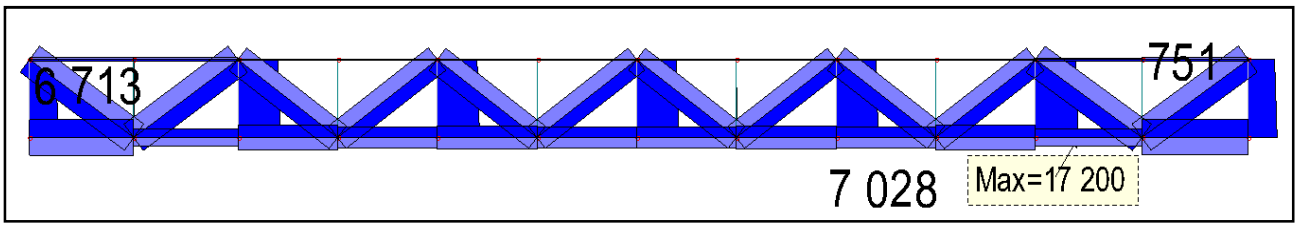


Figura 20 – Azioni di trazione e compressione su reticolare di bordo

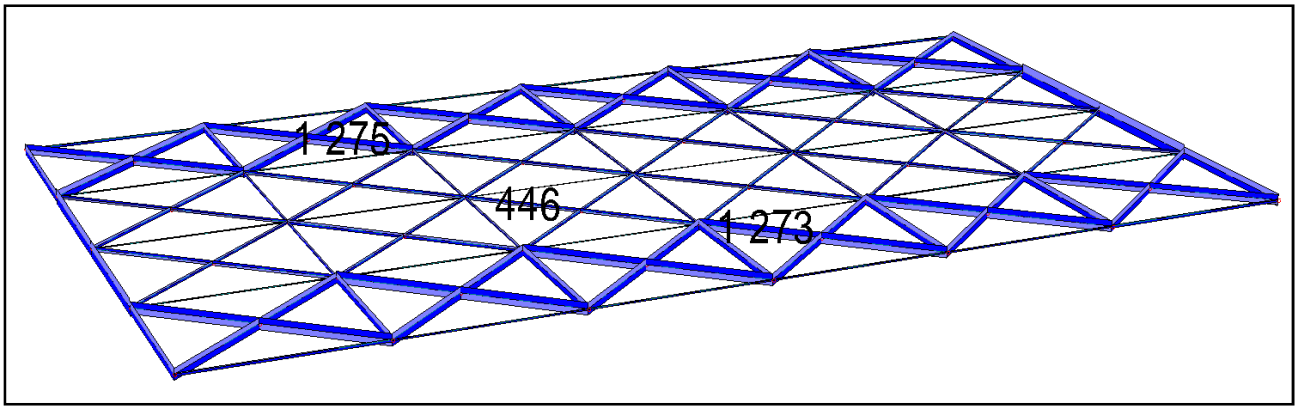


Figura 21 – Azioni di trazione e compressione su controventi di falda

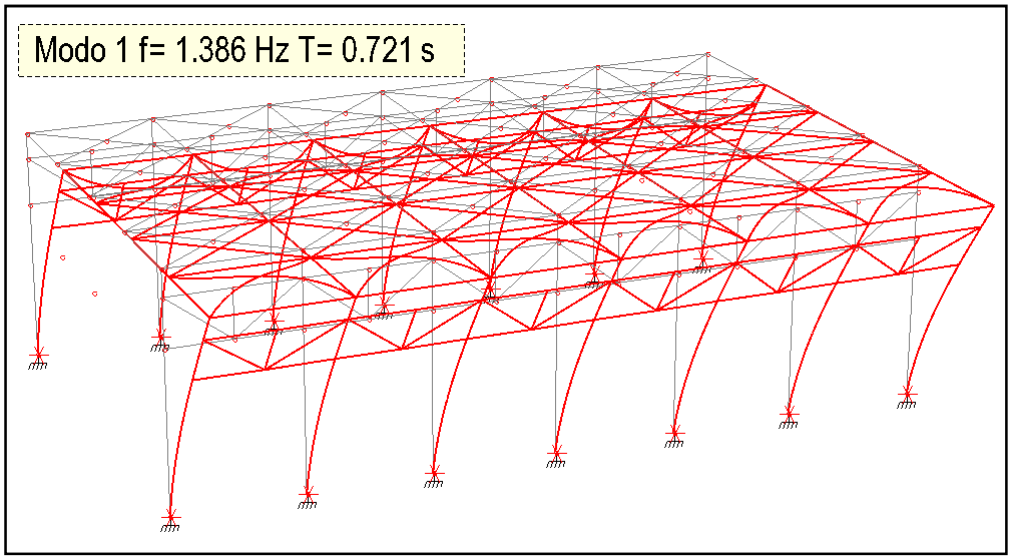


Figura 22 - Primo modo di vibrare e relativo periodo

Verifiche statiche

Di seguito si riporta il grafico delle verifiche statiche eseguite sulla base della resistenza di taglio-torsione e pressoflessione.

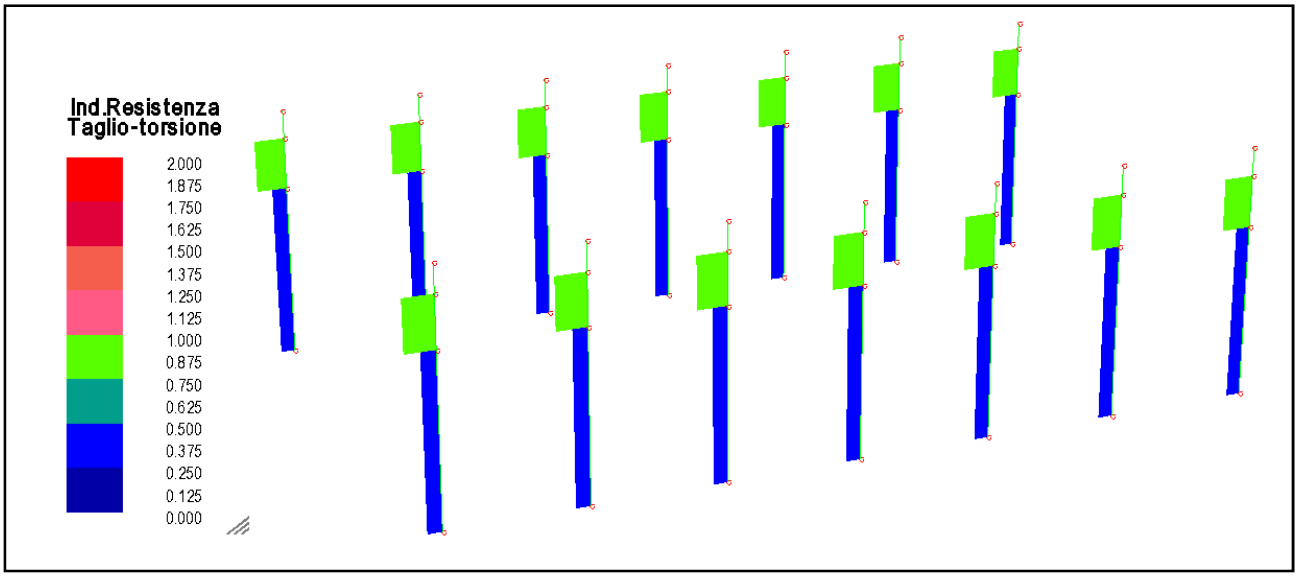


Figura 23 - Verifica a taglio torsione in condizioni statiche

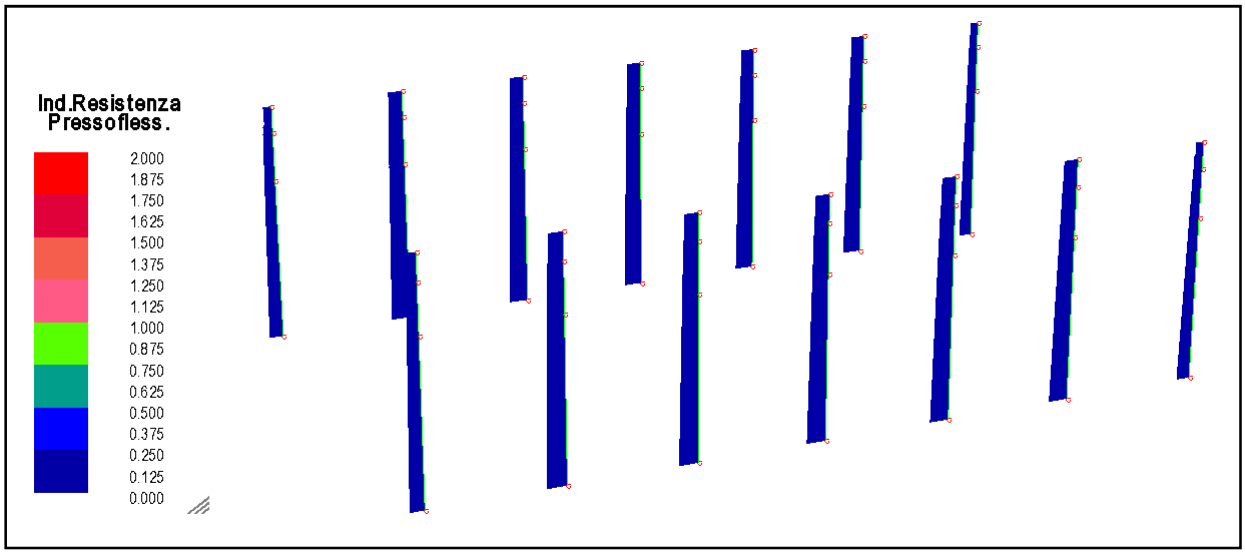


Figura 24 - Verifica a pressoflessione in condizioni statiche

Valutazione del livello sismico: primo collasso a taglio

Di seguito si riporta il grafico dell'indice di resistenza a taglio e torsione del fabbricato. Come si nota, la verifica è superata, pertanto TR_{CLV} è pari a 712 anni a cui corrisponde una PGA_{CLV} pari a 0.096g.

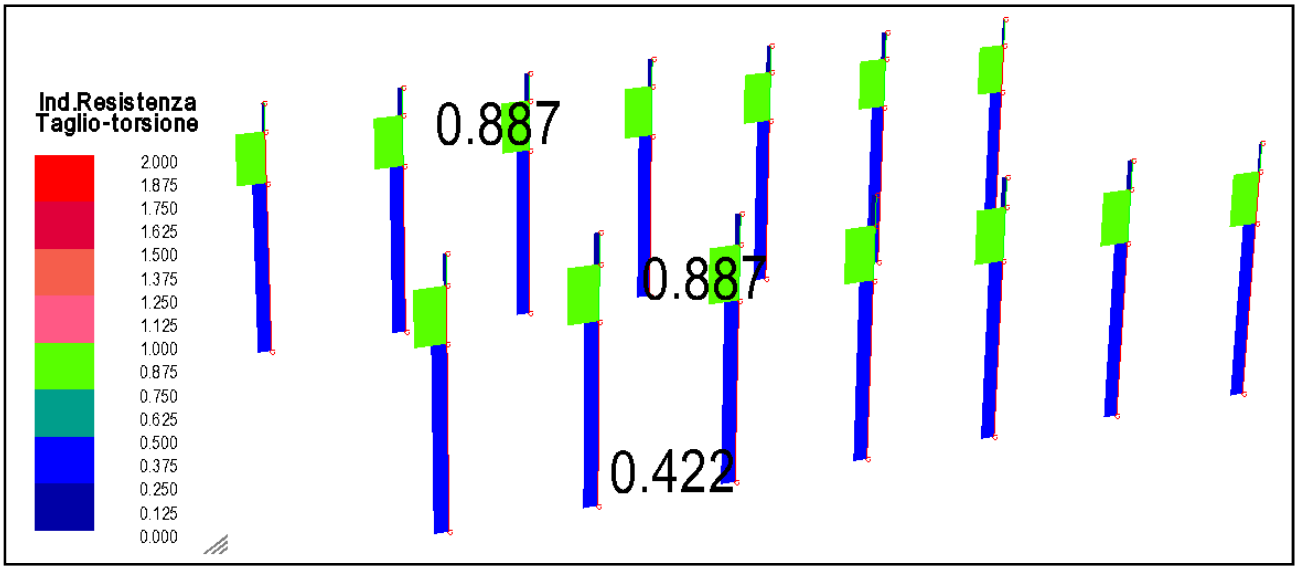


Figura 25 - Grafico relativo l'indice a taglio-torsione. L'indice è sempre minore di 1.00 pertanto la verifica risulta soddisfatta

Valutazione del livello sismico: verifica a pressoflessione

Di seguito si riporta la verifica a pressoflessione in condizioni da normativa: dalle figure si evince che la verifica non è positiva. Tuttavia il programma sta valutando solo il contributo del pilastro in c.a. e non quello della sezione confinata da profili ad L. Allo scopo si individua il pilastro maggiormente sollecitato e dai tabulati di verifica si estrae la combinazione momenti Mx ed My maggiormente sollecitanti e sforzo assiale N minore. Quindi si procede con il verificare se il contributo dei placcaggi ipotizzati contribuiscono alla verifica positiva della sezione.

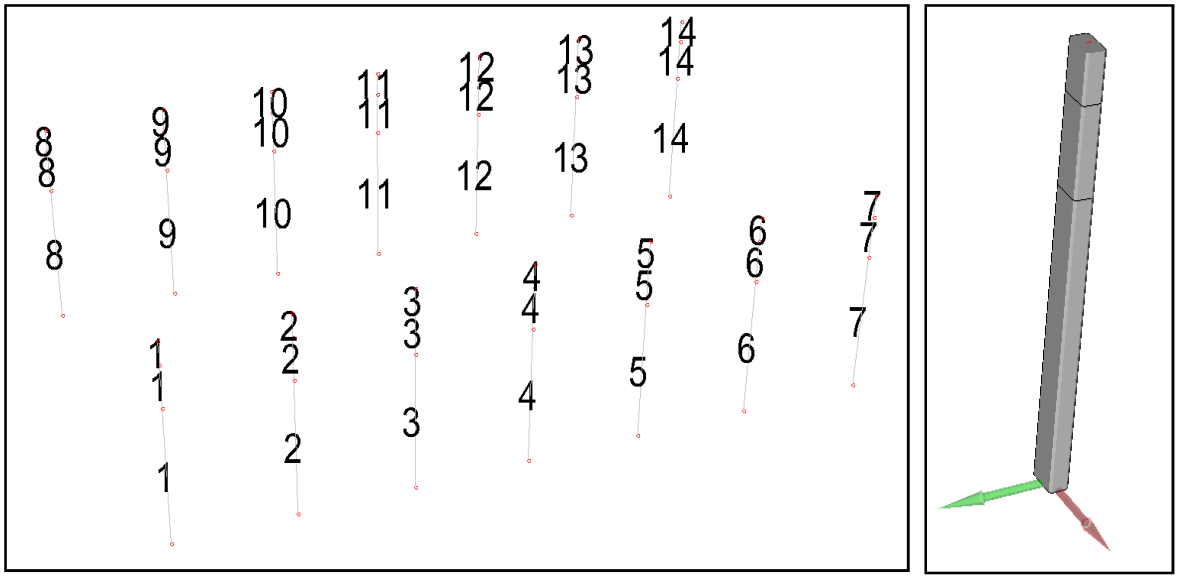


Figura 26 – Numerazione pilastrate e sistema di riferimento (x verso l'alto) con in rosso l'asse z e verde l'asse y

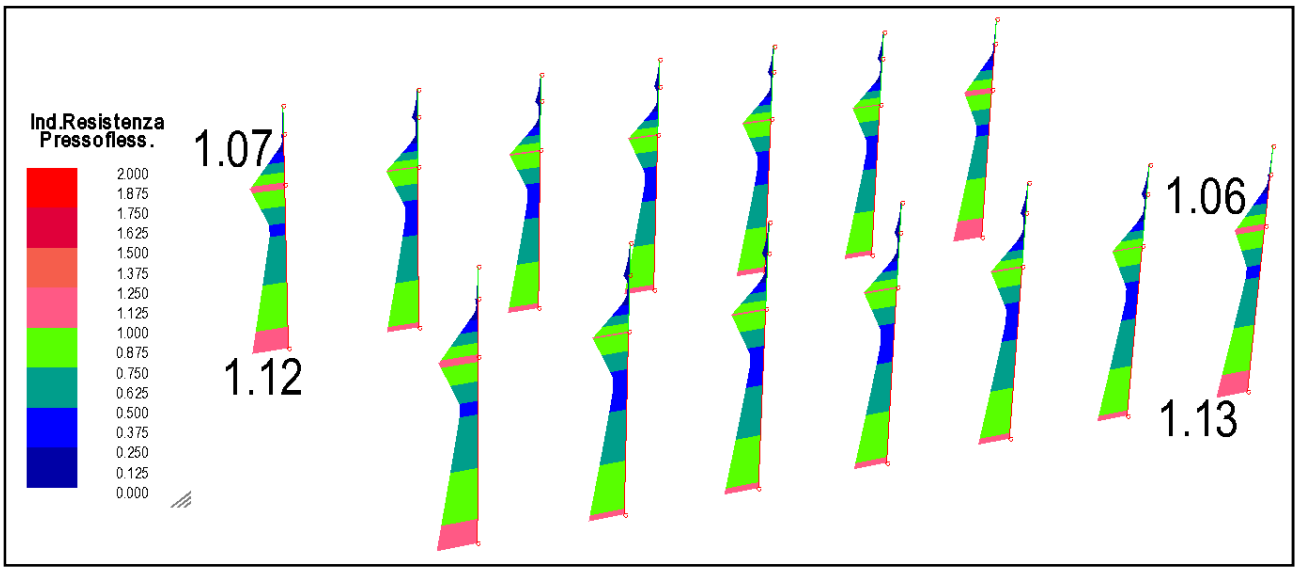


Figura 27 - Grafico relativo la domanda richiesta dalla normativa relativamente la resistenza a pressoflessione

Dal grafico si evince che il pilastro maggiormente sollecitato è il n.7 ed in particolare alla base.

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo al fine di selezionare le combinazioni più gravose:

ASTA NUM. 7 NI 14 NF 81 SEZ. Gg PILASTRO (pilastro)
PIL. NUM. 7

NC	x	Fx	My	Mz	Arm. totale	My.Res.	Mz.Res.	I.R.	Note
	cm	kg	kg*m		cmq	kg*m		Fx,M	
1A	0	-14128	4168	7173	16.84	4607	7927	0.90	
1B	0	-14128	4168	-7199	16.84	4585	7918	0.91	
1C	0	-14128	-4150	7173	16.84	4588	7928	0.90	
1D	0	-14128	-4150	-7199	16.84	4566	7919	0.91	
1E	0	-6172	4168	7173	16.84	3814	6564	1.09	**NON Verif.**
1F	0	-6172	4168	-7199	16.84	3799	6561	1.10	**NON Verif.**
1G	0	-6172	-4150	7173	16.84	3798	6564	1.09	**NON Verif.**
1H	0	-6172	-4150	-7199	16.84	3783	6562	1.10	**NON Verif.**
1I	0	-11431	13842	2152	16.84	13017	2024	1.06	**NON Verif.**
1J	0	-11431	13842	-2178	16.84	13013	2048	1.06	**NON Verif.**
1K	0	-11431	-13824	2152	16.84	13021	2027	1.06	**NON Verif.**
1L	0	-11431	-13824	-2178	16.84	13017	2051	1.06	**NON Verif.**
1M	0	-8869	13842	2152	16.84	12299	1912	1.13	**NON Verif.**
1N	***0***	***-8869***	***13842***	***-2178***	***16.84***	***12295***	***1935***	***1.13***	***NON Verif.***
1O	0	-8869	-13824	2152	16.84	12302	1915	1.12	**NON Verif.**
1P	0	-8869	-13824	-2178	16.84	12298	1938	1.12	**NON Verif.**
1Q	0	-11631	4161	2147	16.84	16199	8357	0.26	
1R	0	-11631	4161	-2173	16.84	16049	8380	0.26	
1S	0	-11631	-4143	2147	16.84	16186	8387	0.26	
1T	0	-11631	-4143	-2173	16.84	16036	8410	0.26	
1U	0	-8669	4161	2147	16.84	13917	7180	0.30	
1V	0	-8669	4161	-2173	16.84	13803	7207	0.30	
1W	0	-8669	-4143	2147	16.84	13903	7204	0.30	
1X	0	-8669	-4143	-2173	16.84	13788	7231	0.30	

Si costruisce ora la sezione relativa al pilastro confinato come da figura seguente. I pallini verde scuro rappresentano i baricentri dei profili ad L. In rosso sono indicate le armature precedentemente verificate.

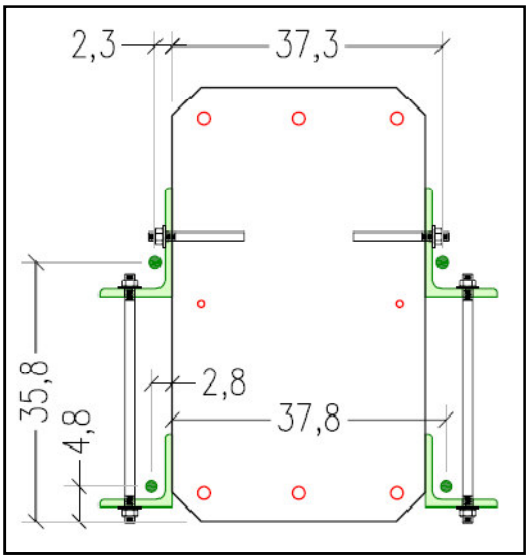


Figura 28 – Cerchiatura con profili ad L: individuazione dei baricentri

Pertanto verificheremo il caso in cui si ha sforzo assiale pari a 8869kg in compressione, 13842 kgm attorno all'asse y e -2178 attorno all'asse z.

Il dominio di rottura per la configurazione adottata è il seguente:

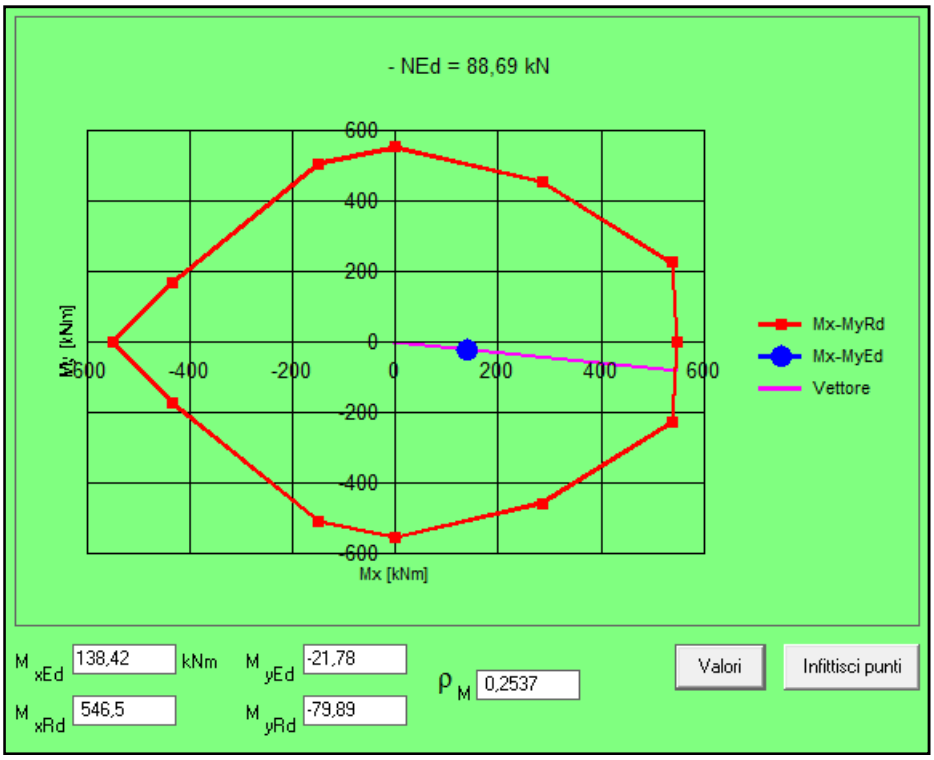


Figura 29 – Dominio di rottura per presso flessione deviata

Pertanto con l'inserimento dei profili ad L, la sezione è sollecitata al 25% nel caso più gravoso.

Verifica degli elementi in accaio: controventi di falda e reticolari a parete

Di seguito si riporta la verifica degli elementi in acciaio che sono sollecitati a seguito di una forzante sismica. Viene riportata la verifica generica con mappa a colori (verde per gli elementi verificati e rossa per elementi non verificati). Pertanto, per analisi più approfondite e per gli indici di resistenza in dettaglio, si rimanda ai tabulati dei calcoli.

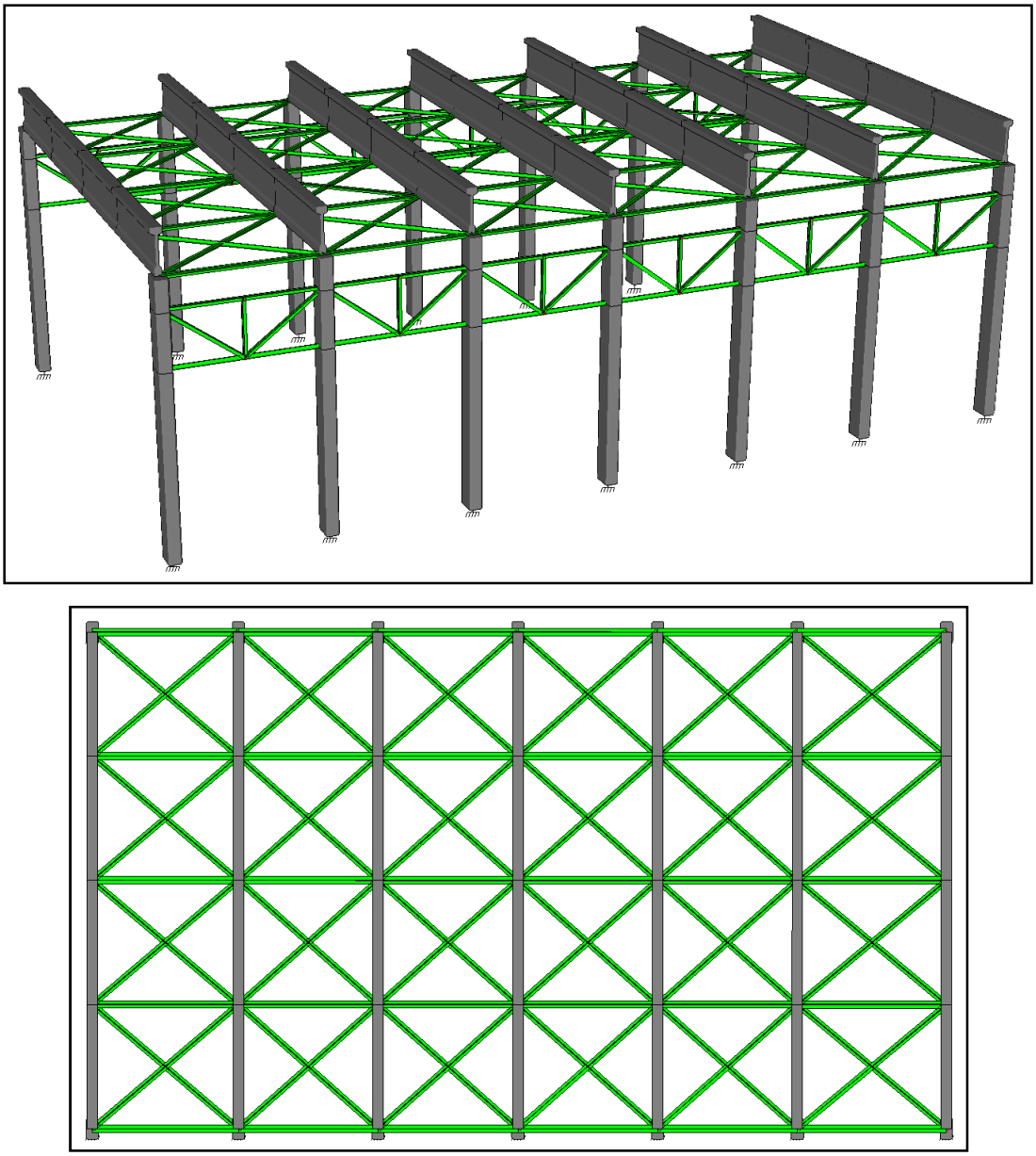


Figura 30 - Verifica elementi in acciaio (in verde la verifica positiva)

Verifica del collegamento trave-pilastro

Di seguito si riporta la verifica del collegamento che risolve la carenza strutturale trave-pilastro. In particolare la trave risulta in parte annegata nella parte sommitale del pilastro in opera, non garantendo, di fatto, una connessione a cerniera tra i due elementi strutturali.

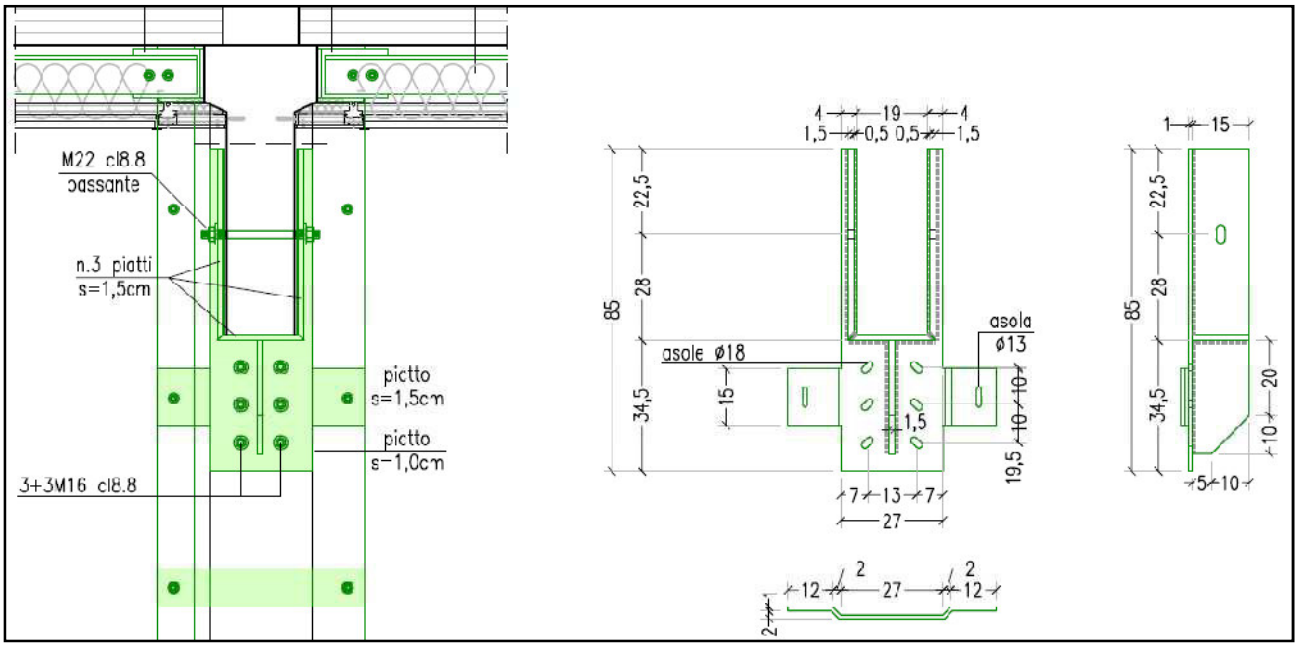


Figura 31 – Geometria delle piastre e descrizione delle connessioni

Dai grafici delle azioni agenti di cui sopra si evince che il taglio massimo agente sul pilastro è pari a 2720kg in direzione perpendicolare alla trave, mentre in direzione parallela il taglio è pari a 1593kg. Tali azioni, trasmesse alla trave dovranno essere contrastate dal collegamento di progetto. Tale combinazione di carichi è la più gravosa in quanto valuta i massimi tagli nelle due direzioni contemporaneamente.

Tali azioni saranno applicate in corrispondenza della cerniera costituita da un M22 passante e saranno trasmesse al pilastro attraverso 3+3 barre filettate infisse nel c.a. con resina epossidica bicomponente tipo Hilti HIT-RE 500V3. La cerniera dista 57.3cm dal baricentro dei fissaggi.

Verifica barra M22

La barra filettata M22 cl8.8 subisce una azione pari a 1593kg suddivisa in due punti, uno per ogni forcella, pari a circa 800kg.

La sezione resistente della barra filettata è pari a A_{res}=303mmq.

La resistenza di progetto a taglio della barra è pari a

$$F_{v,Rd} = 0{,}6\ f_{tbk}\ A_{res} / \gamma_{M2},$$

ovvero, 0.6 x 800N/mmq x 303mmq / 1.25 = 11635 kg > 800kg, pertanto la verifica è positiva.

Si procede con la verifica al rifollamento del piatto in cui è inserito il connettore pertanto:

$$F_{b,Rd} = k\ \alpha\ f_{tk}\ d\ t / \gamma_{M2}, \quad k=\min\{2{,}8\ c_2/d_0 - 1{,}7\ ;\ 2{,}5\} \quad \alpha=\min\{e_1/(3\ d_0)\ ;\ f_{tbk}/f_{tk};\ 1\}$$

con d=22mm, d_0=24mm, t=15mm, e_2=100mm, e_1=75mm, ftk=430N/mmq, k=2.5, α=1, pertanto: 2.5 x 1 x 430 x 22 x 15 / 1.25 = 35475kg > 800kg, pertanto la verifica è positiva.

Verifica forcelle

Sulle forcelle che trasferiscono le azioni della cerniera al pilastro agisce una forza pari a 1593kg suddivisa in due punti, uno per ogni forcella, pari a circa 800kg che dista 40,5cm dal punto in cui può ritenersi incastrata.

Il momento agente su ciascuna forcella è pari a

M_{Ed} = 800kgx0.28m = 224 kgm

Il Modulo di resistenza della sezione di una forcella è pari a 64.8cmc pertanto

M_{Rd} = 64800mmc x 275N/mmq / 1.05 = 1697 kgm > 224 kgm, pertanto la verifica è positiva.

Verifica ancoraggio chimico

L'ancoraggio della connessione avverrà con n.6 barre filettate M16 cl8.8 infisse nel pilastro a mezzo resina Hilti HIT-RE 500V3.

Sul baricentro della connessione agiranno forze di taglio; dai grafici desumiamo le massime azioni taglianti nelle due direzioni e dai tabulati estraiamo l'azione corrispondente nella direzione perpendicolare. La combinazione peggiore si avrà con taglio pari a 2720kg in direzione perpendicolare alla trave e di 486kg nell'altra direzione; in più vi saranno due momenti di trasporto con braccio di applicazione dei tagli di 45cm pari rispettivamente 1224kgm e 219kgm.

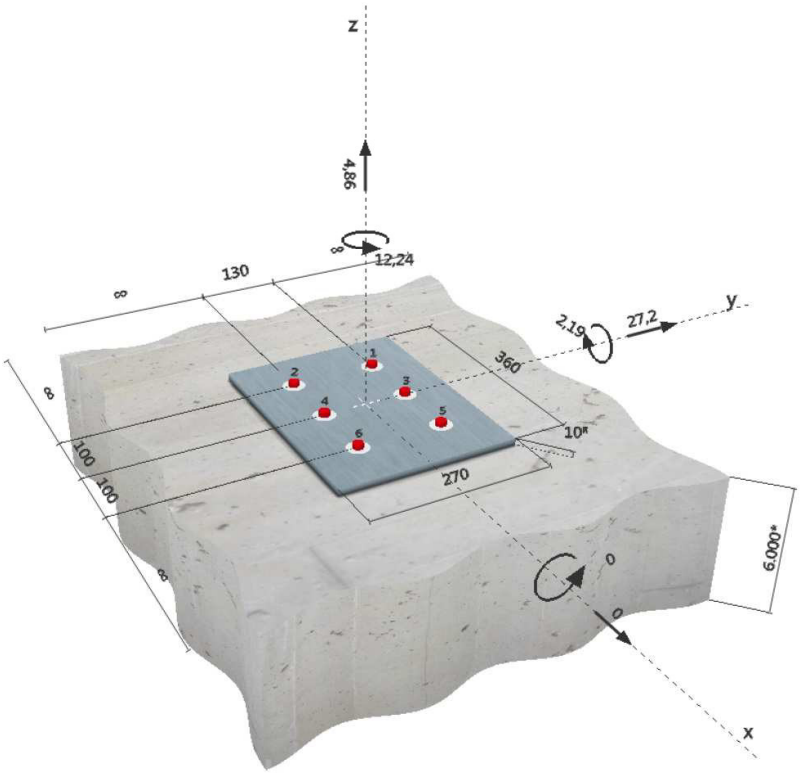
Di seguito si riporta la verifica della connessione svolta con software di calcolo fornito dalla ditta produttrice e di seguito si riporta lo schema statico:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M16**
Riempimento spazio con Set di riempimento sismico Hilti M16 mm	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opti}$ = 250 mm ($h_{ef,limit}$ = 320 mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	12/07/2017 | -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029) + Sismico (EOTA TR 045)
Categoria di performance sismica:	C2
Tipologia di verifica sismica:	5.3 a2) Progettazione elastica
Percentuale di carico sismico <= 20%:	no
Spostamenti massimi richiesti per l'SLD:	Carico di trazione $\delta_{N,req(DLS)}$ = 0,50 mm, Carico di taglio $\delta_{V,req(DLS)}$ = 1,20 mm
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 10 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 360 mm x 270 mm x 10 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{c,cube}$ = 25,00 N/mm^2; h = 6.000 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale

[R] - user is responsible to ensure a rigid base plate for the entered thickness with appropriate solutions (stiffeners,...)

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

		Valori di calcolo [kN]		Utilizzo	
Carico	**Prova**	**Carico**	**Resistenza**	β_N / β_V [%]	**Stato**
Trazione	Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento	13,766	85,723	17 / -	OK
Taglio	Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)	26,256	31,280	- / 84	OK

Carico	β_N	β_V	α	**Utilizzo** $\beta_{N,V}$ [%]	**Stato**
Carichi combinati a trazione e taglio	0,161	0,839	1,0	100	OK

3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

L'ancoraggio risulta verificato!

OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL CORPO SPOGLIATOI

Interventi di progetto previsti

Relativamente il corpo spogliatoi, la valutazione della sicurezza ha messo in evidenza che le fasce di muratura comprese tra le aperture finestrate sono le prime a lesionarsi. Questo in quanto le aperture sono molto ravvicinate tra loro o molto vicine agli angoli del fabbricato.

Al fine di eliminare la snellezza delle suddette fasce, si è deciso di cerchiare le finestre con profili ad L80x60x10mm. Tale intervento contribuisce a confinare tra loro le fasce e migliorarne la resistenza alle azioni orizzontali.

Per la posa di tali elementi si dovrà tagliare a filo muro il davanzale al fine di consentirne l'inserimento e successivamente si fisseranno con tasselli meccanici M12 cl8.8. Di seguito si riporta un particolare dell'intervento.

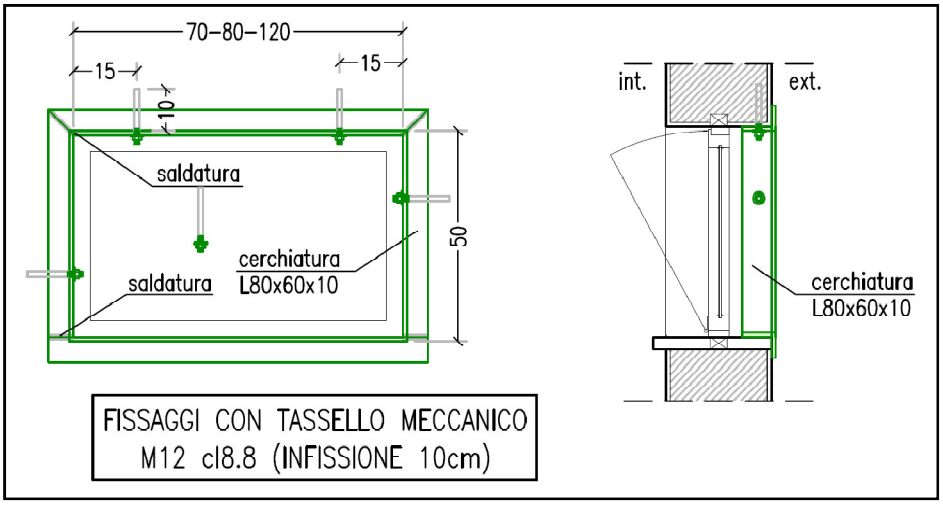


Figura 32 - Particolare cerchiature finestre

Creazione del modello

E' stato realizzato un modello agli elementi finiti con il software 3Muri della STA DATA srl. Di seguito si riportano alcune immagini del modello realizzato con evidenziato in marrone gli elementi in muratura, in grigio gli elementi in c.a. (travi, cordoli, architravi, pilastri), in blu gli elementi in acciaio ed in giallo gli elementi lignei. Tali elementi sono stati modellati con le geometrie desunte dai rilievi, analisi documentali e dai sondaggi eseguiti. In trasparenza sono evidenziati gli orizzontamenti, modellati in coerenza con le analisi condotte ai paragrafi precedenti nonché nella relazione sulla valutazione della sicurezza.

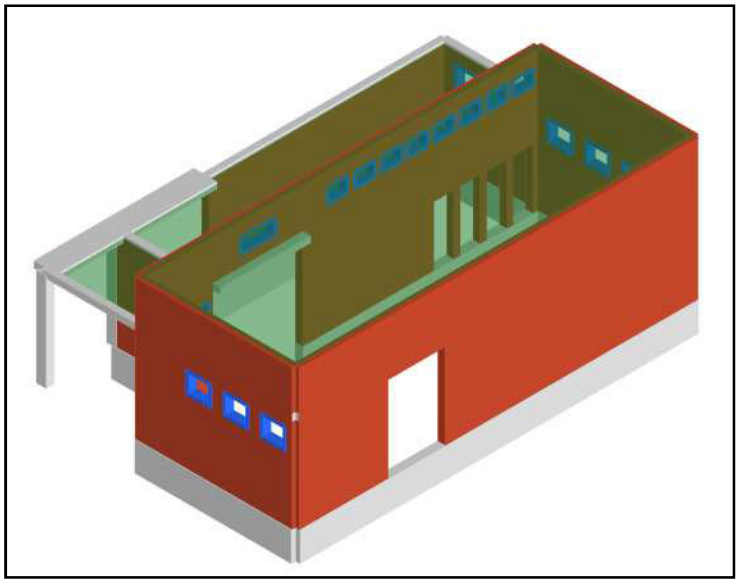


Figura 33 - Vista del modello lato cortile-lato palestra

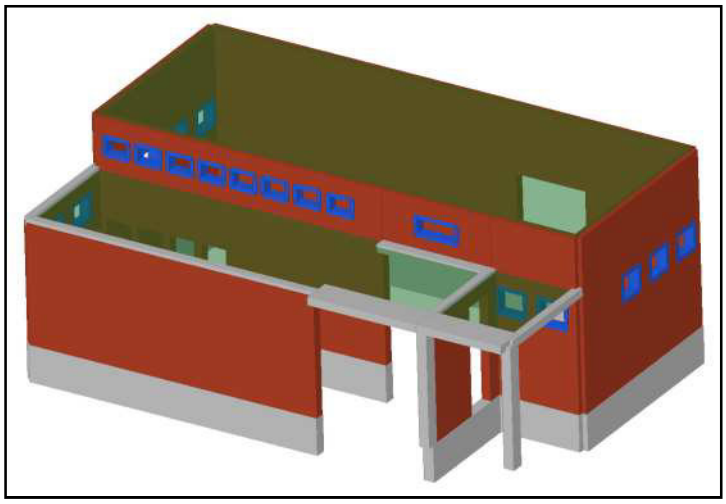


Figura 34 - Vista del modello dal cortile interno lato cortile-lato ampliamento anni '70

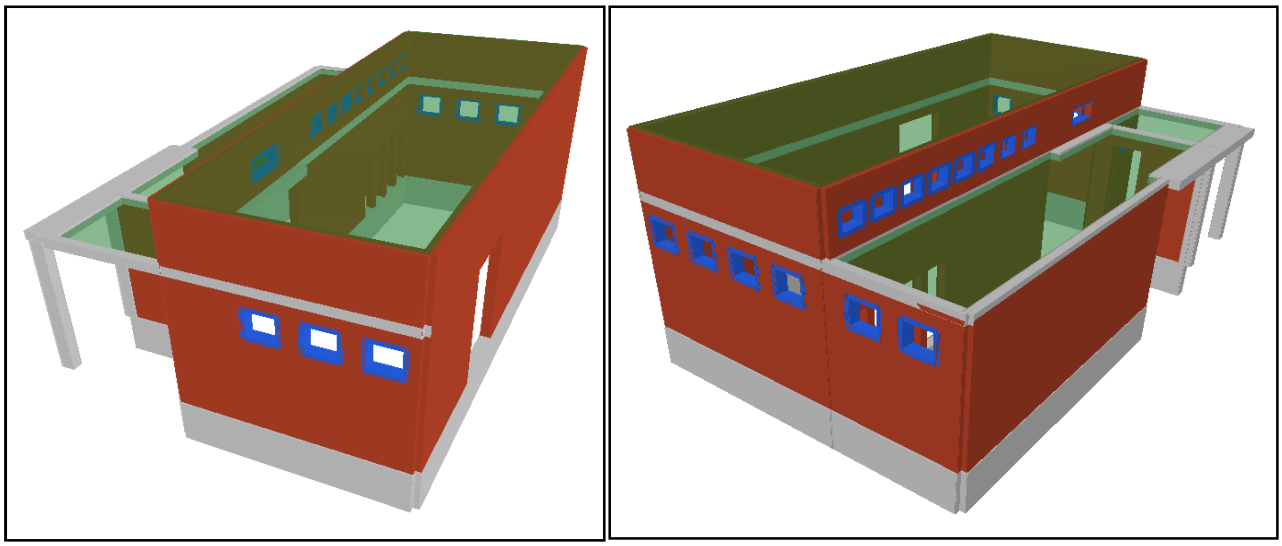


Figura 35 - Figura 62 - Vista del modello da via L. Guerra (a sinistra) e da cortile interno (a destra)

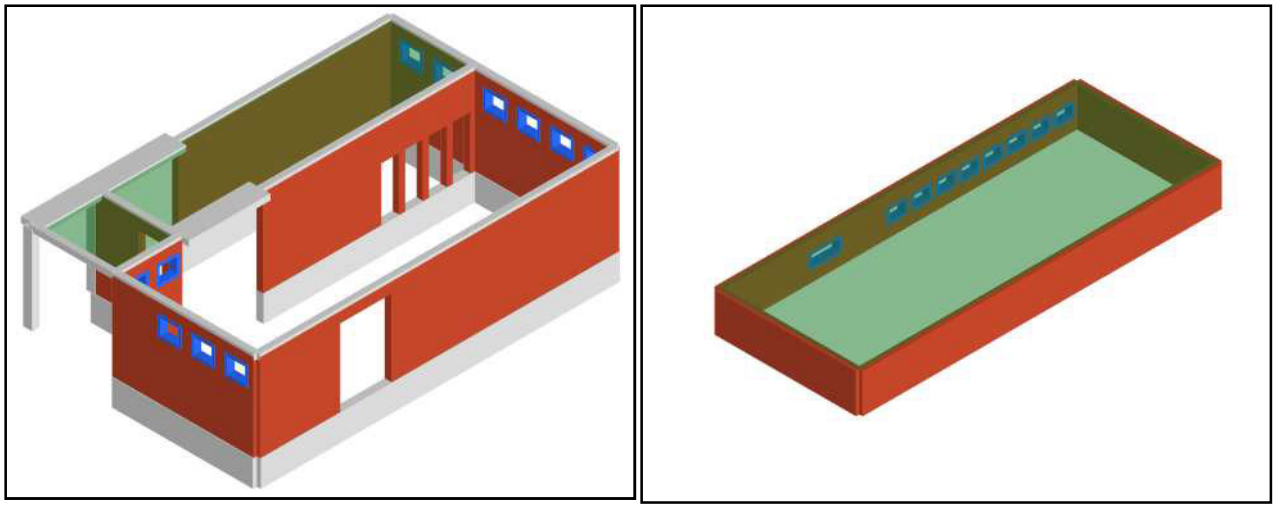


Figura 36 - Vista assonometrica del primo livello (a sinistra) e del secondo livello (a destra)

Verifiche sismiche

A seguito dei calcoli eseguiti nell'analisi globale e delle valutazioni espresse nel seguito il livello di sicurezza della struttura, inteso come rapporto di accelerazioni tra il massimo sopportabile dalla struttura e quella prevista dalla normativa vigente per il sito in esame è pari a:

Verifica Globale: *100%*

Verifica globale

Nella tabella seguente sono stati riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dal programma.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	3,251	3,243	4,805	4,646
2	+X	Forze statiche	0,0	2,876	2,875	4,570	4,696
3	-X	Uniforme	0,0	2,688	2,833	4,447	4,762
4	-X	Forze statiche	0,0	2,543	2,715	4,896	4,863
5	+Y	Uniforme	0,0	12,645	12,741	10,348	12,263
6	+Y	Forze statiche	0,0	12,501	12,603	10,013	11,847
7	-Y	Uniforme	0,0	12,776	12,874	13,207	13,166
8	-Y	Forze statiche	0,0	12,800	12,875	13,448	13,044
9	+X	Uniforme	69,7	5,892	5,700	4,704	4,561
10	+X	Uniforme	-69,7	3,270	3,252	4,610	4,568
11	+X	Forze statiche	69,7	2,828	2,835	4,683	4,759
12	+X	Forze statiche	-69,7	3,039	3,024	4,530	4,533
13	-X	Uniforme	69,7	2,338	2,540	4,684	5,076
14	-X	Uniforme	-69,7	2,960	3,091	5,030	4,685
15	-X	Forze statiche	69,7	2,338	2,544	4,718	5,128
16	-X	Forze statiche	-69,7	2,966	3,099	4,925	4,636
17	+Y	Uniforme	43,8	13,094	13,205	10,287	12,167
18	+Y	Uniforme	-43,8	7,762	8,013	9,302	10,133
19	+Y	Forze statiche	43,8	13,077	13,185	12,258	13,683
20	+Y	Forze statiche	-43,8	5,588	6,095	10,653	11,606
21	-Y	Uniforme	43,8	13,457	13,530	13,877	13,836
22	-Y	Uniforme	-43,8	12,376	12,482	12,661	12,151
23	-Y	Forze statiche	43,8	9,856	10,117	23,896	16,164
24	-Y	Forze statiche	-43,8	12,414	12,499	12,592	12,501

Figura 37 - Riassunto delle verifiche condotte per le 24 analisi, con indicazione della percentuale di sicurezza in base allo stato limite

Come si può notare l'edificio è risultato verificato sotto il profilo globale. Le analisi più gravose sono la 15 con sisma in direzione -X e la 20 con sisma in direzione +Y.

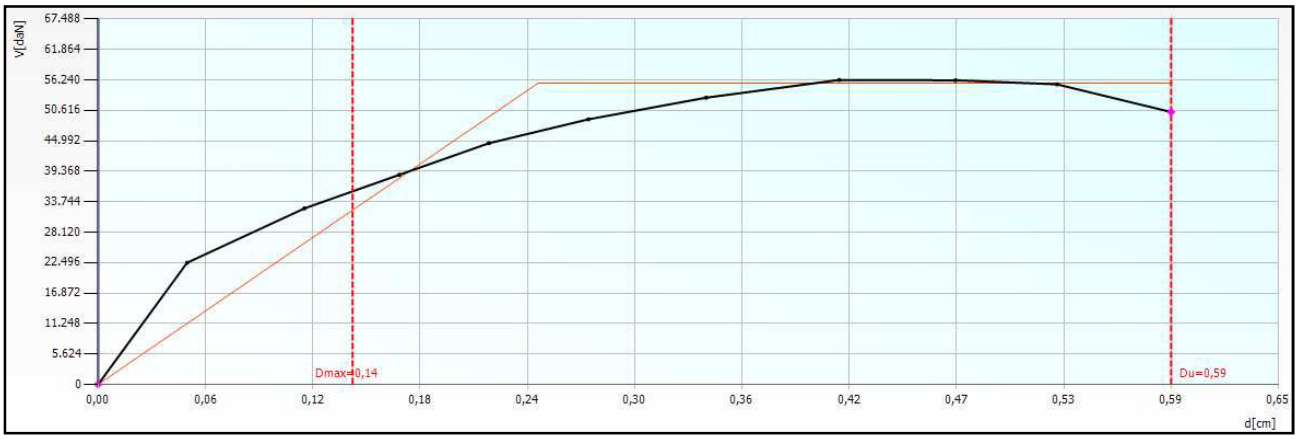
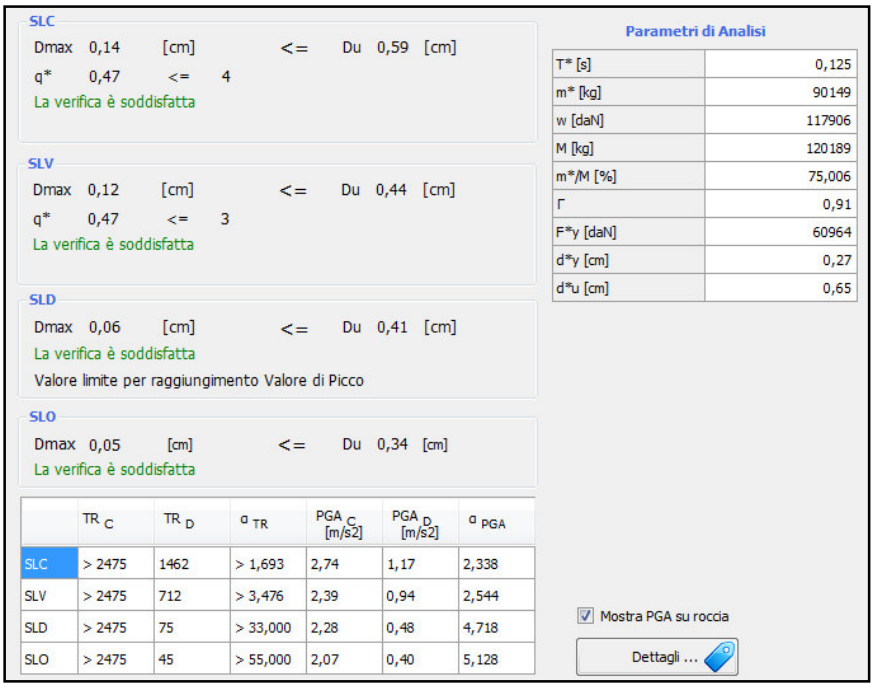


Figura 38 - Grafico spostamenti "d" e taglio alla base "V" relativa alla combinazione 15

Dal grafico spostamenti "d" e taglio alla base "V", si nota come lo spostamento massimo del fabbricato allo SLV sia pari ad 0.44cm (0.59cm allo SLC), valore maggiore allo spostamento massimo richiesto da normativa allo SLV, pari a 0.12 cm (0.14cm allo SLC).

Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLC, SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di

valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico-perfettamente plastico. Nel dettaglio:



SLC
Dmax 0,14 [cm] <= Du 0,59 [cm]
q* 0,47 <= 4
La verifica è soddisfatta

SLV
Dmax 0,12 [cm] <= Du 0,44 [cm]
q* 0,47 <= 3
La verifica è soddisfatta

SLD
Dmax 0,06 [cm] <= Du 0,41 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

SLO
Dmax 0,05 [cm] <= Du 0,34 [cm]
La verifica è soddisfatta

Parametri di Analisi

T* [s]	0,125
m* [kg]	90149
w [daN]	117906
M [kg]	120189
m*/M [%]	75,006
Γ	0,91
F*y [daN]	60964
d*y [cm]	0,27
d*u [cm]	0,65

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_C [m/s2]	PGA_D [m/s2]	α_{PGA}
SLC	> 2475	1462	> 1,693	2,74	1,17	2,338
SLV	> 2475	712	> 3,476	2,39	0,94	2,544
SLD	> 2475	75	> 33,000	2,28	0,48	4,718
SLO	> 2475	45	> 55,000	2,07	0,40	5,128

Mostra PGA su roccia

Dettagli ...

TR_C TR=cost

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_D [m/s2]	$PGA_C(TR)$ [m/s2]	$F_0(TR)$	$T^*_C(TR)$	$\alpha_{PGA}(TR)$	PGA_C [m/s2]	α_{PGA}
SLC	> 2475	1462	> 1,693	1,17	1,38	2,64	1,179	0,35	2,74	2,338
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,94	1,38	2,64	1,468	0,35	2,39	2,544
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,48	1,38	2,64	2,856	0,35	2,28	4,718
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,40	1,38	2,64	3,417	0,35	2,07	5,128

Figura 39 - Tabella riassuntiva delle verifiche

Dalla tabella si evince che il fabbricato ha una sicurezza allo SLV ed SLD è maggiore di 1.00.

Riassunto dei risultati

Pertanto il fabbricato, sotto il profilo di una analisi statica non lineare, condotta a livello globale, raggiunge un grado di sicurezza del 100%.

Ing. Renato Buttini

Mantova, lì 30/09/2018

ELENCO TAVOLE

TAV. 00.1 - INQUADRAMENTO FABBRICATI DELL'ISTITUTO SUPERIORE E. SANFELICE DI VIADANA (MN): Ortofotopiano, estratto di mappa e di PGT
TAV. 02.1 - OPERE STRUTTURALI PALESTRA E SPOGLIATOI DEL 1969: piante impalcati con particolari costruttivi, sezioni e prospetti stato di fatto
TAV. 02.2 - PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO OPERE STRUTTURALI PALESTRA E SPOGLIATOI DEL 1969: piante impalcati stato di progetto con sezioni e prospetti
TAV. 02.3 - PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO OPERE STRUTTURALI PALESTRA E SPOGLIATOI DEL 1969: particolari costruttivi stato di progetto
TAV. 02.4 - PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO OPERE STRUTTURALI PALESTRA E SPOGLIATOI DEL 1969: schema impianto di illuminazione palestra
TAV. 02.5 - PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO OPERE STRUTTURALI PALESTRA E SPOGLIATOI DEL 1969: abaco serramenti da sostituire (corpo di fabbrica su via Rocca)