



Comune di Scandiano

Provincia di Reggio Emilia

Corso Vallisneri n. 6 - 42019 Scandiano - RE



DEFINITIVO/ESECUTIVO

**MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALESTRA
DELLA SCUOLA PRIMARIA DI VENTOSO**

COD. CUP. I69F18000640004

Responsabile Unico del Procedimento
Arch. Alberto Morselli

Progettista e D.L.
Ing. Marco Poli

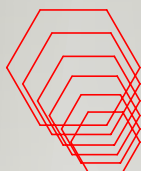
ELABORATO Cod. S.01.01

OGGETTO: VERIFICA DI SICUREZZA STATO ATTUALE

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	CONTROLLATO	APPROVATO
00	MAR. 2019	DEFINITIVO/ESECUTIVO	ING. GIOVANNI RUSSO	ING. MARCO POLI	ING. MARCO POLI
01	APR. 2019	DEFINITIVO/ESECUTIVO	ING. GIOVANNI RUSSO	ING. MARCO POLI	ING. MARCO POLI

DOTT. ING. MARCO POLI

VIA A. EINSTEIN N. 9 int. 7 - 42100 REGGIO EMILIA
TEL. 0522/268202 - FAX. 0522/392992
P.IVA 01326000351 - e-mail info@esatecna.com





STUDIO DI INGEGNERIA ING. MARCO POLI
Via A. Einstein n. 9 - 42122 Reggio Emilia
Tel. 0522-268202 - Fax 0522-1723014
e-mail info@esatecna.com

INDICE

1.	DATI DELL'INTERVENTO.....	3
2.	RELAZIONE FOTOGRAFICA	4
3.	PREMESSA	9
4.	INDIVIDUAZIONE DEL SITO.....	10
5.	DESCRIZIONE FABBRICATO	11
	5.1 Caratteristiche degli elementi della struttura principale in c.a.p.....	11
5.1.1	Fondazioni	12
5.1.2	Pilastrini.....	13
5.1.3	Travi di copertura	14
5.1.4	Tegoli di copertura binervati.....	16
5.1.5	Muratura dei tamponamenti e dei locali di servizio.....	17
6.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	18
	6.1 NORMATIVA GENERALE.....	18
	6.2 NORMATIVA TECNICA PER STRUTTURE IN C.A. E ACCIAIO.....	18
7.	METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA	19
	7.1 Metodi di calcolo ed ipotesi sugli impalcati.....	19
	7.2 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA	21
	7.3 Livello di conoscenza – Strutture esistenti.....	22
	7.4 Proprietà meccaniche dei materiali	24
	7.5 PARAMETRI SISMICI	24
	7.6 TERRENO DI FONDAZIONE	26
	7.7 SISTEMI DI RIFERIMENTO	27
7.7.1	SISTEMA GLOBALE DELLA STRUTTURA SPAZIALE	27
7.7.2	UNITÀ DI MISURA	28
7.7.3	CONVENZIONI SUI SEGNI.....	29
7.7.4	TIPOLOGIA STRUTTURALE	29
8.	MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE GENERALE	32
	8.1 Premessa	32
	8.2 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO	33
	8.3 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI	33
	8.4 Modellazione della struttura e proprietà elementi.....	34
	8.5 Schematizzazione dei vincoli	34
8.5.1	Vincoli interni.....	34
8.5.2	Quote interpiani.....	34
	8.6 Schematizzazione delle azioni.....	35
8.6.1	Azioni gravitazionali e carichi verticali.....	35
8.6.2	Azione sismica.....	36
	8.7 Modellazione dei materiali.....	36
	8.8 Combinazione dei risultati delle condizioni elementari di carico	36
9.	MATERIALI	38
	9.1 Calcestruzzi per Cementi Armati – STRUTTURE ESISTENTI.....	38
	9.2 Acciaio per Cementi Armati – STRUTTURE ESISTENTI.....	41

10.	ANALISI GENERALE DEI CARICHI	45
10.1	Azioni verticali	45
COPERTURA PALESTRA		45
SOLAIO LATEROCEMENTO (20+4 cm) SPOGLIATOI		45
10.2	VENTO E NEVE	46
11.	RISULTATI DELLA ANALISI IN COMBINAZIONI STATICHE.....	47
12.	MODELLO TRIDIMENSIONALE E VALUTAZIONE DEGLI SPETTRI	52
12.1	Spettri di Progetto per S.L.U.	52
13.	RISULTATI DELLA ANALISI DINAMICA MODALE.....	58
13.1	Risultati della analisi dinamica modale con $q=1,5$ elementi fragili.....	58
13.2	Risultati della analisi dinamica modale con $q=3,0$ elementi duttili.....	65
13.3	Verifica travi principali di copertura.....	66
14.	COEFFICIENTE DI SICUREZZA SISMICA E INDICE DI RISCHIO – STATO ATTUALE	70
VULNERABILITA' CONNESSE ALLA STATO DI FATTO		70
15.	VERIFICA GEOTECNICA STRUTTURE DI FONDAZIONE	71

1. DATI DELL'INTERVENTO

Località dell'intervento: Comune di Scandiano loc. Ventoso

Committente: Comune di Scandiano(RE)
Corso Vallisneri n°6 - 42019 Scandiano (RE)

Progettista strutturale:

Ing. Marco Poli, con studio tecnico in via A. Einstein n. 9, 42100 Reggio Emilia, iscritto all'Ordine degli ingegneri della Provincia di Reggio Emilia con il n. 864

2. RELAZIONE FOTOGRAFICA



PRESA FOTOGRAFICA 1



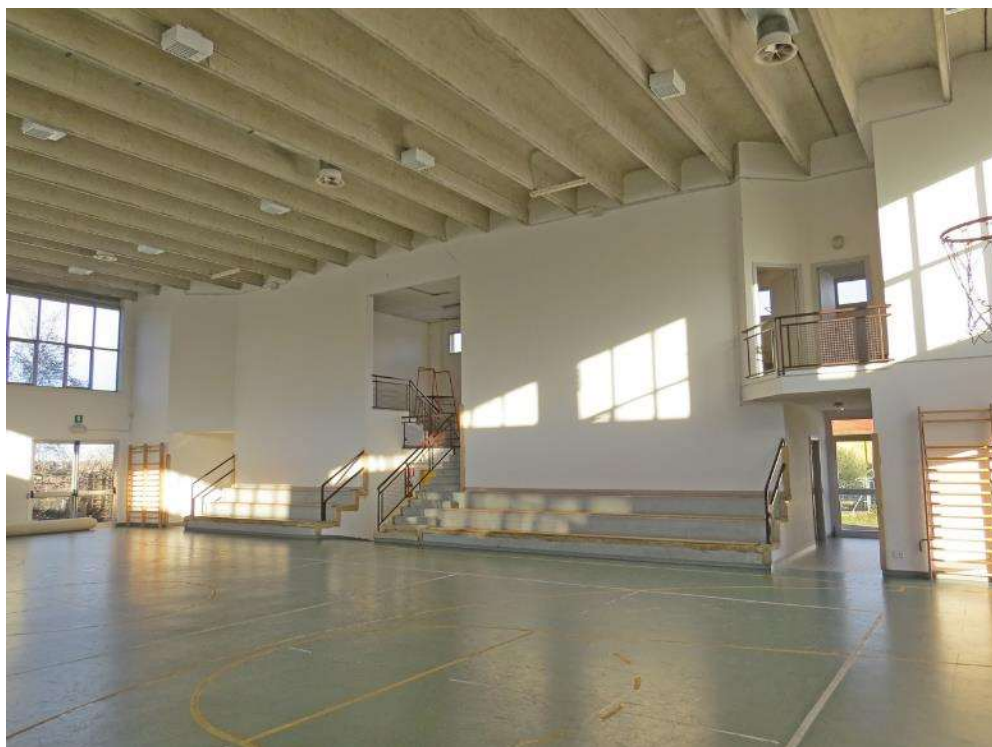
PRESA FOTOGRAFICA 2



PRESA FOTOGRAFICA 3



PRESA FOTOGRAFICA 4



PRESA FOTOGRAFICA 5



PRESA FOTOGRAFICA 6



PRESA FOTOGRAFICA 7



PRESA FOTOGRAFICA 8



PRESA FOTOGRAFICA 9



PRESA FOTOGRAFICA 10

3. PREMESSA

La presente relazione descrive ed illustra la verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico adibito a palestra sito nel Comune di Scandiano(RE), necessaria al fine di valutare la risposta sismica, attuata dalle strutture portanti dell'edificio e, quindi, il grado di vulnerabilità sismico anche in relazione agli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012.

Per l'edificio in oggetto è stato depositato in data 20 ottobre 1992 presso il Genio Civile di Reggio Emilia a firma dell'Ing. Mauro Bassi, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia con il numero 667, il progetto delle opere strutturali e successivamente in data 03 novembre 1992 anche il collaudo statico a firma dell'Ing. Ludovico Giaroli.

Il Comune di Scandiano ha commissionato la valutazione della sicurezza e, in caso di esito negativo, la progettazione degli interventi di miglioramento sismico ai sensi del DM 17/01/18.

Attraverso la verifica di sicurezza eseguita sulle strutture portanti del fabbricato scolastico sarà possibile determinare il Livello di sicurezza (**Ls**), definito come il rapporto tra l'accelerazione di ancoraggio dello spettro che la struttura è in grado di sopportare (**PGA_{CLV}**) e l'accelerazione che si assumerebbe ai sensi delle *NTC 2018* per una costruzione di nuova realizzazione di uguale *Vita nominale* e *Classe d'uso* (**PGA_{DLV}**),:

$$\mathbf{Ls} = \mathbf{PGA_{CLV}} / \mathbf{PGA_{DLV}} \quad \mathbf{stato\ attuale}$$

Nella presente relazione si procederà con la verifica di sicurezza sull'edificio esistente originario verificando separatamente anche dei setti murari in laterizio, posti tra i pilastri nelle zone perimetrali e all'interno in corrispondenza degli spogliatoi. Queste pareti in muratura di mattoni pieni a due teste, aventi spessore pari a 25 cm, costituiscono dei tamponamenti semplicemente accostati ai pilastri. La presenza di queste pareti va presa in considerazione in fase di verifica delle strutture portanti, laddove non ci sono porte e finestre e la muratura risulta continua da pilastro a pilastro. Quando non ci sono aperture nei tamponamenti, infatti, questi funzionano come diaframmi posti nel piano verticale, in grado di trasferire alla base le azioni orizzontali proveniente dalla testa di ciascun pilastro ed in alcuni casi di impedire la

traslazione degli stessi causando delle sovratensioni in corrispondenza delle finestrate, con il conseguente verificarsi del cosiddetto dei “ pilastri tozzi “.

Dopo aver effettuato la verifica di vulnerabilità sarà possibile evidenziare le aste verticali non verificate e successivamente progettare gli interventi di miglioramento in grado di innalzare il livello di sicurezza sismico ξ almeno fino al 60% come richiesto dalle NTC 2018 in caso per edifici in classe III.

4. INDIVIDUAZIONE DEL SITO

Il fabbricato è situato in via Stucchi nel Comune di Scandiano(RE), alla quota topografica di 134 m s.l.m.

Coordinante Geografiche:

- Latitudine Nord 44,58636°
- Longitudine Est 10,68336°



Figura 1 - Localizzazione

5. DESCRIZIONE FABBRICATO

L'edificio adibito a palestra è stato realizzato in posizione attigua alle scuole elementari di Ventoso. Si tratta di un fabbricato con struttura prefabbrica in c.a.p. per quanto riguarda i pilastri, le travi e i tegoli di copertura, avente in pianta dimensioni 26,0 m x 20,80 m e altezza pari a 8,40 m.

In corrispondenza del lato nord dell'edificio, all'interno della struttura principale della palestra, sono stati realizzati locali di servizio adibiti a spogliatoi, servizi e gradinata. I locali di servizio e gli spogliatoi, realizzati mediante struttura in muratura portante, solai in laterocemento e travi in c.a. in opera, comprendono due piani fuori terra. L'accesso a questi locali è consentita mediante una scala esterna in c.a., dotata di pensilina pure in c.a. e sostenuta da pilastri in acciaio. Oltre a questi locali di servizio, è presente sul lato est della struttura principale, anche un locale adibito a centrale termica, realizzato in muratura portante, avente dimensioni in pianta 6,0 m x 4,20m e in altezza 6,25 m. I tamponamenti tra le pilastature della palestra sono realizzati in muratura.

L'anno di costruzione dell'edificio risale al 1992, infatti, il progetto strutturale è stato oggetto di deposito in data 20/10/1992 presso il genio civile con n. di pratica 10076 ai sensi della normativa all'epoca vigente ex L. 1086/71.

Trattasi, quindi, di struttura realizzata in data antecedente la zonizzazione sismica del territorio Comune di Scandiano O.P.C.M n. 3274 del 20-03-2003 e dell'emanazione delle nuove norme sismiche D.M. 2005, D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018.

Dall'esame degli elaborati originali, infatti, risulta che le azioni considerate nel dimensionamento delle strutture sono solo quelle verticali statiche comprendenti i pesi propri, permanenti e variabili.

Poiché la parte di struttura in muratura non influenza il comportamento della struttura principale in c.a.p., la presente relazione di vulnerabilità riguarda espressamente la stessa struttura principale. Le strutture in muratura relative ai locali di servizio e centrale termica vengono verificate separatamente.

5.1 Caratteristiche degli elementi della struttura principale in c.a.p.

5.1.1 Fondazioni

Per le fondazioni dell'edificio è stato possibile attingere al progetto depositato.

Le strutture di fondazione poste sotto i pilastri in c.a.p. sono costituite da plinti prefabbricati con bicchiere aventi dimensioni 2,40 mx2,40 m x 0,35 m. I bicchieri hanno uno spessore pari a 15 cm e altezza 90 cm.

La quota di imposta dei plinti è posizionata a circa 3 m dal pavimento finito del piano terra.

Le fondazioni dei tamponamenti esterni e dei muri interni sono costituite, invece, da travi in c.a. in opera presumibilmente a forma di T rovescia, appoggiati su pilastrini collegati ai plinti di fondazione.



Figura 2 - elaborati originari da progetto depositato

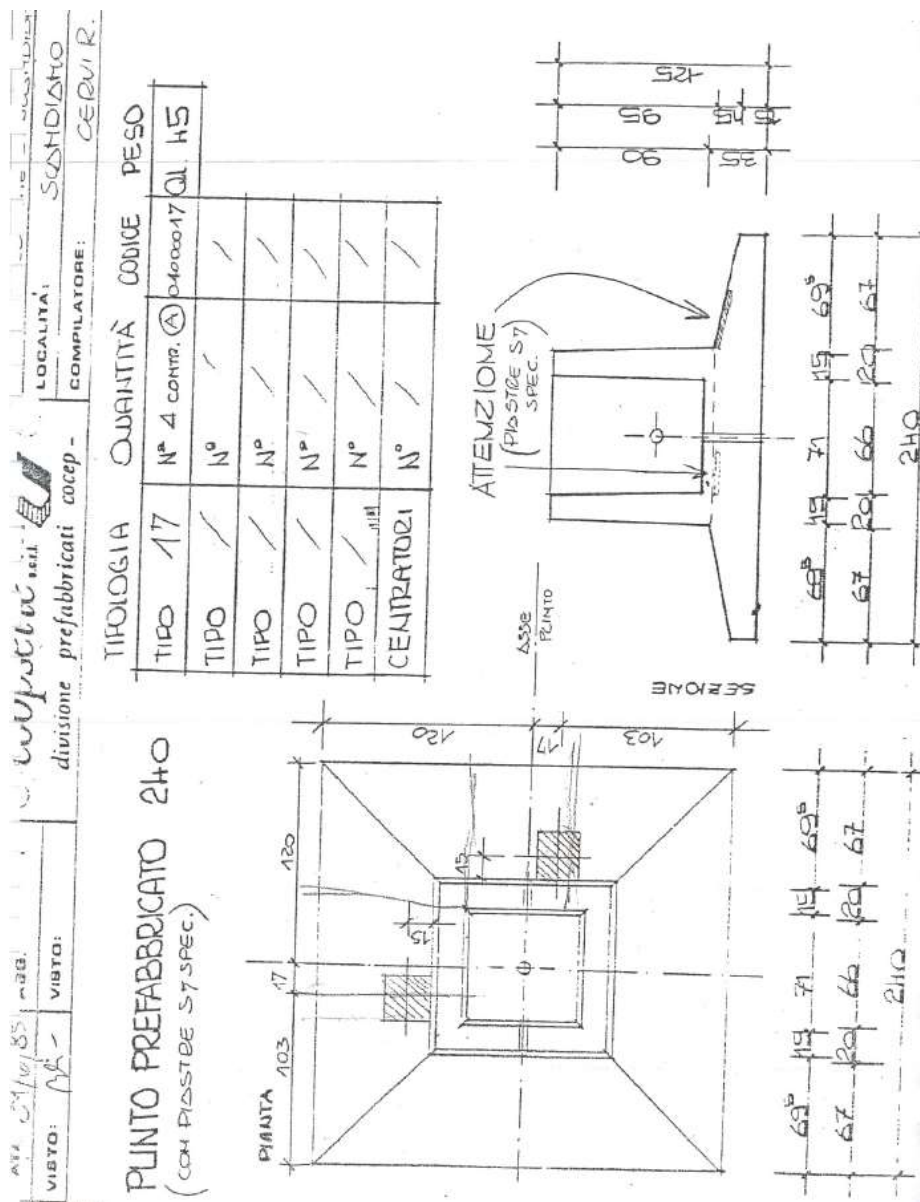


Figura 3 - esecutivo plinto da progetto depositato

5.1.2 Pilastri

La struttura principale è sorretta da pilastri prefabbricati in c.a. aventi sezione 60cm x 60 cm e altezza fuori piano pari a 6,80 m.

I pilastri sono alloggiati alla base nei bicchieri dei plinti di fondazione, per cui proseguono nella parte interrata sopra il bicchiere per circa 2,0 m.

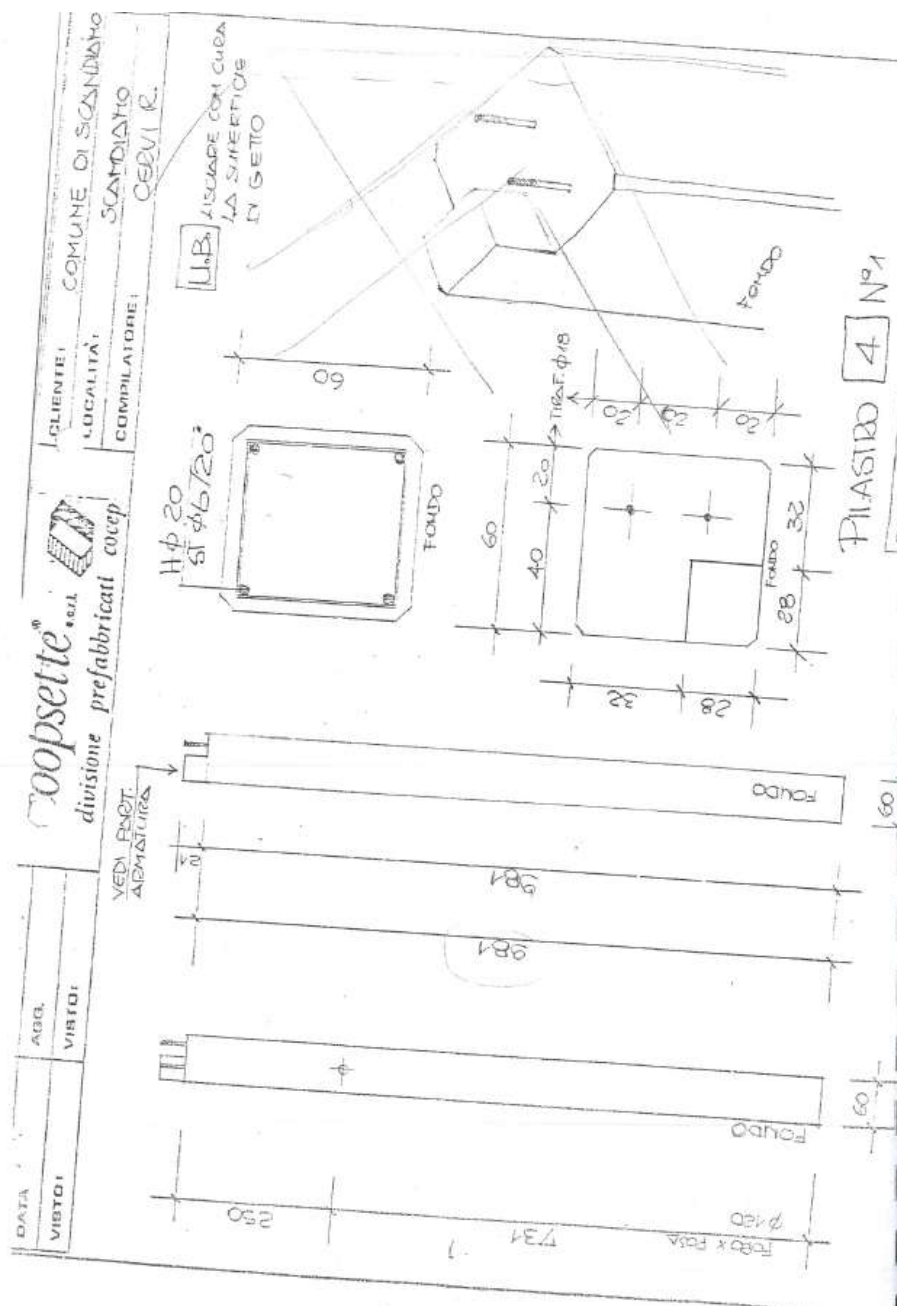


Figura 4 - esecutivo pilastro da progetto depositato

5.1.3 Travi di copertura

Le travi di copertura che sormontano i pilastri sono in c.a.p. con sezione ad L 150cm x 40cm x 20cm.

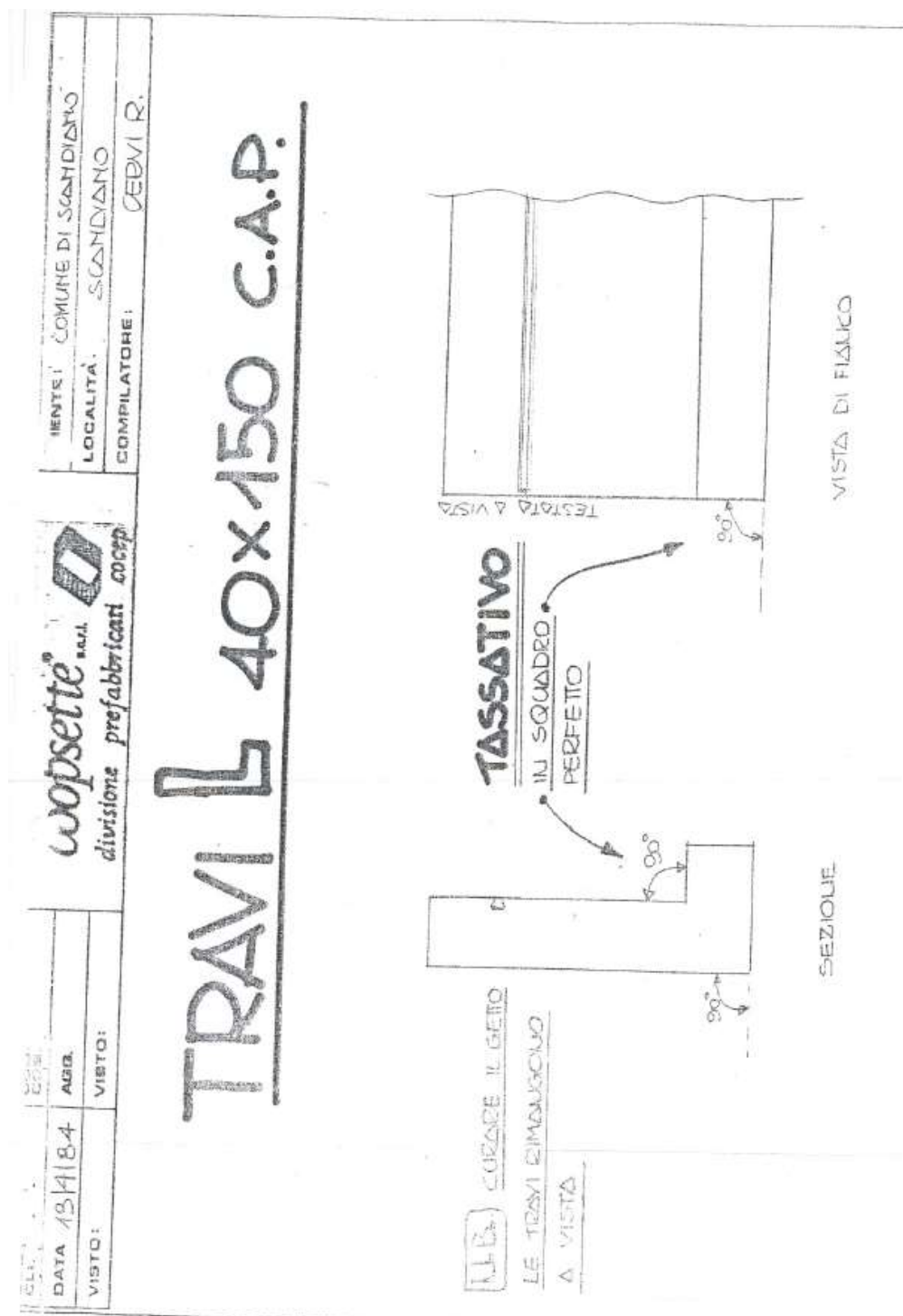


Figura 5 – travi esistenti in c.a.p.

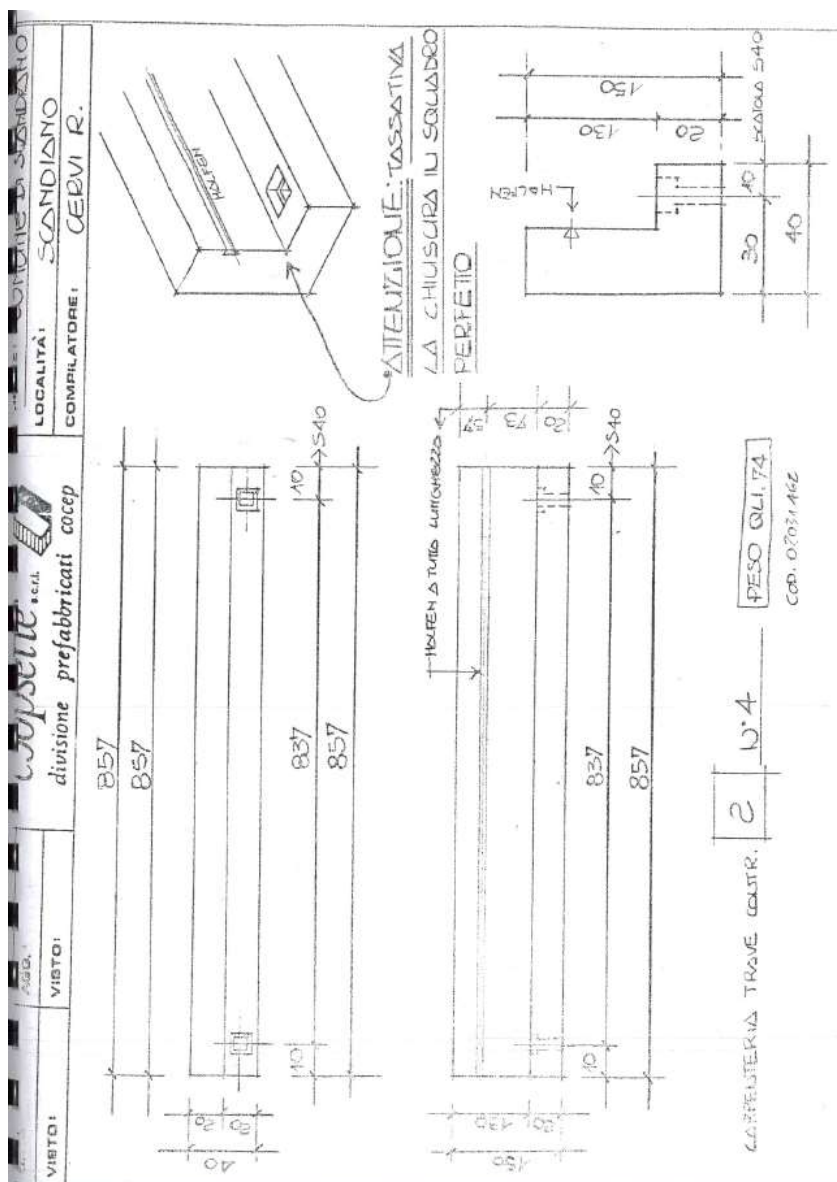



Figura 6 – dimensioni travi esistenti in c.a.p.

Le luci delle travi posizionate sui lati nord e sud sono pari a 7,80 m mentre sui lati est ed ovest è pari 9,60 m.

Le travi presentano all'estremità un foro per il fissaggio sui pilastri.

5.1.4 Tegoli di copertura binervati

A completamento della struttura portante è presente la copertura dell'edificio, realizzata mediante tegoli in c.a.p. binervati sorretti dalle travi di copertura. I tegoli, aventi dimensioni 233 cm di larghezza e 69 cm di altezza compresa la soletta di 4 cm, hanno una luce di calcolo pari a 20,80 m.

DATA 14/11/84		VISTO: AGG.		 coopsette ® divisione prefabbricati cocep -	CLIENTE: COMUNE SCANDIANO
VISTO:		VISTO:			LOCALITÀ: VENTOSO
					COMPILATORE: CERM R.

COPPELLE $H_0 = 69$

ATTENZIONE

1. TEGOLI DA 1/2 POLICE IN PARTE CON GUAINA
2. CALCESTRUZZO RbK 500
3. GUAINA LA MATURAZIONE
4. SOLETTA SPESSORE CM. 4

Figura 7 – tegoli esistenti in c.a.p.

5.1.5 Muratura dei tamponamenti e dei locali di servizio

La muratura con cui sono stati realizzati i tamponamenti e i locali di servizio è costituita da laterizi semipieni tipo doppio Uni legati con malta di cemento.

6. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

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

6.1 NORMATIVA GENERALE

- **D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380** *"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"*.
- **Decreto Legge 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"* convertito con modifiche con la Legge 122/2012 – pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n° 180 del 03/08/2012;

6.2 NORMATIVA TECNICA PER STRUTTURE IN C.A. E ACCIAIO

- **D.M. 17.01.2018** *"Norme tecniche per le Costruzioni"*.
- **Circolare esplicativa delle " Norme Tecniche per le Costruzioni "**
D.M. 14/01/2008 n° 617 del 02-02-2009

Per quanto non diversamente specificato nella norma citata si fa riferimento ai seguenti documenti:
 - **UNI ENV 1992-1-1:1998 Eurocodice 2** *"Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"*.
 - **UNI ENV 1993-1-1:1994 - Eurocodice 3** - *"Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"*.
 - **Norme Tecniche C.N.R. n. 10011/88** *"Consiglio Nazionale delle Ricerche Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"*.
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274**

*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003
n° 3274 e successive, n° 3316\2003 e n° 3333\2004 e nota del 29
marzo 2004 del Dipartimento della Protezione Civile.*

7. METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.1 Metodi di calcolo ed ipotesi sugli impalcati

I metodi di calcolo adottati sono i seguenti:

- 1) Per i carichi statici: *METODO DELLE DEFORMAZIONI*;
- 2) *Per i carichi sismici è stata condotta ANALISI SISMICA DINAMICA LINEARE CON FATTORE q a masse concentrate.*

Per la presente verifica sismica del capannone prefabbricato viene eseguita l'analisi SISMICA DINAMICA LINEARE. I meccanismi duttili e i meccanismi fragili, ai sensi del §C8.7.2.1 della Circolare n. 7 del 21-01-19 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018", vengono verificati assumendo differenti valori del fattore di struttura q , utilizzato per definire lo spettro di progetto per l'azione sismica. Per quanto riguarda la scelta del tipo di analisi sismica si è fatto riferimento a quanto stabilito al §C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21-01-19. Essendo, infatti, le strutture portanti in c.a.p. è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito al §3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore q , il cui valore è scelto fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Invece, Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per il fattore di confidenza.

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture viene effettuata nei confronti del solo **Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV** (§C8.3 della Circolare 7/2019. In accordo al paragrafo 2.6.1 del DM 17/01/18, per le verifiche a SLU si utilizza l'Approccio 2 che impiega la combinazione di coefficienti parziali $A1+M1+R3$. Le verifiche sono effettuate in termini di resistenza sia per i meccanismi duttili (pressoflessione) ed i meccanismi fragili (taglio).

Per l'analisi sismica si è assunta l'ipotesi che il solaio di copertura sia schematizzato come piano deformabile e quindi non rigido e che le masse da cui si generano le forze di piano siano concentrate puntualmente. Tale ipotesi risulta giustificabile in quanto viste le luci ed il tipo di vincolo dei tegoli sulle travi, schematizzato come vincolo appoggio, il piano di copertura non può che essere deformabile.

Per le ipotesi fatte, le forze di piano sono applicate puntualmente in corrispondenza dei pilastri. In virtù di tale ipotesi il fabbricato è assimilabile ad una struttura a pilastri isostatici, in quanto le travi sono semplicemente incernierate ai pilastri. La sicurezza, quindi, della struttura nei confronti dell'azione sismica è valutata verificando la resistenza a pressoflessione e a taglio dei soli pilastri, assimilabili a mensole verticali da cui dipende la duttilità globale della struttura.

Nella calcolo della vulnerabilità sismica i valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente in somma e differenza con quelle per i carichi statici (peso proprio, sovraccarichi permanenti e di esercizio e sovraccarico neve) e con il 30% di quelle del sisma ortogonale per ottenere le sollecitazioni di verifica in accordo con le NTC 2008. Infatti, le componenti orizzontali e verticali sono considerate agenti simultaneamente e nel caso di analisi elastica lineare i valori massimi della risposta, ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente, sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Nella definizione dell'azione sismica e, dunque, dello spettro di progetto è stato adottato un opportuno fattore di comportamento q dipendente dal sistema costruttivo e dalla tipologia strutturale.

In accordo al paragrafo C8.7.2.2 della Circolare 7/2019, per la verifica dei meccanismi fragili si considera un fattore di comportamento $q = 1.50$, mentre per la verifica dei meccanismi duttili il fattore di struttura viene valutato in funzione della

duttilità locale e globale della struttura a partire dalle relazioni 7.3.9 del paragrafo 7.3.3.3 delle DM 17/01/18.

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

Per la verifica dei meccanismi duttili viene considerato un fattore di struttura pari a **q = 3.0** in accordo con il § C8.7.2.2 della Circolare 7/2019.

Tutti gli elementi strutturali devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Per le verifiche di resistenza si utilizzano i valori medi delle proprietà dei materiali divisi per il coefficiente parziale di sicurezza e per il Fattore di Confidenza.

Per gli edifici a telaio la verifica si effettua, come accennato in precedenza, verificando i soli pilastri, equiparati a mensole verticali, in quanto difficilmente si registrano crisi sulle travi precomprese sulle quali l'azione sismica è dovuta al sisma verticale abbondantemente inferiore rispetto a quello orizzontale agente sui pilastri.

Nel caso in cui i pilastri non siano duttili, e nei casi tipici non lo sono, il modello può essere unico perché il fattore di struttura q è sempre pari a 1,5 sia per i meccanismi fragili sia per quelli duttili.

7.2 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

In definitiva, però, prima dell'analisi sismica effettuata sull'edificio si è proceduto a definire tutti i dati necessari alla conoscenza del fabbricato e cioè:

Dati necessari per la conoscenza della struttura

■ Le fonti di informazione

- ✓ Documenti di progetto
- ✓ Rilievo strutturale
- ✓ Prove in situ e in laboratorio

■ Tipologia del dato

- ✓ Definizione dell'organismo e verifica di regolarità
- ✓ Strutture di fondazione
- ✓ Categoria di suolo
- ✓ Geometria e dimensione della struttura portante
- ✓ Caratteristiche meccaniche delle parti strutturali
- ✓ Difetti nei particolari costruttivi e nei materiali
- ✓ Norme vigenti all'epoca del progetto
- ✓ Destinazione d'uso e categoria di importanza
- ✓ Eventuali danni subiti in precedenza e riparazioni effettuate

In virtù dei dati prima illustrati i e degli elaborati di progetto originali si è scelto di considerare un livello di conoscenza adeguato, come stabilito dalla normativa per un livello di conoscenza LC2, in quanto, oltre alla geometria ed i materiali dei vari elementi che costituiscono la struttura, risultano noti anche i dettagli costruttivi e le relative armature, grazie agli elaborati originali che l'amministrazione comunale ha messo a disposizione del progettista.

LC2 : Conoscenza adeguata

- Geometria: la geometria è nota in base ad un rilievo effettuato ed in base ai disegni originali depositati all'ufficio competente;
- Materiali: sono disponibili le caratteristiche meccaniche dei materiali dagli elaborati originali;
- Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti solo parzialmente dai disegni costruttivi. Verifica limitata in situ delle armature. Conoscenza idonea a verifiche locali di resistenza.

7.3 Livello di conoscenza – Strutture esistenti

Per le strutture esistenti dell'edificio in progetto, si dispone di:

- elaborati grafici di progetto depositati in Comune;
- certificati originali di prove a compressione effettuati su provini cubici in cls relativi alle strutture prefabbricate;
- certificato di prova di trazione su barre in acciaio ad aderenza migliorata;
- certificato di prova a trazione di acciaio per strutture in cemento armato precompresso;
- relazione di calcolo a firma del progettista Ing. Mauro Bassi per le strutture prefabbricate in c.a. in opera e prefabbricate;
- relazione di collaudo statico.

e poiché risultano noti tutti i dettagli costruttivi, si è scelto di considerare un **livello di conoscenza LC2**.

Il fattore di confidenza da adottare per il calcolo delle caratteristiche meccaniche dei materiali è pari a $FC = 1,2$ come illustrato nella tabella sottostante.

Livelli di conoscenza, proprietà dei materiali, fattori di confidenza

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i **Fattori di Confidenza (FC)** da applicare alle proprietà dei materiali.

Per il calcolo delle capacità degli elementi si utilizzano i **valori medi delle proprietà** dei materiali esistenti, come ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per FC in funzione del livello di conoscenza raggiunto.

	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi analisi	Fattori di Confidenza
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto + <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali + <i>limitate</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

7.4 Proprietà meccaniche dei materiali

CRITERI DI PROGETTO

CRITERI DI PROGETTO																		
IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE							DURABILITA'			CARATTER.COSTRUTTI VE						FLAG
Crit	Elem.	% Rig	% Rig	Classe	Classe	Mod. El	Pois	Gamm a	Tipo	Tipo	Toll.	Copr	Copr	Fi	Fi	Lun	Li	App
N.ro		Tors.	Fless	CLS	Acciaio	kg/cmq	son	kg/mc	Ambiente	Armatura	Copr.	staf	ferr	min	st	sta	n.	esi
1	ELEV.	10	40	PROV	PROV	308132	0,20	2500	ORDIN. XC1	POCO SENS.	0,00	2,0	3,6	16	8	120	1	0
2	FOND.	10	35	PROV	PROV	247532	0,20	2500	XC2/XC3	POCO SENS.	0,00	2,5	4,1	16	8	180	1	
3	PILAS	10	60	PROV	PROV	288180	0,20	2500	ORDIN. XC1	POCO SENS.	0,00	1,5	3,3	20	8	70	1	

CRITERI DI PROGETTO																								
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																								
Cri	Tipo	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/	Mt/	Wra	Wfr	Wpe	σcRar	σcPer	σfRar	Spo	Spo	Spo	Coe	euk
Nro	Elem	----- kg/cmq -----										Ac	Mtu	mm	mm	mm	--- kg/cmq ---			Rar	Fre	Per	Vis	
1	ELEV.	346,0	346,0	346,0	3167	3167	3167	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10		0,4	0,3	207,0	155,0	2252			250	2,0	0,08
2	FOND.	167,0	167,0	167,0	3667	3667	3667	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10		0,4	0,3	100,0	75,0	2607	250	250	250	2,0	0,08
3	PILAS	277,0	277,0	277,0	3167	3167	3167	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10		0,4	0,3	166,0	124,0	2252				2,0	0,08

7.5 PARAMETRI SISMICI

Per la determinazione dei parametri sismici si è tenuto conto della risposta sismica di III° livello come da perizia geologica.

I risultati dell'analisi suddetta evidenziano che il fattore di amplificazione FA è pari a 1,846 con un fattore di amplificazione spettrale massima Fo pari a 2,258, da cui deriva un a_{max} o PGA al sito pari a 0,229 g. Suddetto valore di accelerazione è stato adottato per le verifiche di sicurezza nello stato attuale e per quelle relative al miglioramento sismico, perché risulta essere maggiore di quello (0,267 g) calcolato con una risposta sismica semplificata.

Procedendo con una microzonizzazione sismica con analisi approfondita di III livello si è ricavato un fattore di amplificazione FA= 1,846 e un fattore di amplificazione spettrale Fo=2,258 ricavando a_{max} secondo la seguente espressione:

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_{gSLV} = 1,43 \cdot 1,0 \cdot a_{gSLV} = 0,299 \text{ g}$$

per cui si ha:

$$a_{gSLV} = 0,299 \text{ g} / 1,43 = 0,209$$

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	25,22	Altezza edificio (m)	8,40
Massima dimens. dir. Y (m)	20,42		
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	10,68336	Latitudine Nord (Grd)	44,58636
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Utente	Sistema Costruttivo Dir.2	Utente
Regolarita' in Altezza	SI (KR=1)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	SI	Quota di Zero Sismico (m)	3,0
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	30,00
Accelerazione Ag/g	0,01	Periodo T'c (sec.)	0,25
Fo	2,48	Fv	0,76
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,14
Periodo TC (sec.)	0,41	Periodo TD (sec.)	1,81
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,08	Periodo T'c (sec.)	0,27
Fo	2,47	Fv	0,92
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,44	Periodo TD (sec.)	1,91
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,209	Periodo T'c (sec.)	0,29
Fo	2,25	Fv	1,72
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,43	Periodo TB (sec.)	0,103
Periodo TC (sec.)	0,46	Periodo TD (sec.)	2,34
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.			
Probabilita' Pvr	0,05	Periodo di Ritorno Anni	1462,00
Accelerazione Ag/g	0,23	Periodo T'c (sec.)	0,30
Fo	2,43	Fv	1,57
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,37	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,47	Periodo TD (sec.)	2,52
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ESPLICITO - D I R. 1			
Fattore di struttura 'q'	1,50	Meccanismi fragili	
	3,00	Meccanismi duttili	
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ESPLICITO - D I R. 2			
Fattore di struttura 'q'	1,50	Meccanismi fragili	
	3,00	Meccanismi duttili	
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Meccanismi fragili Cir. N. 617 NTC § C8.7.2.5	
	1,00	Meccanismi duttili Cir. N. 617 NTC § C8.7.2.5	
Calcestruzzo CLS armato	1,50	Meccanismi fragili Cir. N. 617 NTC § C8.7.2.5	
	1,00	Meccanismi duttili Cir. N. 617 NTC § C8.7.2.5	
Livello conoscenza	LC2		

In particolare, per il fabbricato in titolo verrà fatto riferimento allo stato limite ultimo SLV che prevede una probabilità di superamento $P_{VR} = 10\%$ dell'azione sismica di progetto.

Le N.T.C. forniscono, per tutto il territorio nazionale, i parametri che caratterizzano l'azione sismica di progetto. Tutti i valori sono riportati nelle tabelle dell'Allegato B in funzione del periodo di ritorno (T_R) e della localizzazione del sito dove sorge l'opera (latitudine e longitudine).

Il periodo di ritorno è definito, Allegato A delle N.T.C., dalla espressione:

$$T_R = -V_R / [\ln(1 - P_{VR})]$$

Essendo V_R il periodo di riferimento, p.to 2.4.3 delle N.T.C., definito da:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

con:

- $V_N = 50$ **anni vita nominale**
- $C_U = 1.5$ **coefficiente d'uso per opere di classe III**

7.6 TERRENO DI FONDAZIONE

Per la caratterizzazione stratigrafica del terreno, e i relativi parametri geotecnici di progetto, si è fatto riferimento ai dati disponibili dalle indagini geotecniche condotte dal Dott. Geol. Arrigo Giusti, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Emilia Romagna al n. 190.

Per la caratterizzazione sismica del lotto, si è adottato un terreno tipo C.

Ai sensi dell'OPCM n. 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni il suolo di fondazione in esame è stato, quindi, assimilato alla **categoria di sottosuolo C ($v_{s30} = 232 \text{ m/s}$)**.

Nella tabella seguente vengono riassunti i principali valori utili alla verifica delle fondazioni.

parametri geotecnici:

PROVA PENETROMETRICA CPT1

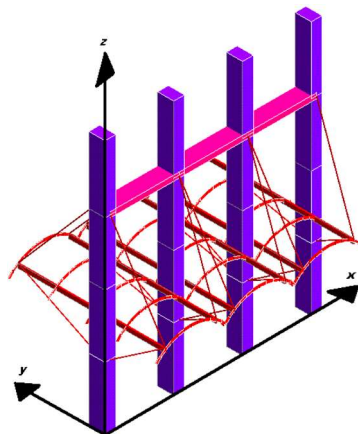
Strato	Descrizione	Quota iniziale [m]	Quota finale [m]	Spessore [m]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	Cu [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	Mo [kN/m ²]	E [kN/m ²]
A	Coltre di Riporto	0,0	1,4	1,4	17,65	18,63	15	----	----	----	-----
B	Argille ad elevata componente organica e torbosa	1,4	4,0	2,6	18,14	19,12	20	88,25	19,61	8825,0	7845,0
C	Argille ed argille sabbiose limose	4,0	5,8	1,8	18,63	19,61	22	117,68	24,51	11768,0	9806,0
D	Sabbie e ghiaie in scarsa matrice limo argillosa	5,8	-	-	19,61	19,61	35	0	0	19613,0	14710,0

In base alle caratteristiche geologiche dell'area e a quelle litostratigrafiche riscontrate, i terreni dell'area in oggetto possono essere assimilati alla categoria **C** di sottosuolo: : *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*”

7.7 SISTEMI DI RIFERIMENTO

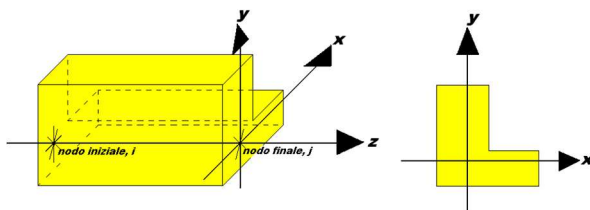
7.7.1 SISTEMA GLOBALE DELLA STRUTTURA SPAZIALE

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



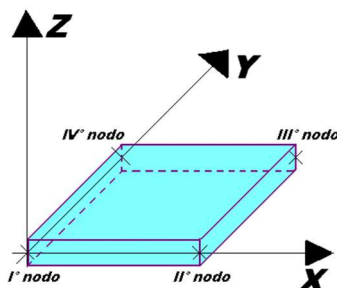
2) SISTEMA LOCALE DELLE ASTE

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



3) SISTEMA LOCALE DELL'ELEMENTO SHELL

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



7.7.2 UNITÀ DI MISURA

Si adottano le seguenti unità di misura:

$$\begin{aligned} [\text{lunghezze}] &= \text{m} \\ [\text{forze}] &= \text{kgf} / \text{daN} \end{aligned}$$

[tempo] = sec
[temperatura] = °C

7.7.3 CONVENZIONI SUI SEGNI

I carichi agenti sono:

- 1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

7.7.4 TIPOLOGIA STRUTTURALE

In accordo con quanto previsto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" del 17 gennaio 2018, al punto 7.4.3.1 la tipologia strutturale assunta per l'edificio è quella di struttura a telaio, dove la resistenza alle azioni verticali ed orizzontali è affidata ai telai e specificatamente ai pilastri.

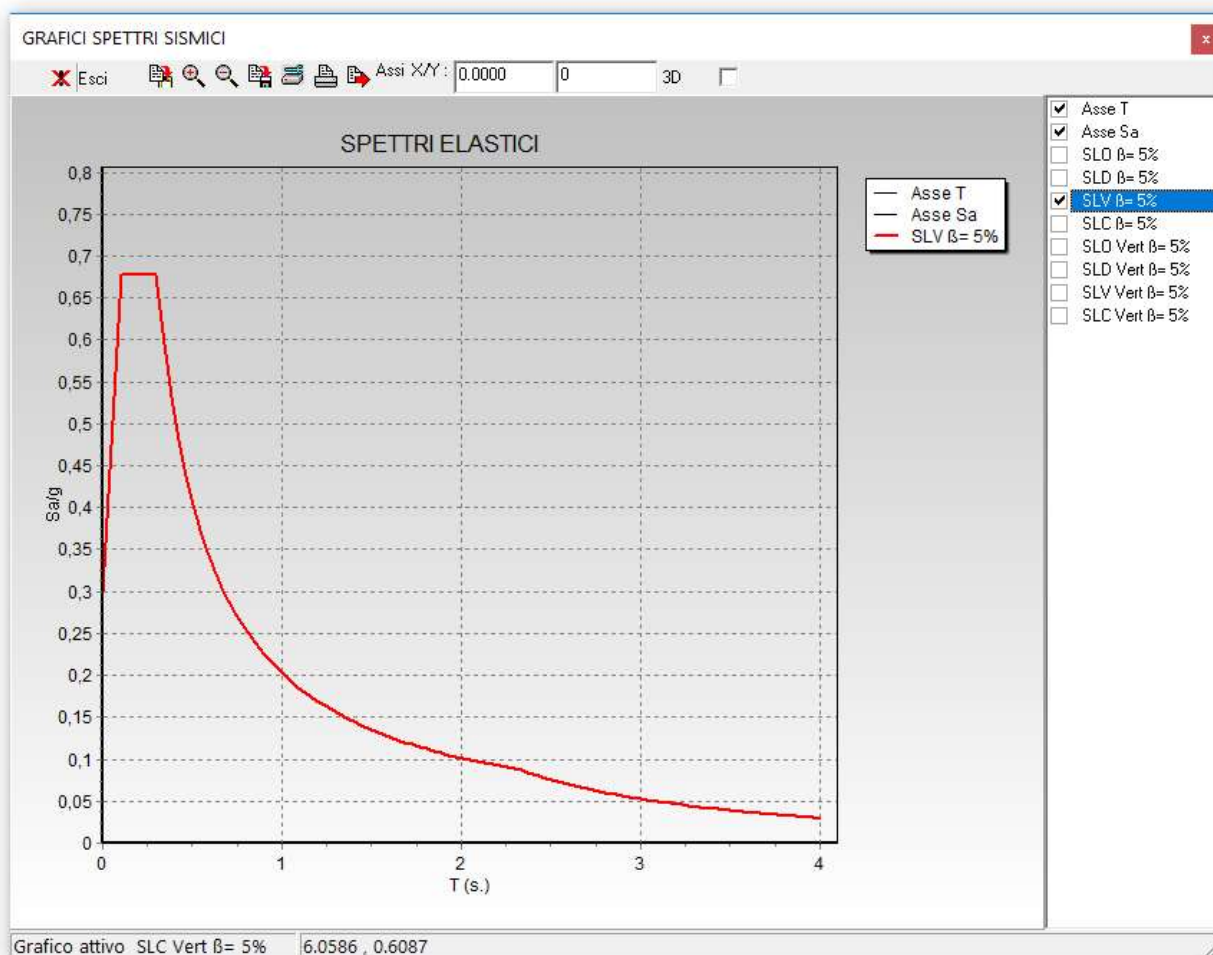
In particolare, per l'edificio oggetto della presente relazione, si può affermare che la tipologia strutturale è la medesima per le due direzioni.

Trattandosi di struttura esistente si è comunque imposto, in accordo con quanto precisato al punto C8.7.2.2 della Circolare n.7 del 21/01/19 "Istruzione per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni NTC 2018" un fattore di comportamento per entrambe le direzioni pari a 3 per valutare i meccanismi duttili ed un fattore di struttura pari 1,5 per considerare gli elementi fragili.

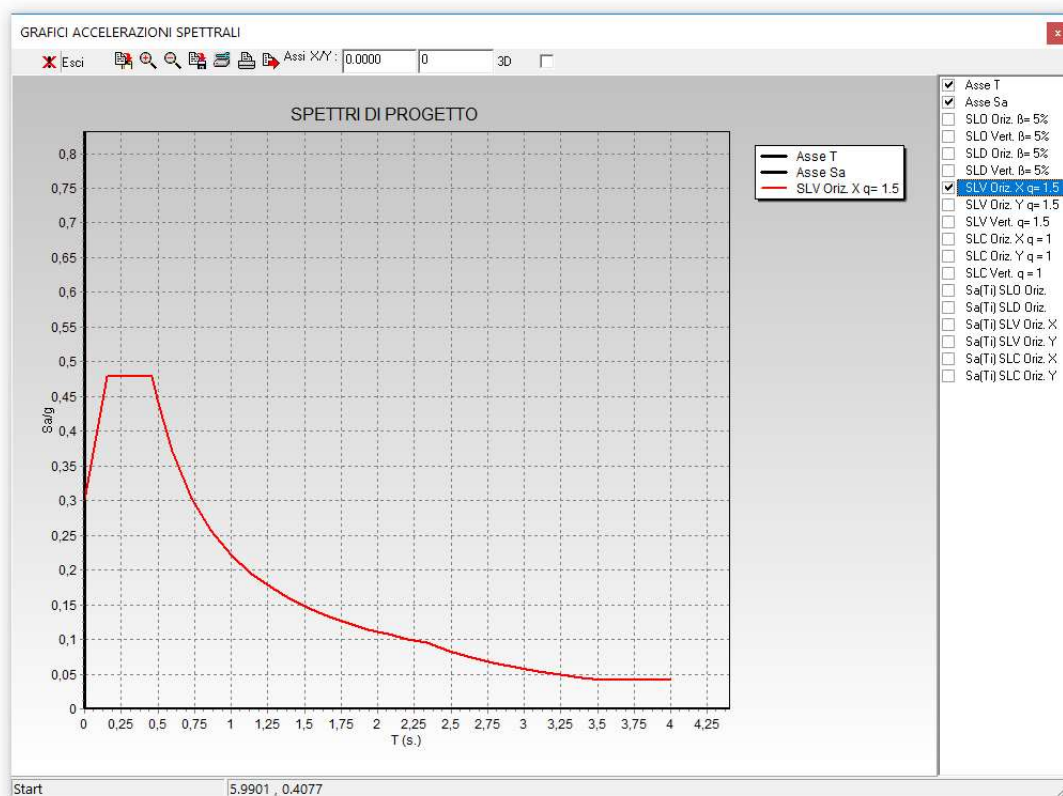
In definitiva per l'opera in titolo si individuano i seguenti parametri caratteristici:

- $a_{gSLV} = 0.209 \times g \text{ m/s}^2$ (con g = accelerazione gravitazionale) SLV
- $F_o = 2.258$
- $T^*_C = 0.294 \text{ s}$

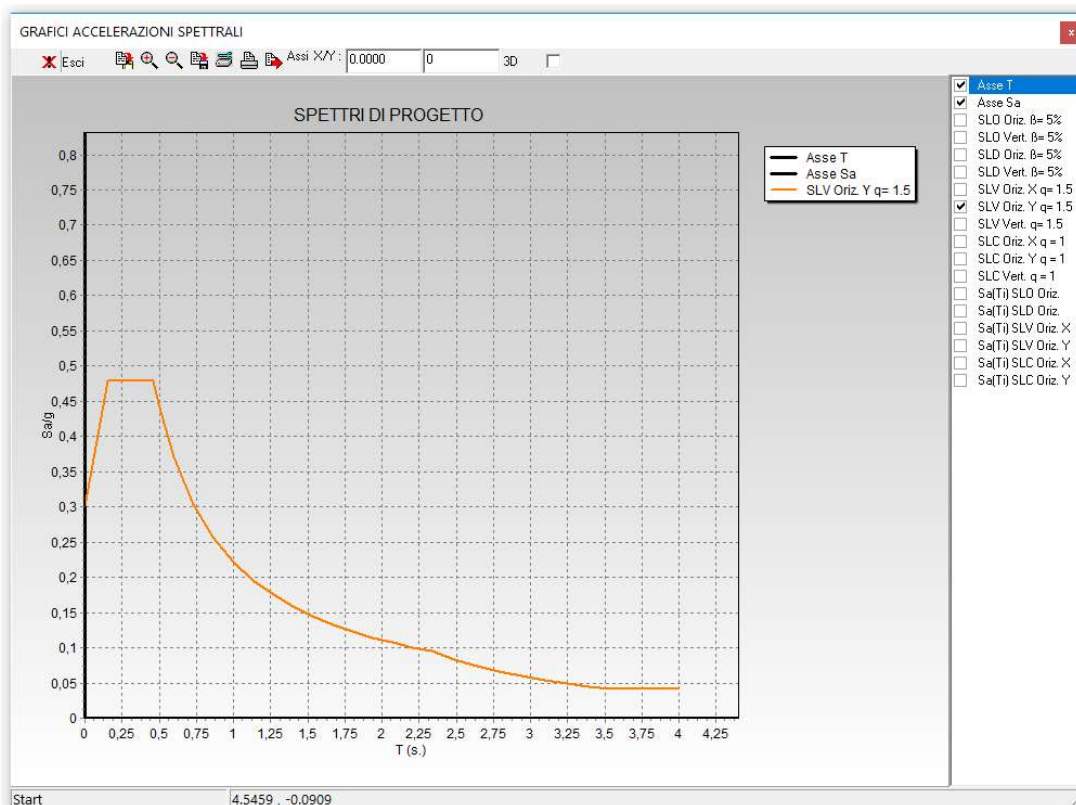
- $V_N = 50$ anni
- $C_U = III$



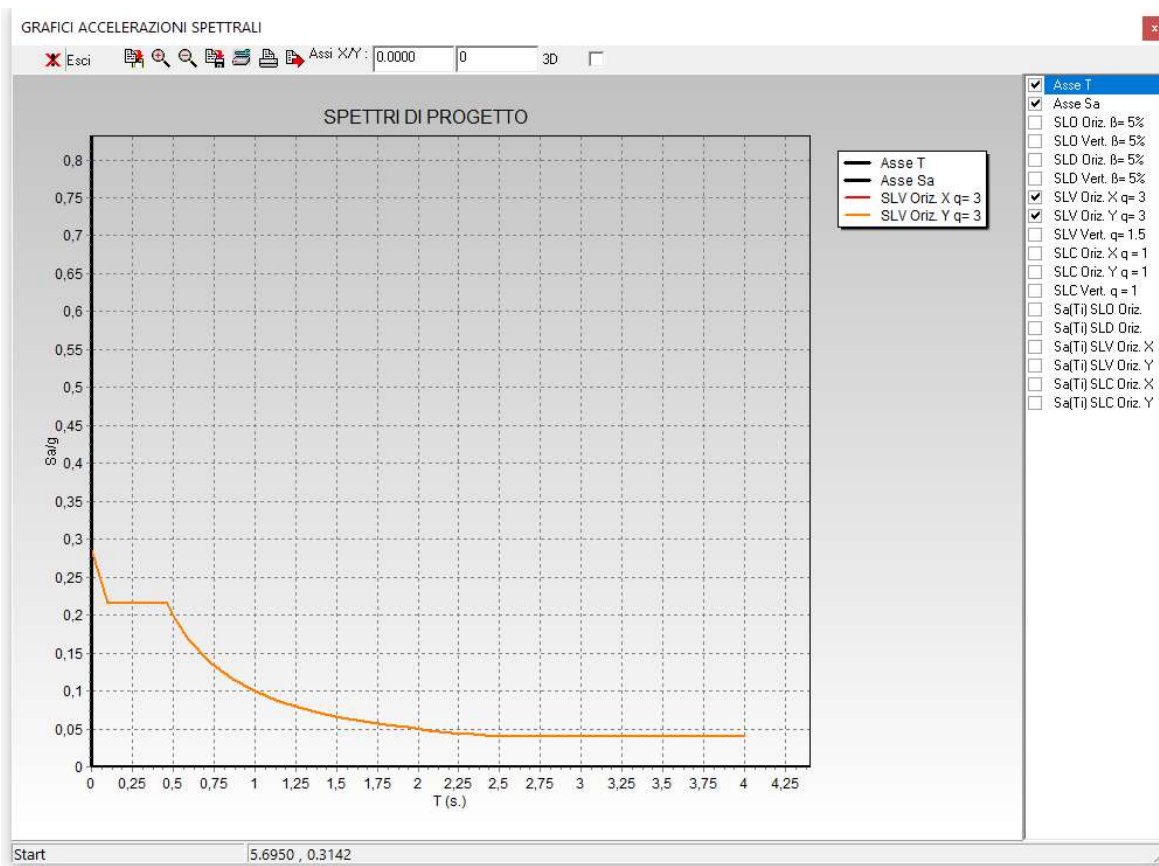
Spettri elastico



Spettri di risposta per i **meccanismi fragili** $q=1,5$ (componente X)



Spettri di risposta per i **meccanismi fragili** $q=1,5$ (componente Y)



Spettri di risposta per i **meccanismi duttili** $q=3$ (componenti X e Y)

8. MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE GENERALE

8.1 Premessa

Ai fini dell'analisi del comportamento della struttura per quanto riguarda i carichi statici e le azioni sismiche è stato approntato un modello numerico agli elementi finiti dell'intera struttura mediante il codice di calcolo CDSWin . In particolare i criteri per la modellazione adottati sono i seguenti:

Modellazione della struttura

- ✓ Si applicano i criteri e le indicazioni fornite per gli edifici nuovi;
- ✓ Il modello della struttura deve rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva, considerando laddove appropriato, il contributo degli elementi non strutturali;
- ✓ Il modello sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali;

8.2 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale.

SOFTWARE UTILIZZATO : CDSWin versione 2018 con licenza chiave n° 23368 intestata al sottoscritto e prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

8.3 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso. Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio. I controlli vengono visualizzati, sotto forma di

tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi. In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

8.4 Modellazione della struttura e proprietà elementi

Il modello matematico della struttura è definito individuando le tipologie strutturali dell'organismo resistente, nonché dalle condizioni di vincolo.

Le componenti resistenti costituenti l'organismo strutturale sono essenzialmente identificabili nei seguenti elementi:

- Pilastri in c.a. prefabbricati esistenti: schematizzabili con elementi di tipo trave soggetti a sollecitazioni sia assiali che flessionali;
- solette piene in c.a.: schematizzate con elementi a lastra (prevalentemente sollecitate ortogonalmente al piano medio) del tipo isotropo per le solette bidirezionali.
- Travi in c.a. dei solai e delle coperture : modellate con elementi tipo trave.
- pareti singole con funzionamento essenzialmente membranale (con sollecitazioni contenute nel piano medio).

8.5 Schematizzazione dei vincoli

8.5.1 Vincoli interni

I vincoli interni sono rappresentati da una serie di link che simulano, ad ogni livello di solaio, il piano rigido che la tipologia di solaio assicura. Tutti i piani sono schematizzati come piani deformabili.

8.5.2 Quote interpiani

QUOTE PIANI SISMICI ED INTERPIANI										
Quota N.ro	Altezza m	Tipologia	IrregTamp XY Alt.			Quota N.ro	Altezza m	Tipologia	IrregTamp XY Alt.	
0	0,00	Piano Terra	NO	NO		1	11,50	Interpiano	NO	NO
2	6,00	Interpiano				3	2,30	Interpiano	NO	NO

QUOTA N 1 = 11.5 m

P.DEFOR. 1

QUOTA N 2 = 6 m

QUOTA N 3 = 2.3 m

QUOTA N 0 = 0 m

Quote dei piani nel modello di calcolo

8.6 Schematizzazione delle azioni

8.6.1 Azioni gravitazionali e carichi verticali

Le azioni verticali agenti sulla struttura dovute alla massa propria sono state applicate direttamente assegnando il valore dell'accelerazione gravitazionale ed assegnando gli opportuni pesi di volume agli elementi.

Le azioni verticali dovute ai sovraccarichi permanenti ed accidentali sono state introdotte nel modello come:

- pressione uniformemente distribuita sugli elementi plate che rappresentano i solai.

- carichi lineari sugli elementi beam, (es. peso tamponature).

8.6.2 Azione sismica

L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo di Jacobi.

I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano compresi i piani di copertura (forza in X, forza in Y e momento).

Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio).

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

8.7 Modellazione dei materiali

Il legame costitutivo adottato per i diversi materiali utilizzati nel modello numerico è di tipo elastico lineare. Le caratteristiche elastiche e di resistenza sono riportate nel §8.4.

8.8 Combinazione dei risultati delle condizioni elementari di carico

In accordo con quanto riportato nel §2.5.3 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni", si sono opportunamente combinati i risultati delle singole combinazioni di carico.

La tabella a pagina seguente riassume le varie combinazioni considerate.

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00
Var.Neve h<=1000	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75	0,75	1,50	0,75	0,75	1,50	0,75	0,75	1,50	0,75	0,00
Var.Coperture	1,50	0,00	1,50	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 0	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.								
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vento dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vento dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vento dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vento dir. 270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Sisma direz. grd 0	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	
Sisma direz. grd 90	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00	

Tabella delle combinazioni di carico analizzate – stato attuale

9. MATERIALI

Si illustrano di seguito i materiali utilizzati nella modellazione.

9.1 Calcestruzzi per Cementi Armati – STRUTTURE ESISTENTI

Per la determinazione delle resistenze meccaniche del cls per quanto riguarda le strutture esistenti si è fatto riferimento:

- ai valori della resistenza meccanica a compressione di provini cubici di calcestruzzo riguardanti le travi di copertura in c.a.p. desunti dai certificati originali;

PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE E TERRE
AUTORIZZATO MIN. LL. PP. CON D.M. n° 23457

43100 PARMA
TELEFONO (0521) 40.884
VIA EMILIO LEPIDO, 85

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO s.r.l.

SEZIONE CALCESTRUZZI

Prot. N. 1674/9
Parma, 23/7/1985

Rif. { lettera n. 920/85 del 5/7/1985
bolletta n. del

CERTIFICATO DI PROVE A COMPRESSIONE

Committente COOPSETTE S.C.R.L.
Indirizzo Via San Biagio, 75 - CASTELNOVO SOTTO (RE)
Provenienza dei campioni Prefabbricati
Proprietà Coopsette
Natura dei campioni manufatti di serie
Data di consegna in laboratorio 5/7/1985

Bozza X
Classe 500 Cemento

RISULTATI DELLE PROVE

N.	Contrassegno	Dimensioni cm.	Massa Kg.	Area compressa cm²	Resistenza unitaria Kg./cm²	Dati dichiarati del getto	dalla prova
1	P	15X15X15	7.910	225	600	7/6/85	5/7/85
2	"	15X15X15	7.920	225	605,8	"	"
3	"	15X15X15	7.780	225	624	13/6/85	"
4	"	15X15X15	7.910	225	642,8	"	"
5	"	15X15X15	8.100	225	600,9	19/6/85	17/7/85
6	"	15X15X15	8.000	225	626,7	"	"
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX							

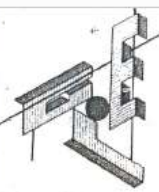
OSSERVAZIONI: Tipo di rottura bisiramidale.

R1 = 602,9 Kg/cm² R2 = 633,1 Kg/cm² R3 = 613,8 Kg/cm² Rm = $\frac{R1+R2+R3}{3}$ = 616,6 Kg/cm²

LA DIREZIONE
(Dott. Ing. P. ZATTI) (Dott. Ing. M. CASOLI)

Certificato originale delle prove a compressione eseguite su provini cilindrici riguardanti le travi in c.a.p. di copertura

- ai valori della resistenza meccanica a compressione di provini cubici di calcestruzzo riguardanti i pilastri in c.a.v. desunti dai certificati originali;



PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE E TERRE
AUTORIZZATO MIN. LL. PP. CON D.M. n° 23457

43100 PARMA
TELEFONO (0521) 40.884
VIA EMILIO LEPIDO, 85

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO s.r.l.

SEZIONE CALCESTRUZZI

Prot. N. 1675/9
Parma, 23/7/1985

Rif. { lettera n. 920/85 del 5/7/1985
bolletta n. _____ del _____


CERTIFICATO DI PROVE A COMPRESSIONE

DICHIARATI DAL COMMITTENTE

Committente COOPSETTE S.C.R.L.
Indirizzo Via San Biagio, 75 - CASTELNOVO SOTTO (RE)
Provenienza dei campioni Prefabbricati
Proprietà Coopsette
Natura dei campioni manufatti di serie
Data di consegna in laboratorio 5/7/1985 Dosaggio X
Classe 400 Cemento ===

RISULTATI DELLE PROVE

N.	Contrassegno	Dimensioni cm.	Massa Kg.	Area compressa cm²	Resistenza unitaria Kg./cm²	Data	
						dichiarata del getto	della prova
1	V	15X15X15	8.050	225	508.9	7/6/85	5/7/85
2	"	15X15X15	7.980	225	510.7	"	"
3	"	15X15X15	8.040	225	540.9	13/6/85	11/7/85
4	"	15X15X15	8.100	225	540	"	"
5	"	15X15X15	7.900	225	484.9	19/6/85	17/7/85
6	"	15X15X15	7.950	225	483.1	"	"
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX							



OSSERVAZIONI: Tipo di rottura bipiramidale.

R1 = 509.8 Kg/cm² R2 = 540.4 Kg/cm² R3 = 484 Kg/cm² Rm = $\frac{R1+R2+R3}{3} = 511.4$ Kg/cm²

Certificato originale delle prove a compressione eseguite su provini cilindrici riguardanti i pilastri in c.a.v.

Per la resistenza meccanica cubica, come da relazione di calcolo originale si sono assunti, a favore di sicurezza, i seguenti valori:

- $f_{m, \text{pilastri}} = 40,0 \text{ N/mm}^2$ per i pilastri in c.a.
- $f_{m, \text{travi c.a.p.}} = 50,0 \text{ N/mm}^2$ per le travi in c.a. p. e plinti;
- $f_{m, \text{travi c.a. in opera}} = 30,0 \text{ N/mm}^2$ per travi e solai in c.a. in opera

Tenuto conto del fattore di confidenza $FC=1,2$ adottato per un livello di conoscenza limitato LC2, si determina la resistenza di calcolo pari a:

Pilastri in c.a.v.

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{cm,pilastri} = \alpha_{cc} \cdot 40,0 \text{ N/mm}^2 = 33,2 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione/FC (**elementi duttili**)

$$f_{cd,pil,duttile} = f_{cm,pilastri}/FC = 33,2 \text{ N/mm}^2/1,2 = \mathbf{27,6 \text{ N/mm}^2}$$

dove $\gamma_c = 1,0$

$$FC = 1,2$$

Resistenza di calcolo a compressione/(FC* γ_c) (**elementi fragili**)

$$f_{cd,pil,fragile}/FC = f_{cm,pil}/(\gamma_c \cdot FC) = 33,2 \text{ N/mm}^2/1,2/1,5 = \mathbf{18,4 \text{ N/mm}^2}$$

dove $\gamma_c = 1,5$

$$FC = 1,2$$

Travi e tegoli in c.a.p.

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{cm,travi} = 50,0 \text{ N/mm}^2 \times 0,83 = 41,5 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione/FC (**elementi duttili**)

$$f_{cd,travi,duttile} = f_{cm,travi}/FC = 41,5 \text{ N/mm}^2/1,2 = \mathbf{34,5 \text{ N/mm}^2}$$

dove $\gamma_c = 1,0$

$$FC = 1,2$$

Resistenza di calcolo a compressione/(FC* γ_c) (**elementi fragili**)

$$f_{cd,travi,fragile}/FC = f_{cm,pil}/(\gamma_c \cdot FC) = \mathbf{23,05 \text{ N/mm}^2}$$

dove $\gamma_c = 1,5$

$$FC = 1,2$$

Fondazioni e travi in c.a. in opera :

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{cm,in\ opera} = 30,0 \text{ N/mm}^2 \times 0,83 = 24,9 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd,fragile} = f_m / (\gamma_M \cdot FC) = 24,9 / (1,5 \cdot 1,2) = 13,83 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo per le
strutture gettate in opera;

9.2 Acciaio per Cementi Armati – STRUTTURE ESISTENTI

Su tutte le strutture in c.a. esistenti

Acciaio FeB 44k

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo a trazione ed a compressione (**elementi duttili**)

$$f_{yd,D} = f_{yk} / (FC) = 358,3 \text{ N/mm}^2$$

dove $\gamma_s = 1,0$

$$FC = 1,2$$

Tensione di calcolo a trazione ed a compressione (**elementi fragili**)

$$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s \cdot FC) = 311,5 \text{ N/mm}^2$$

dove $\gamma_s = 1,15$


$$FC = 1,2$$

Modulo elastico

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

I valori di calcolo, così definiti, sono ridotti del Fattore di Confidenza FC.

Si riportano i certificati originali, forniti dal Politecnico di Milano, riferiti alle prove di verifica della qualità dell'acciaio utilizzato.


POLITECNICO DI MILANO
DIPARTIMENTO INGEGNERIA STRUTTURALE
LABORATORIO PROVE MATERIALI

20133 MILANO, 11/ 3/1985
P.ZA LEONARDO DA VINCI, 32 - TEL. 23.62.633 - 23.62.833 - 29.56.42
TELEX 333467 POLMI I

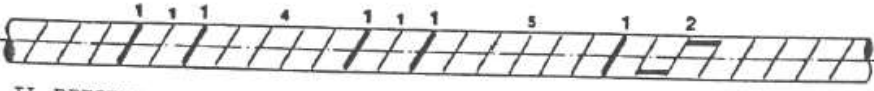
Codice cliente 2

Spett.
ACC. E FERR. LEALI LUIGI S.p.A.
VIA GARIBALDI, 5
25076 ODOLO BS

Cod. Fiscale: 80057930150
P.I.V.A.: 04376620151

CERTIFICATO DI PROVA N.85/0006/005
Richiedente: ACC. E FERR. LEALI LUIGI S.p.A.
Domanda del: 8/ 2/85

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA'
di acciaio ad adherenza migliorata per c.a. ai sensi del vigente
Decreto Ministeriale di cui alla Legge 5/11/1971 n. 1086.
Un incaricato di questo Dipartimento si e' recato presso lo
stabilimento del Richiedente dove ha preso visione del materiale
oggetto di controllo sistematico in stabilimento, dichiarato:
"Acciaio ad adherenza migliorata, tipo AREX Fe B 44 k, laminato a
caldo in BARRE".
VERIFICA MESE DI FEBBRAIO
Le barre presentano il marchio di laminazione sotto riportato.




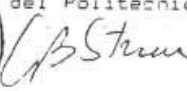
IL PRESENTE CERTIFICATO E' RIFERITO AL MATERIALE RELATIVO ALLA
FATTURA NR 1036 DEL 16.02.85



I saggi destinati alle prove sono stati prelevati casualmente da
fasci accatastati e le prove sono state eseguite dal tecnico di
questo Dipartimento presso lo stabilimento del Richiedente, pre-
via visione dei certificati di taratura e verifica della idonei-
ta' delle macchine di prova.

Su le pagine seguenti sono riportati:

- la data di prova ed i numeri di colata;
- i risultati delle prove relative al prelievo eseguito nonche' i
risultati delle prove relative ai precedenti prelievi;
- i prospetti di conformita' del materiale alle prescrizioni del
vigente Decreto Ministeriale;
- i valori caratteristici f_{yk} e f_{tk} rispettivamente della tensio-
ne di snervamento e della tensione di rottura determinati se-
condo le indicazioni del vigente Decreto Ministeriale.

Questo certificato viene punzonato con il N.5006005, e consta di 6 pagine allegate che ne costituiscono parte integrante.

V.  del Politecnico


Il Direttore del Dipartimento





DIPARTIMENTO INGEGNERIA STRUTTURALE
LABORATORIO PROVE MATERIALI

ACCIAIERIE E FERRIERE LUIGI LEALI
ODOLO (BS)

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA'

Data della prova : 08/02/85

Denominazione del materiale : Fe B 44 k in barra - Gruppo 1 : $4 \leq \phi < 10$ [mm]
Valori minimi secondo il vigente D.M. (legge n.1086)
 $f_{yk} = 430$ N/mm² $f_{tk} = 540$ N/mm² $A_5 = 12$ %

Colata n. H7752

ϕ nominale = 10 mm
 I_r min = 0.050

Sez. nominale = 78.54 mm²
Piegam. a 180° con D= 4 ϕ

Toll. sez. ± 8 %

n.	lung. mm	massa g	sez. mm ²	Toll. I	seq. mm	Sneramento kN N/mm ²	Rottura kN N/mm ²	allung. I	piegam. I	I_r
1	480	291	77.23	-1.67	9.92	37.5 485.57	59.0 763.96	21	SF	0.079
2	464	283	77.70	-1.07	9.95	38.0 489.09	60.0 772.24	20	SF	
3	475	289	77.51	-1.32	9.93	38.0 490.28	59.5 767.68	20	SF	
4	465	284	77.14	-1.78	9.91	37.5 486.14	59.0 764.85	22	SF	
5	483	293	77.28	-1.61	9.92	38.0 491.74	59.5 769.96	20	SF	

$I_r = 0.079 > 0.050$

Allungamento minimo = 20% > 12%

Piegamento Senza Fenditure per tutti i campioni

Tolleranza media sezione = -1.49 < 8%


Lo sperimentatore
Luigi Calegari

SEGUE

Luigi Calegari



Anche per l'acciaio delle strutture prefabbricate viene riportato il certificato originale relativo alla prova di verifica della qualità dell'acciaio.

 **DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE**
LABORATORIO PROVE MATERIALI
PIAZZA LEONARDO DA VINCI 32

Codice Cliente 137
CERTIFICATO DI PROVA n° 85/0023/016 Milano, 4/3/1985

Richiedente: REDAELLI TECNASUD S.p.A. - NAPOLI
Domanda: 20/2/85

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA'
di acciaio per strutture in cemento armato precompresso a sensi del Decreto Ministeriale 1 Aprile 1983



Un incaricato di questo Dipartimento si è recato senza preavviso presso lo stabilimento Caivano della Soc. Redaelli Tecnasud il giorno 20/2/85 dove ha preso visione del materiale inerente al collaudo ed ha provveduto al prelievo casuale dei campioni da sottoporre a prova, dichiarati "treccia cap: formazione: 3x2,25 con sezione di mmq 12,00 (N) e (S) stabilizzato; 3x2,40 " " " 13,6 (N) e (S) stabilizzato; 2x2,25 " " " 7,95 (N) e (S) stabilizzato; $f_{p(0,2)k} = 1765$ MPa; $f_{ptk} = 1950$ MPa; $E = 195000$ MPa".

per $\sigma_{sp} = 75\% f_{ptk}$ treccia S) $r: \leq 1.8\%$ a 120 h; $\leq 2.2\%$ a 1000 h; $\leq 2.5\%$ a 2000 h".
Le prove sono state eseguite dal tecnico di questo Dipartimento presso lo stabilimento del Richiedente, il giorno stesso del prelievo, previa verifica della idoneità delle macchine di prova (taratura eseguita da questo Laboratorio in data 6/10/81).



I risultati delle prove sono riportati nel tabulato allegato, dove compaiono anche i risultati delle prove relative ai prelievi effettuati anteriormente al 20/2/85, che figurano anche nel precedente certificato n° 85/0023/015 in data 26/2/85. Si adottano le unità di misura SI (MPa = N/mm² = 0,102 kgf/mm²). La determinazione dei valori caratteristici rispettivamente $f_{p(0,2)k}$ ed f_{ptk} della tensione di snervamento e della tensione di rottura è stata eseguita secondo le indicazioni dell'allegato 3 del citato decreto; il valore del fattore k, funzione di n, è stato ottenuto interpolando linearmente i dati riportati sul prospetto I dell'allegato 8 ed approssimando per eccesso la seconda cifra decimale.

I valori caratteristici ottenuti sono i seguenti:

- data prelievo: 20/2/85
- lotto di fabbricazione: 529S; 532S;
- $f_{p(0,2)k} = 1832$ MPa
- $f_{ptk} = 2017$ MPa

Il presente certificato consta di n°2 pagine punzonate con il N°50023016
LO SPERIMENTATORE
IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO

10. ANALISI GENERALE DEI CARICHI

10.1 Azioni verticali

Per le verifiche di vulnerabilità sismica si valutano innanzitutto quali sono i carichi dovuti ai pesi propri e permanenti degli elementi di copertura da considerare in fase di calcolo.

Sulla costruzione si sono prese le seguenti azioni in accordo con il cap.3 del D.M. 17-01-2018:

- A. Pesi permanenti strutturali
- B. Pesi permanenti non strutturali
- C. Azione della neve
- D. Azione sismica
- E. Azione vento

Tali azioni saranno poi combinate secondo normativa per ottenere punto per punto della struttura la combinazione più gravosa per ogni tipo di sollecitazione con i coefficienti indicati al §2.5.3 delle NTC.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi utilizzata per il calcolo:

COPERTURA PALESTRA

• peso proprio solaio tegoli (G1k)	260.0 daN/m ²
• sovraccarichi permanenti (G2k)	20.0 daN/m ²
• sovraccarichi accidentali-neve (Q1k)	120.0 daN/m ²
Totale	400.0 daN/m²

SOLAIO LATEROCEMENTO (20+4 cm) SPOGLIATOI

• peso proprio solaio laterocementizio H=20 cm(16+4) (G1k)	260.0 daN/m ²
• sovraccarichi permanenti (G2k)	100.0 daN/m ²
• sovraccarichi accidentali (Q1k)	200.0 daN/m ²
Totale	560.0 daN/m²

10.2 VENTO E NEVE

L'azione esercitata dal vento, secondo il DM 17 gennaio 2018 , sulla costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. Per tal motivo la pressione cinetica del vento nelle due direzioni principali è stata ricondotta ad una azione statica equivalente e considerata variabile in funzione dell'altezza. Il valore massimo, in sommità al fabbricato, viene determinato come esposto nel tabulato seguente.

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: SCANDIANO
Provincia: REGGIO NELL'EMILIA
Regione: EMILIA-ROMAGNA

Coordinate GPS:

Latitudine Nord 44,58636°
Longitudine Est 10,68336°

Altitudine s.l.m.: 95,0 m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:
D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

NEVE:

Zona Neve = I Mediterranea

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

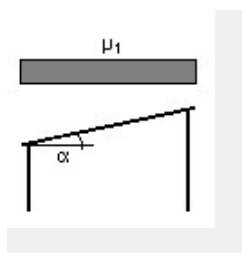
Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 150 daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 120 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



VENTO:

Zona vento = 2
($V_{b.o} = 25$ m/s; $A_o = 750$ m; $K_a = 0,015$ 1/s)

Classe di rugosità del terreno: C
[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Categoria esposizione: tipo III
($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10$ m; $Z_{min} = 5$ m)

Velocità di riferimento = 25,00 m/s
Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 39 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1,00
Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00
Coefficiente di esposizione (C_e) = 2,03
Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00
Altezza dell'edificio = 8,40 m

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 79 daN/mq

11. RISULTATI DELLA ANALISI IN COMBINAZIONI STATICHE

Prima di effettuare le verifiche sismiche sono stati indagate le strutture portanti in relazione ai soli carichi statici e cioè considerando le strutture sollecitate dai carichi verticali gravitazionali e da quelli orizzontali dovuti all'azione del vento.

Le verifiche sono risultate positive.

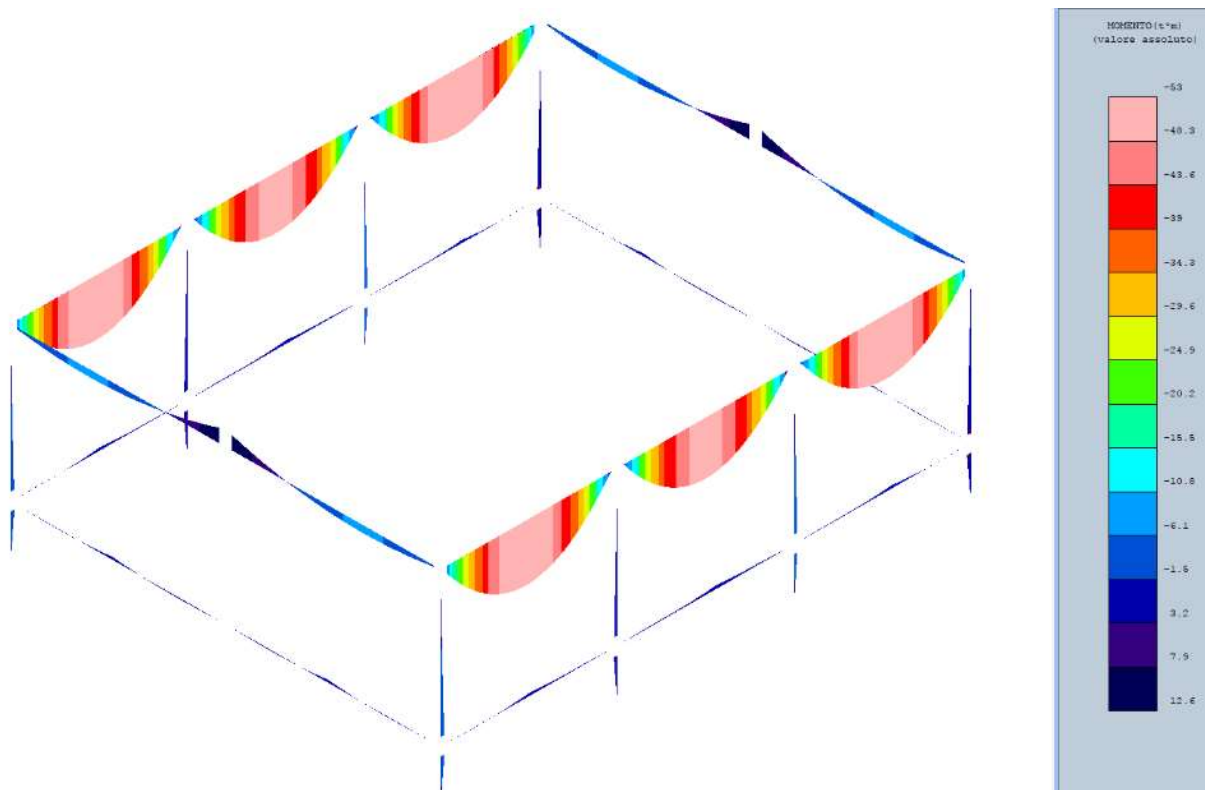


Figura 8 – involucro diagramma dei momenti in comb. statiche

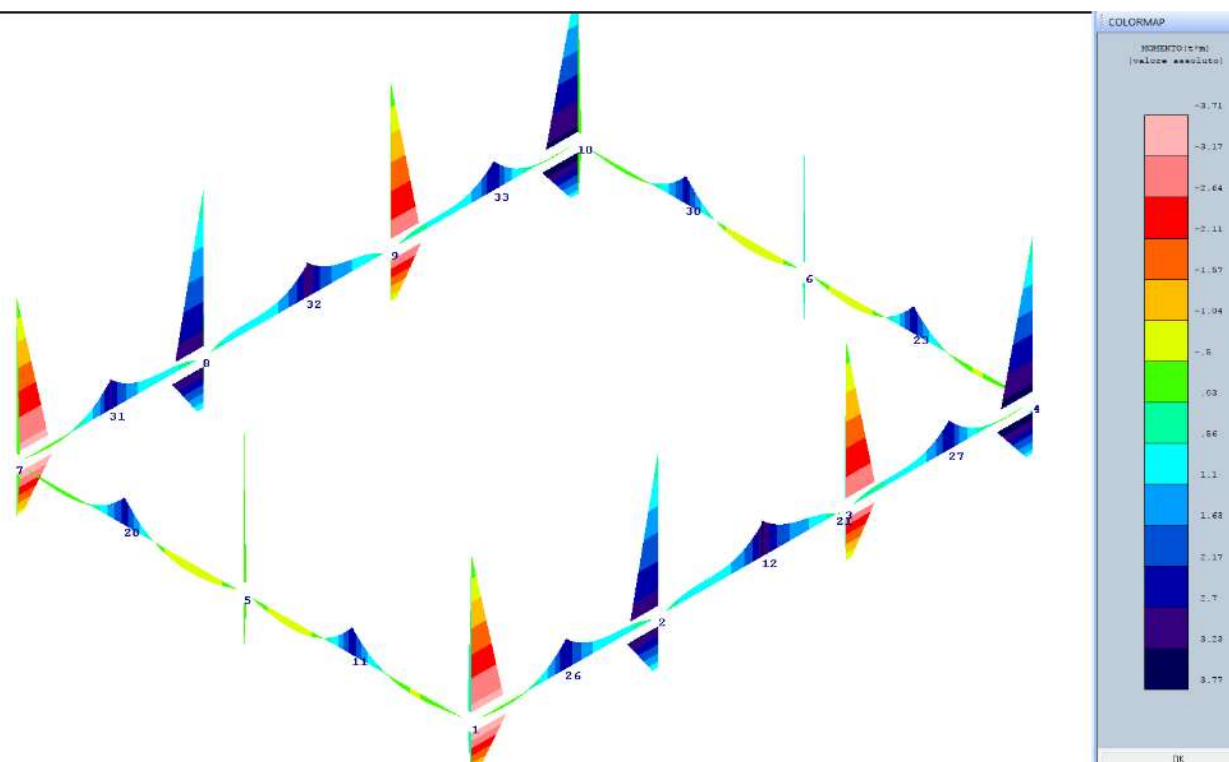


Figura 9 - involucro diagramma dei momenti nei pilastri in comb. statiche

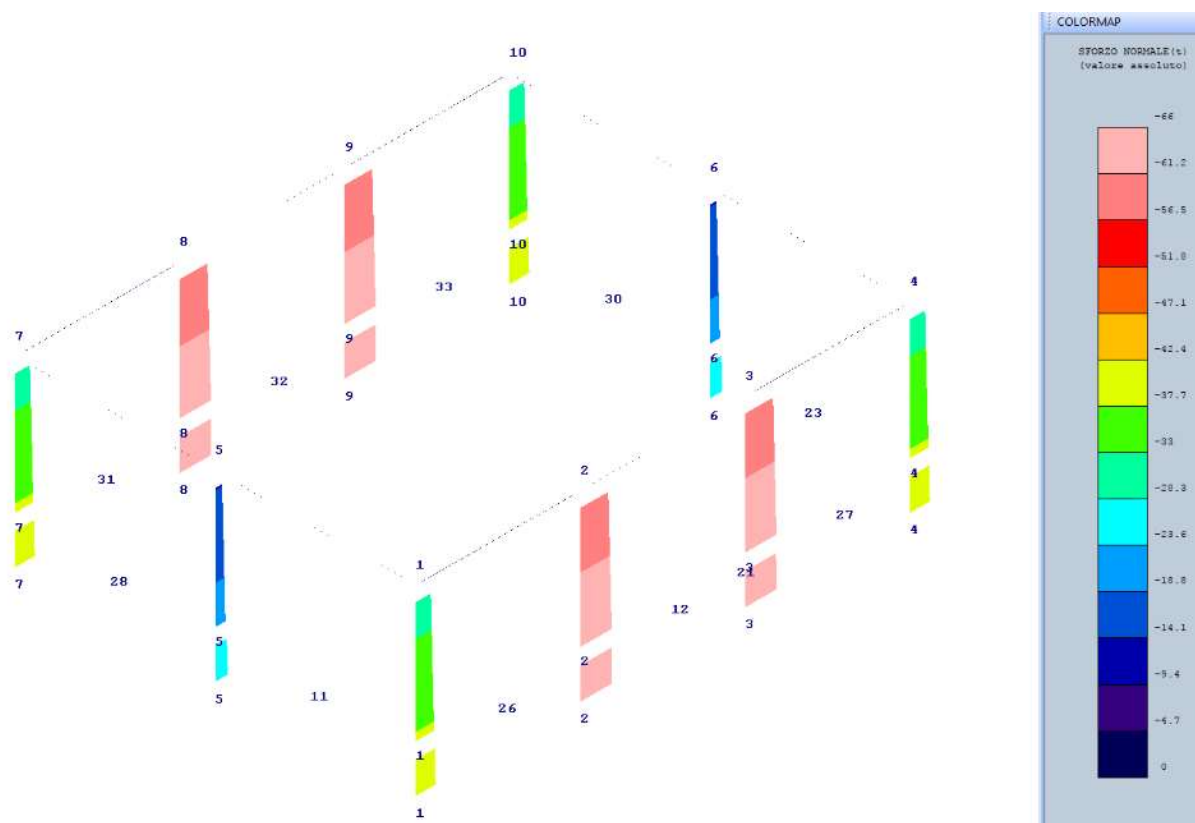


Figura 10 - diagrammi dello sforzo normale in comb. statiche

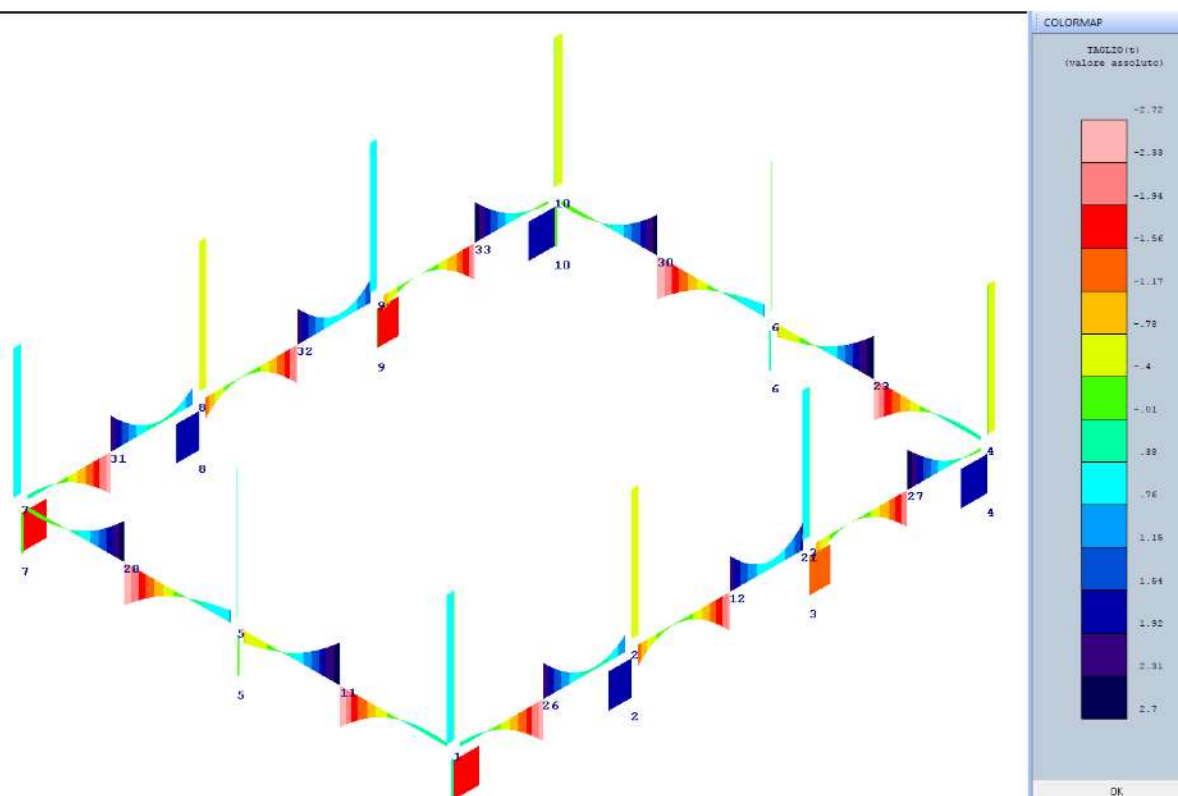


Figura 11 - diagramma del taglio nei pilastri e travi di fond. in comb. statiche

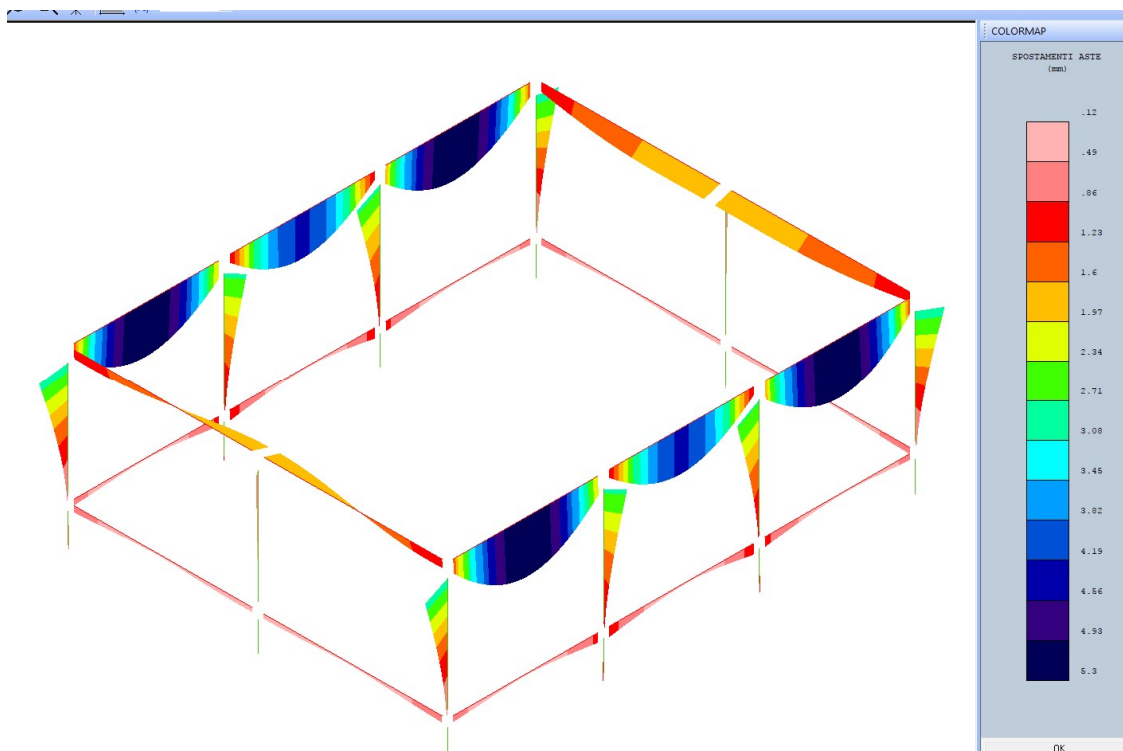


Figura 12 - deformato in comb. statica n. 1

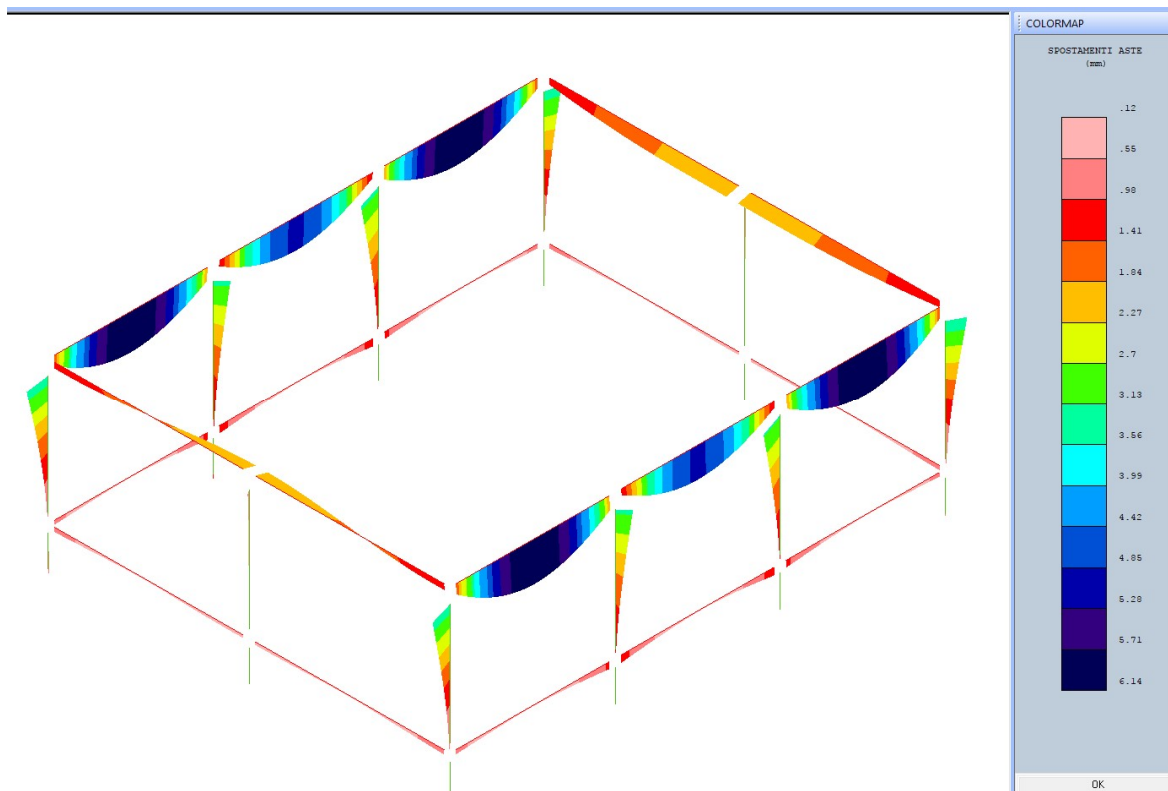


Figura 13 - deformato in comb. statica n. 2

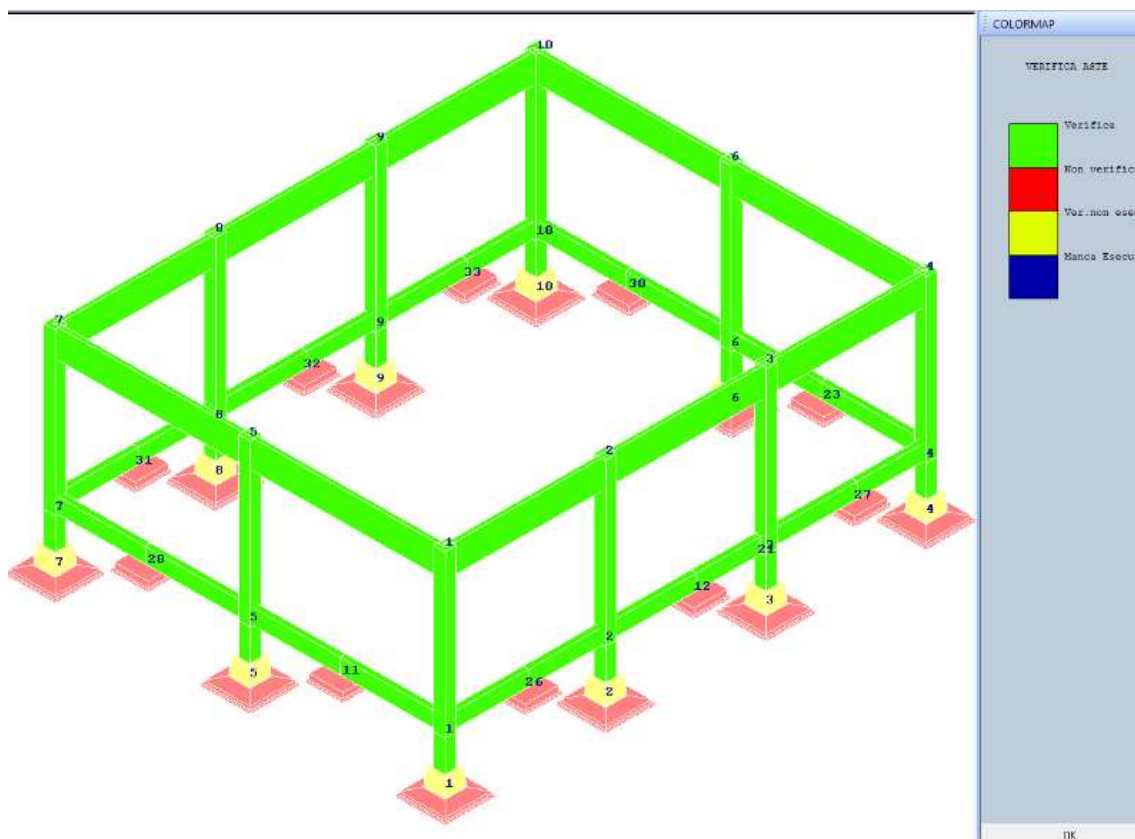


Figura 14 - aste tutte verificate in comb. statiche

12. MODELLO TRIDIMENSIONALE E VALUTAZIONE DEGLI SPETTRI

12.1 Spettri di Progetto per S.L.U.

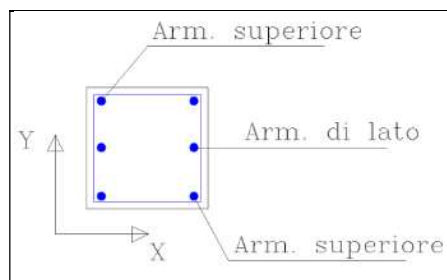
L'edificio scolastico ricade tra gli edifici aventi una Vita Nominale pari a 50 e Classe d'Uso pari a III.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C**.

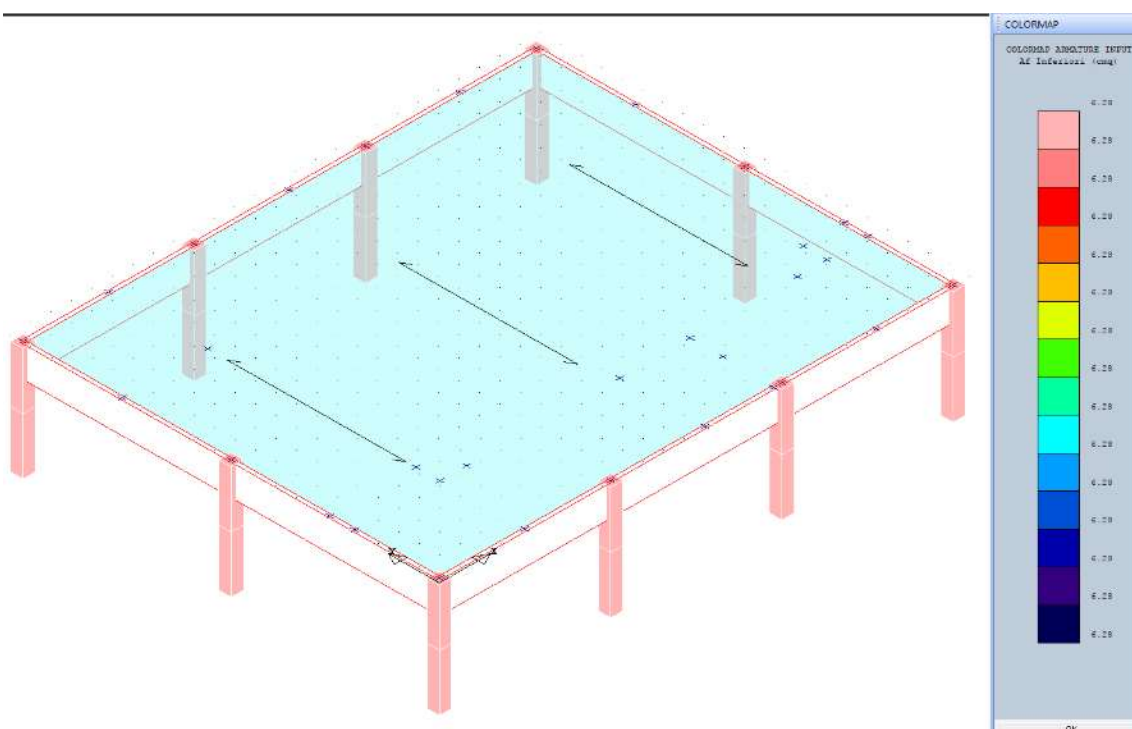
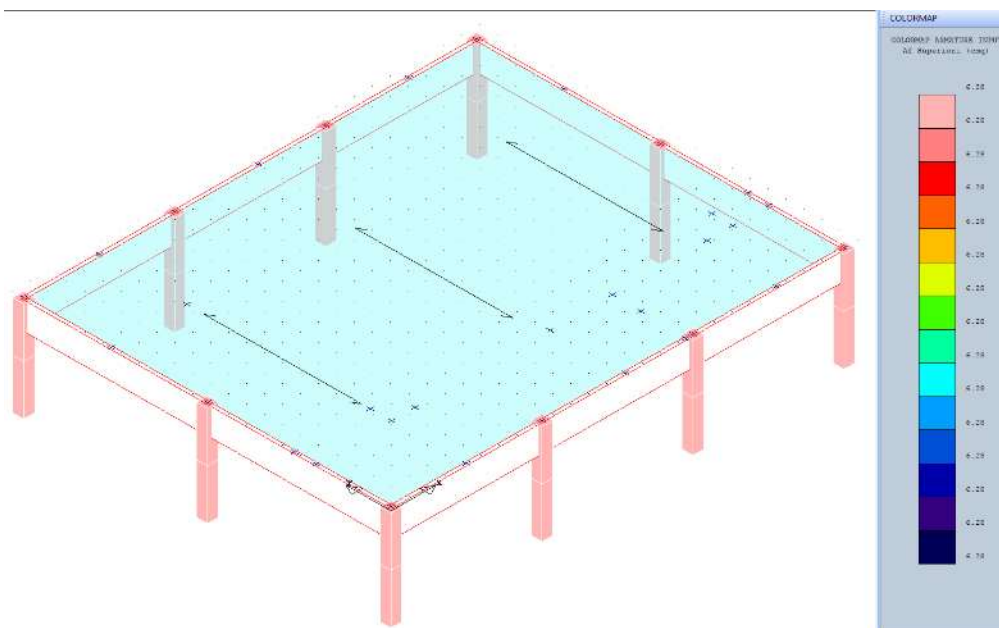
Per la verifica degli elementi pilastri, da cui dipende quasi esclusivamente la verifica, sono state inserite le armature longitudinali e staffe del progetto originario. La verifica agli stati limite eseguita mediante un'analisi lineare modale viene eseguita in due fasi, in accordo con il § C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/19 "Istruzione per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al DM del 17/01/2017". Nella prima si adotta un fattore di struttura q pari a 1,5 per individuare i meccanismi o elementi fragili e specificatamente nei pilastri, nella seconda si effettua la verifica adottando un fattore di struttura q pari a 3.

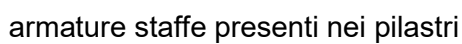
Poiché i pilastri possono essere assimilati ad elementi con rottura fragile, in definitiva, quindi, in accordo con il § C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/19 "Istruzione per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al DM del 17/01/2017" è necessario eseguire prima analisi modale con fattore di struttura $q=1,5$ per verificare i meccanismi fragili e successivamente quella con q uguale a 3 per i meccanismi duttili. Il coefficiente di vulnerabilità sarà determinato dal valore più bassa della PGA ricavata da queste analisi in grado di attivare prima i meccanismi fragili e duttili.

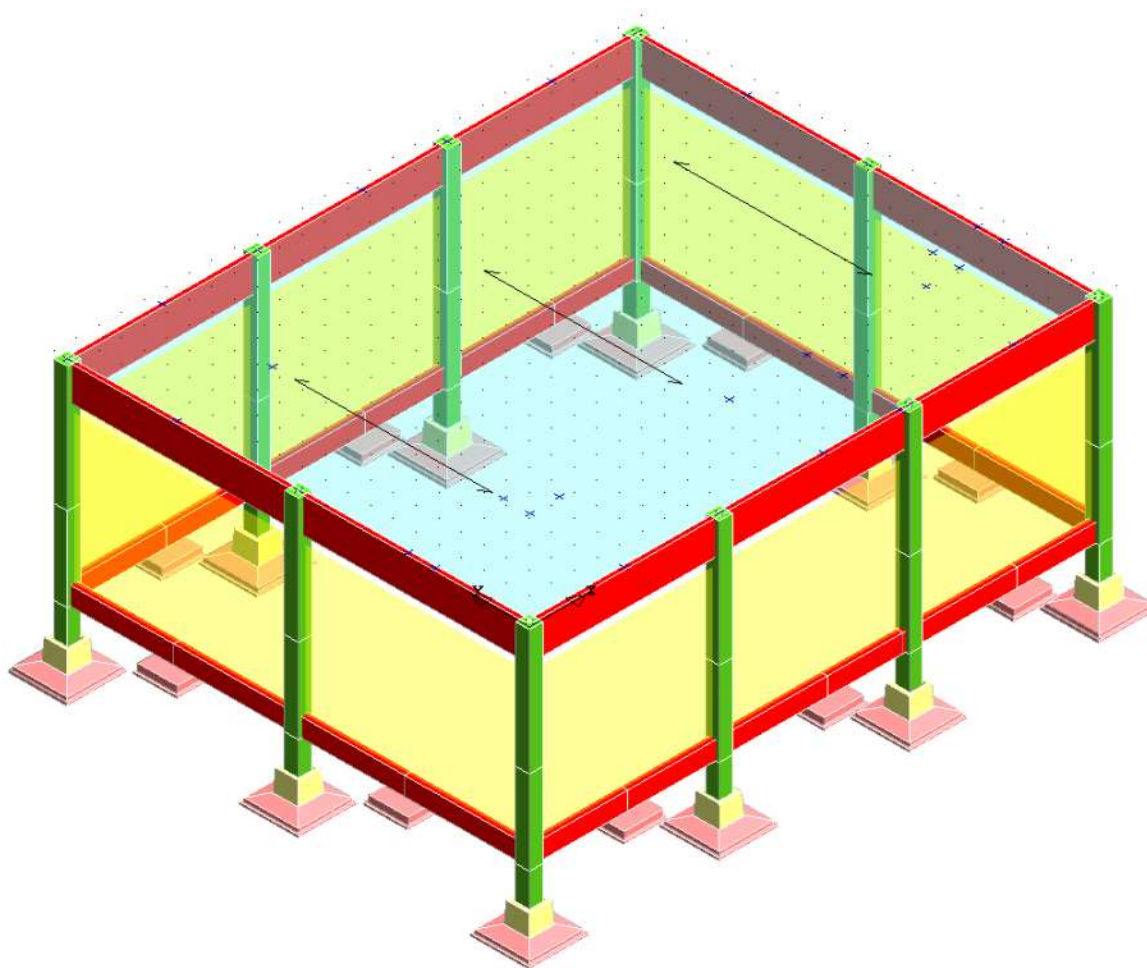
Nelle visualizzazioni successive si riportano le quantità di armature presenti nei pilastri.



legenda

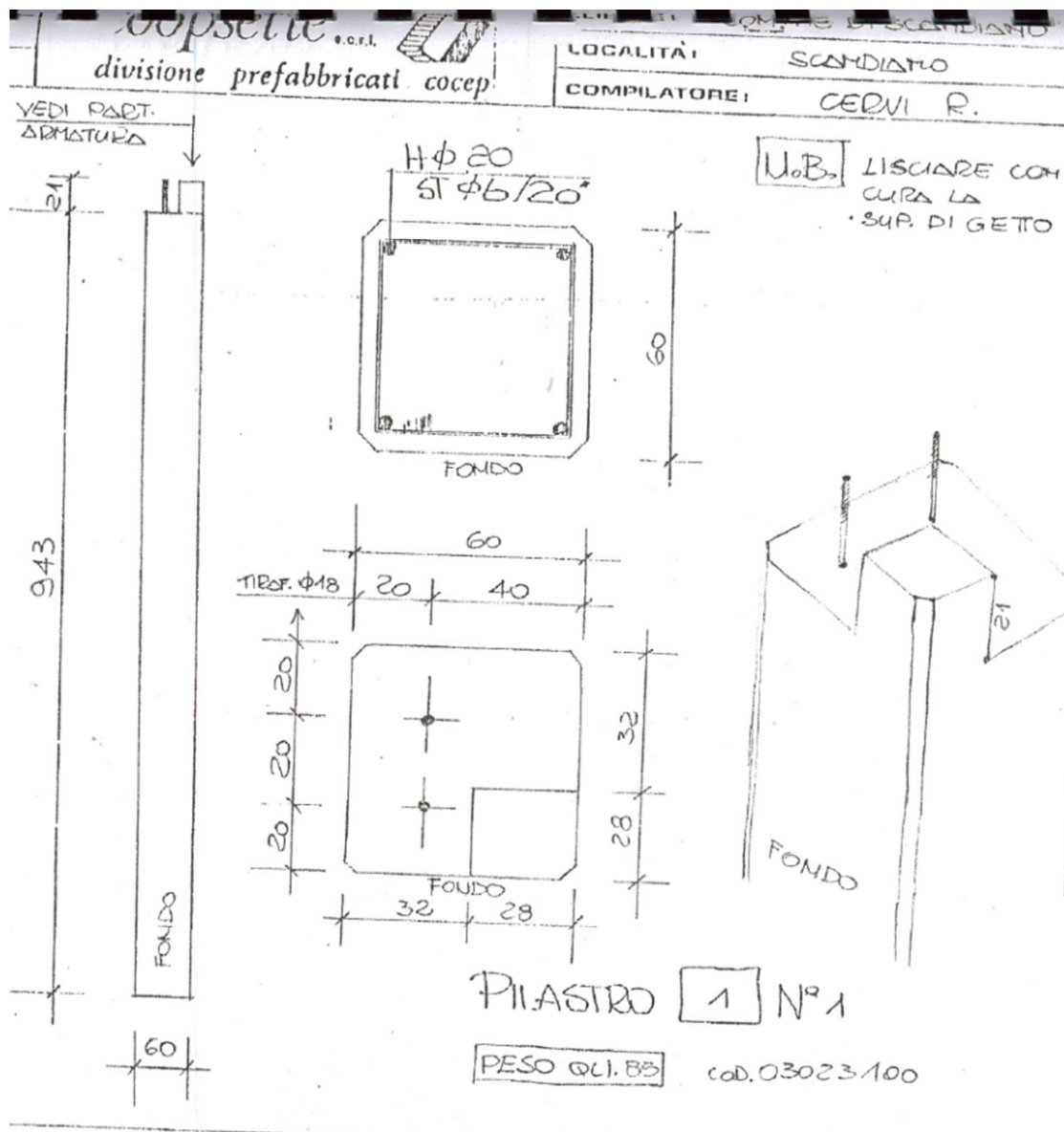






Modello tridimensionale

Per la verifica di vulnerabilità è stato preso in considerazione il modello che tiene conto delle pilastature come gli unici elementi verticali in grado di scaricare in fondazione le azioni orizzontali dovute al sisma.



Armature pilastrii ricavate da elaborati originali



13. RISULTATI DELLA ANALISI DINAMICA MODALE

Come precedentemente specificato al §8.7.4 si sono condotte due verifiche per individuare i meccanismi duttili con $q=3$ ed i meccanismi fragili con $q=1,5$.

Il coefficiente di vulnerabilità dell'edificio sarà costituito da quello di valore più basso ricavato dalle due analisi.

13.1 Risultati della analisi dinamica modale con $q=1,5$ elementi fragili

Per ricercare i meccanismi e gli elementi fragili si è condotta un'analisi lineare modale con fattore di struttura $q=1,5$ individuando gli elementi che raggiungono la crisi per taglio e pressoflessione. Il coefficiente di vulnerabilità per quest'analisi sarà individuato scalando il tempo di ritorno T_r fino a raggiungere l'accelerazione di progetto a_{gSLV} a cui tutti gli elementi in c.a. risultano verificati.

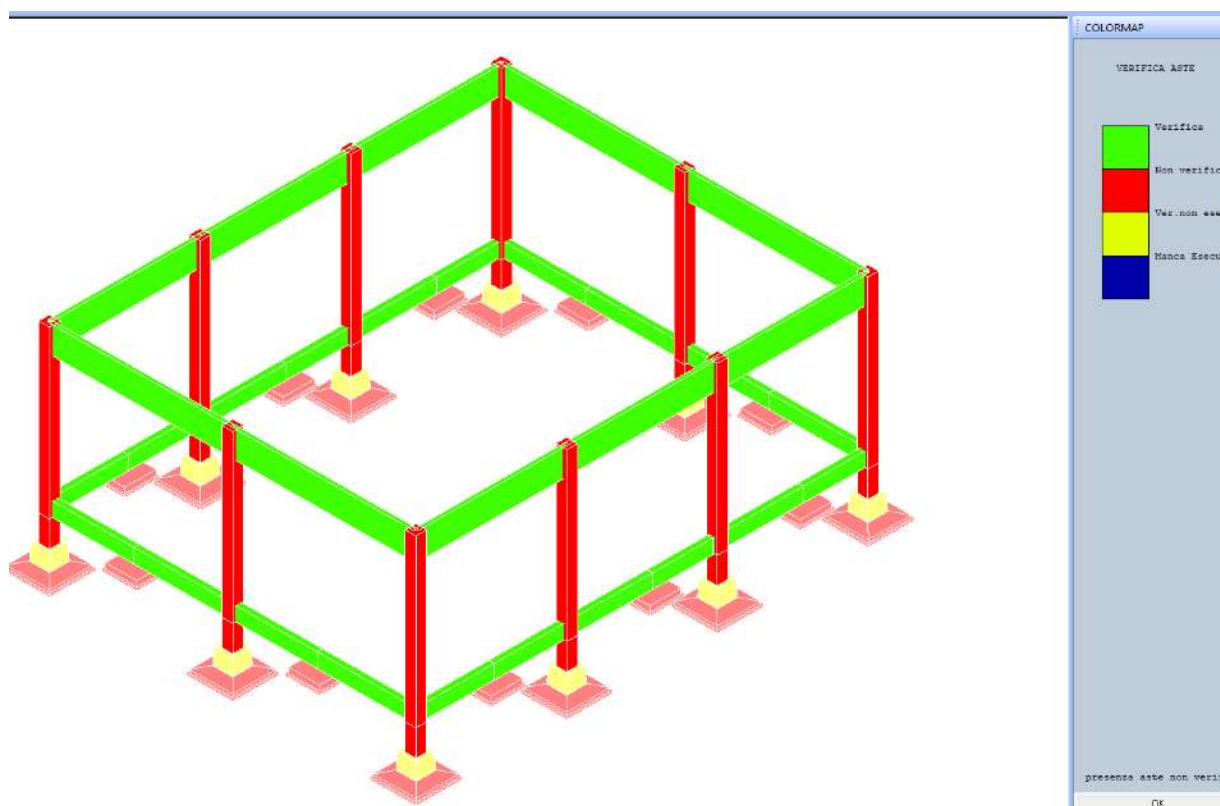


Figura 15 - Elementi non verificati (in rosso) con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

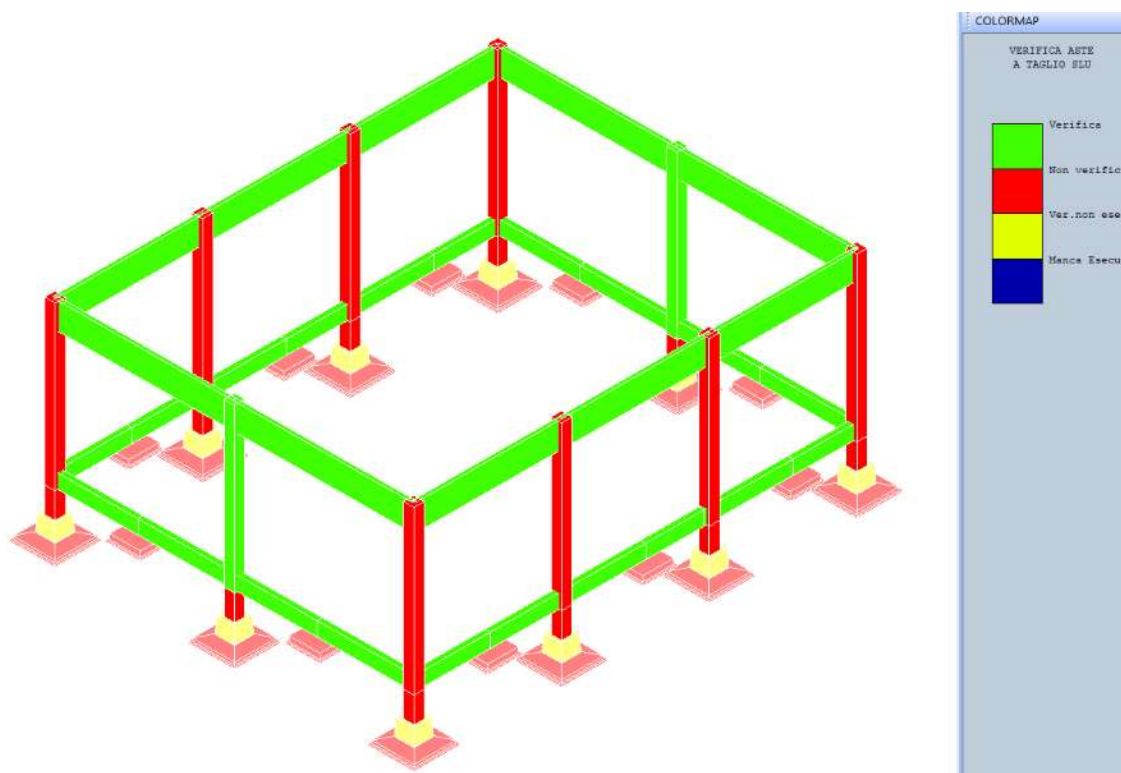


Figura 16 - Elementi non verificati (in rosso) a taglio con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

Come si può notare la verifica a taglio per gli elementi fragili, quali i pilastri, risulta penalizzata e non soddisfatta per i pilastri più carichi disposti sulle facciate nord e sud.

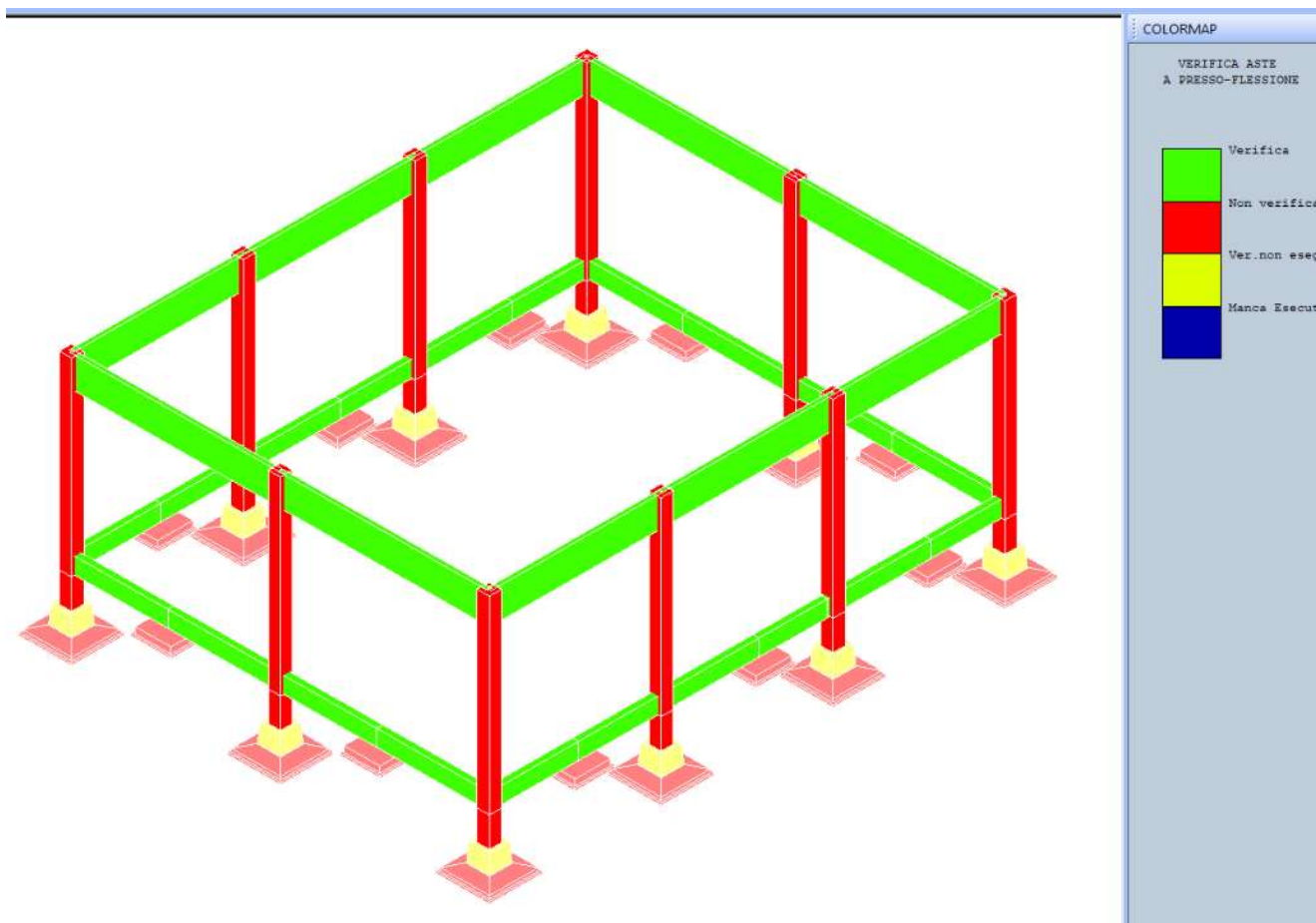


Figura 17 - Elementi non verificati a pressoflessione con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

La verifica a pressoflessione, invece, non risulta soddisfatta per la totalità dei pilastri.

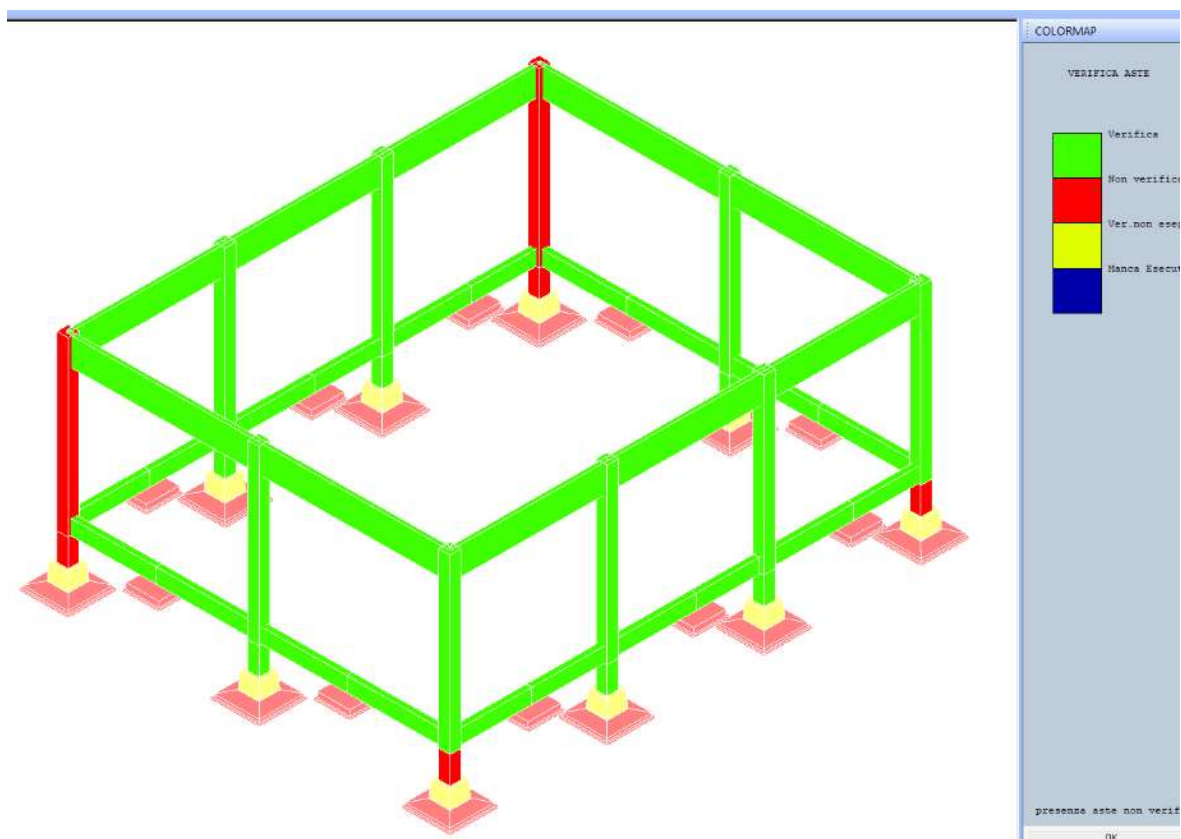


Figura 18 - Elementi non verificati (in rosso) con $a_{gSLV} = 0,064$ ($T_r = 50$ anni) ridotta e $q=1,5$

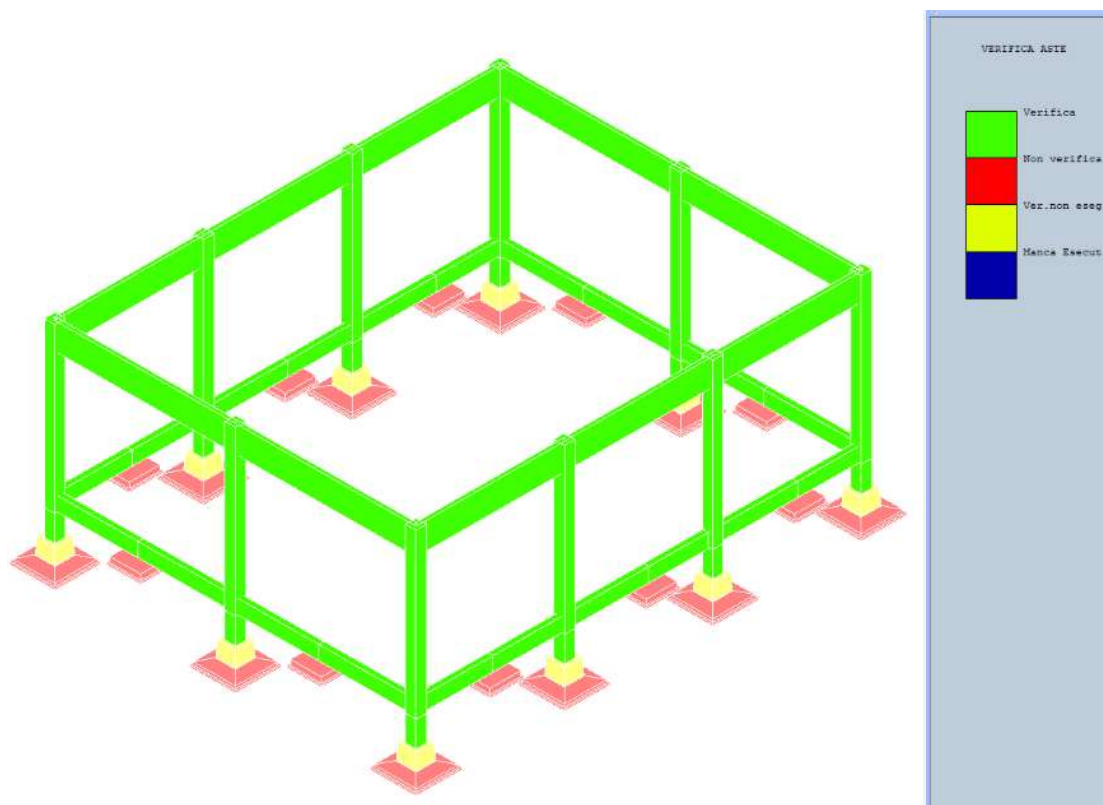


Figura 19 - Elementi tutti verificati con $a_{gSLV} = 0,058$ ($T_r = 40$ anni) ridotta e $q=1,5$

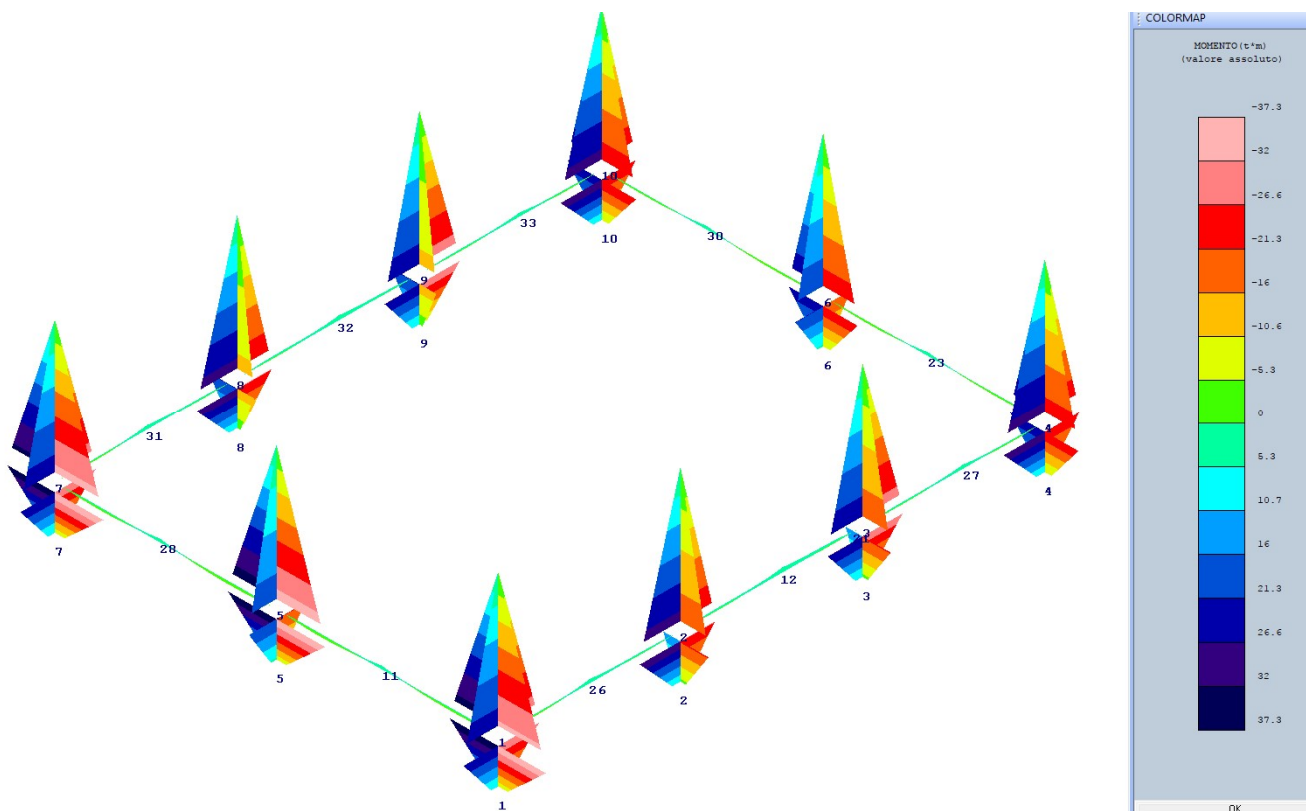


Figura 20 - diagramma involuppo dei momenti con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

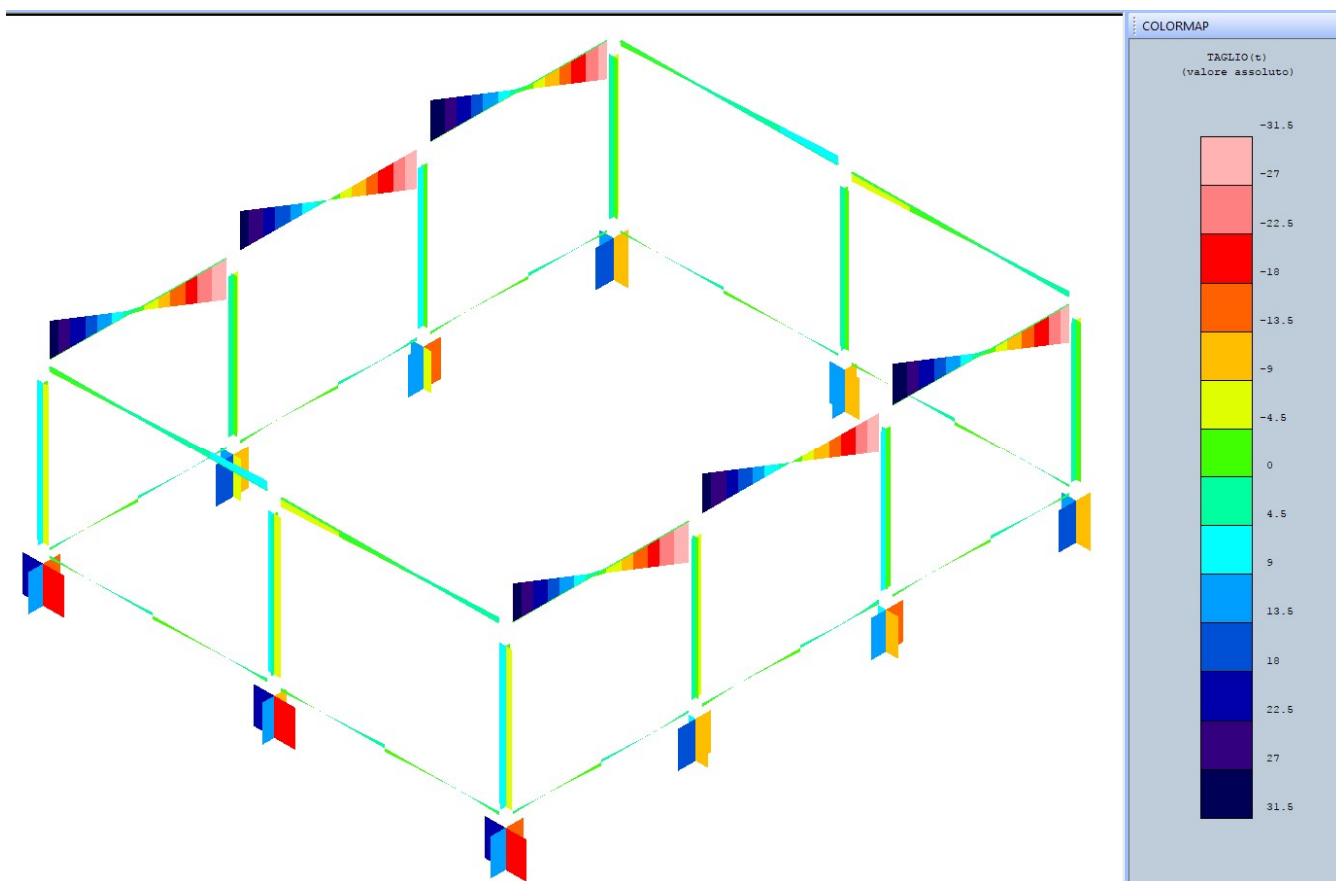


Figura 21 - diagramma involucro del taglio con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

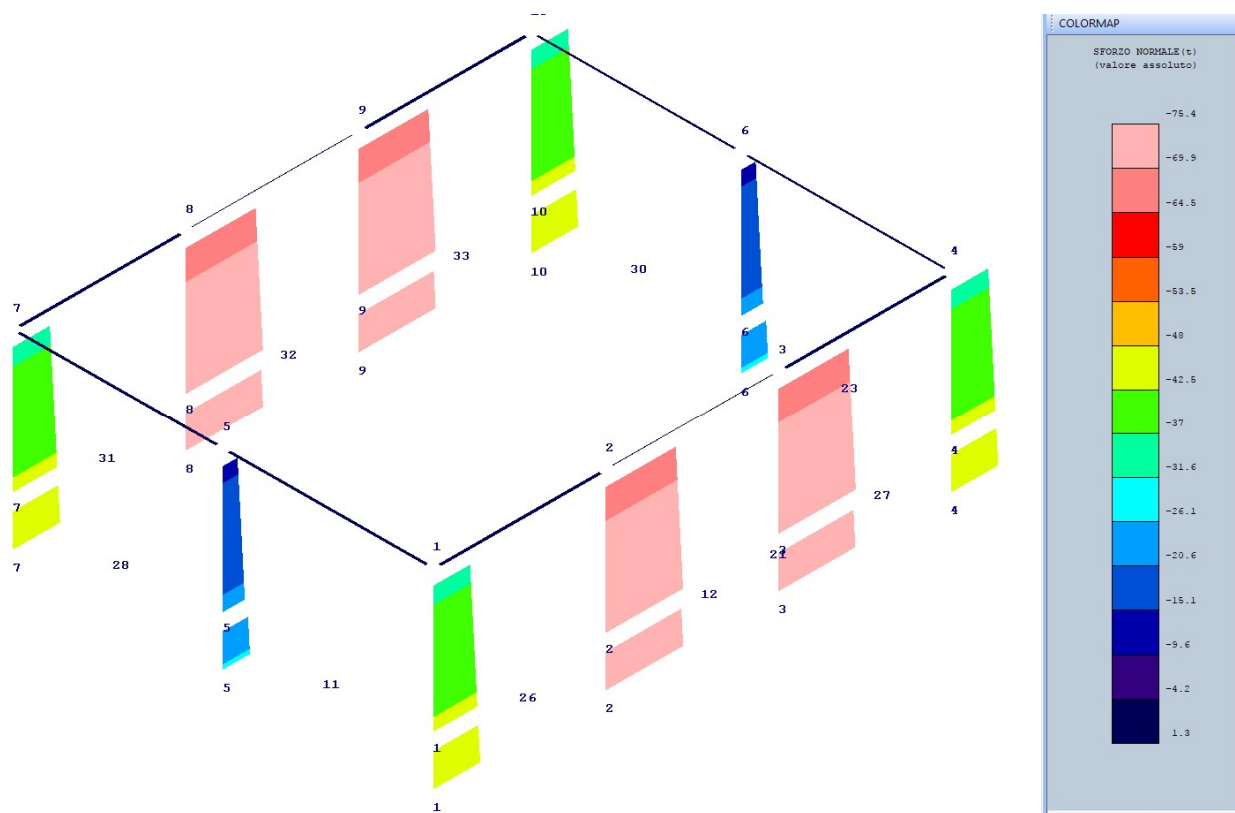


Figura 22 - diagramma involuppo dello sforzo normale con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

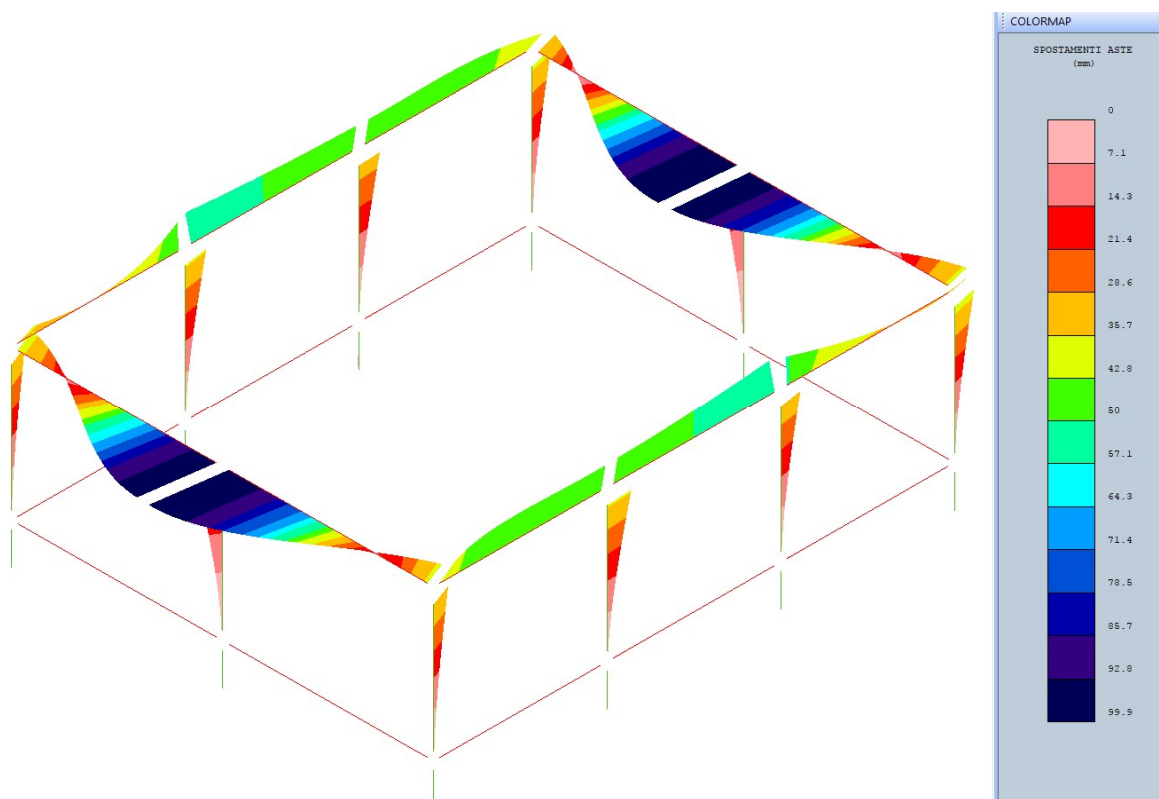


Figura 23 - deformate in comb. sismica n. 16 con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

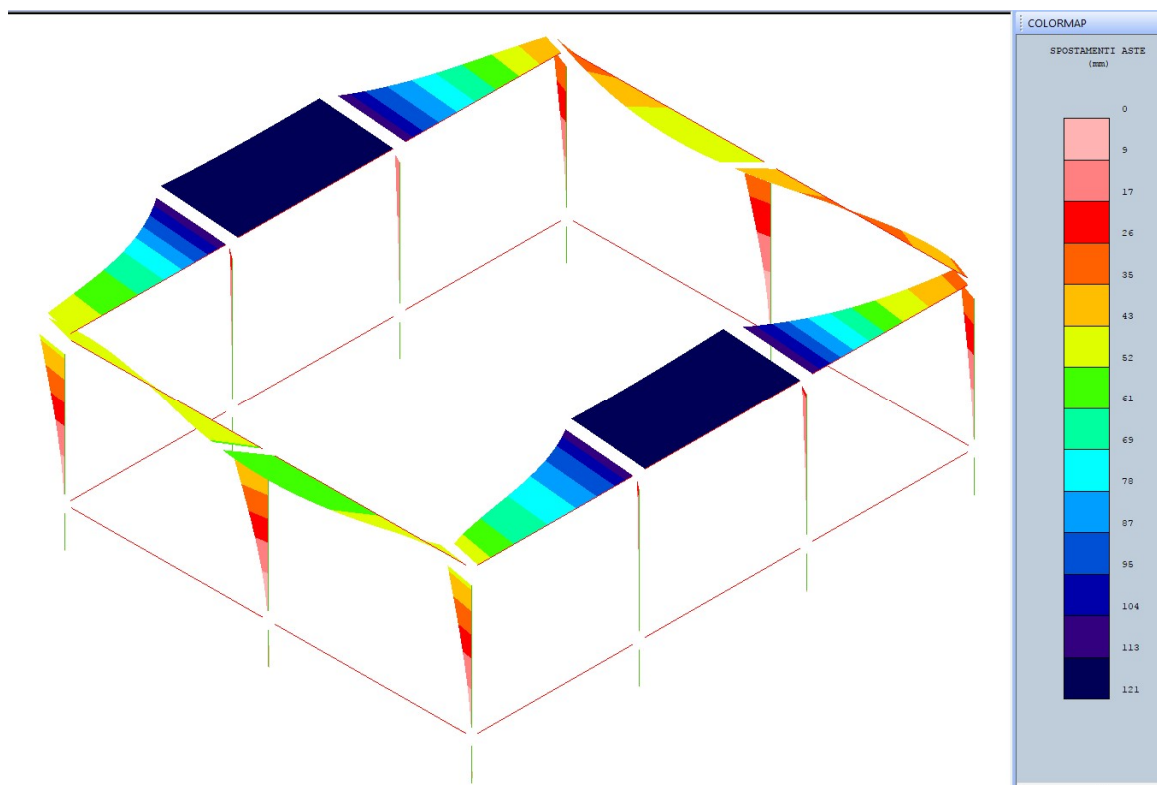


Figura 24 - deformate in comb. sismica n. 19 con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=1,5$

13.2 Risultati della analisi dinamica modale con $q=3,0$ elementi duttili

Per la verifica, invece, degli elementi duttili si è condotta un'analisi lineare modale con fattore di struttura $q=3,0$ e coefficienti parziali di sicurezza dei materiali per i pilastri pari all'unità (§ 10), individuando tutti gli elementi che raggiungono la crisi per sola pressoflessione. Il coefficiente di vulnerabilità per quest'analisi sarà individuato scalando il tempo di ritorno T_r fino a raggiungere l'accelerazione di progetto a_{gSLV} a cui tutti gli elementi in c.a. risultano verificati.

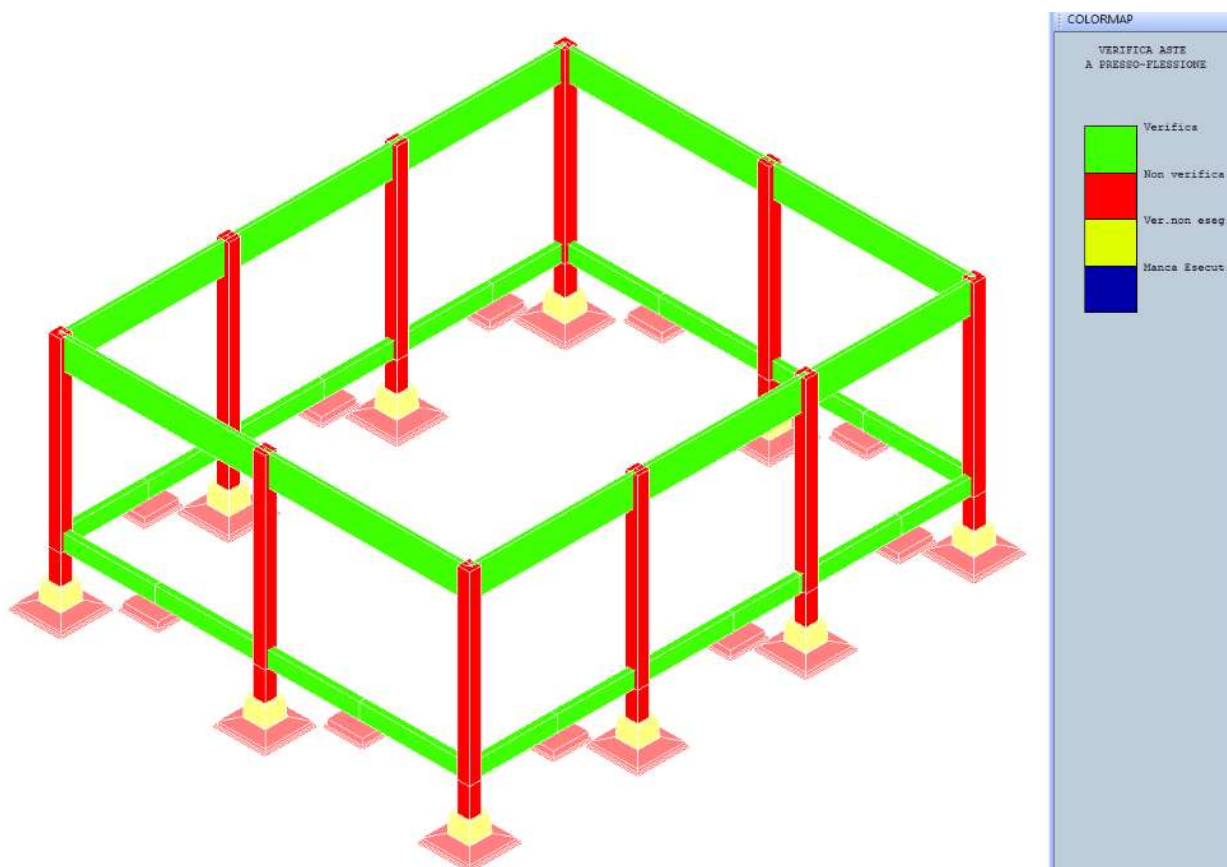


Figura 25 - Elementi non verificati a pressoflessione con $a_{gSLV} = 0,209$ non ridotta e $q=3,0$ meccanismi duttili

La verifica a pressoflessione condotta per i meccanismi duttili risulta evidentemente meno cautelativa a causa della carenza di armatura disposta a flessione, infatti, tutti i pilastri risultano non verificati nel tratto che comprende l'estradosso dei bicchieri dei plinti alla quota del p.c., che per facilitare il calcolo è stata posta pari alla quota del pavimento del piano terra.

Dall'analisi dei risultati, quindi, come ci si attendeva, risulta evidente che per il dimensionamento degli interventi di progetto e per la verifica di vulnerabilità del corpo di fabbrica che costituisce la palestra, occorre far riferimento all'analisi condotta per individuare gli elementi fragili.

13.3 Verifica travi principali di copertura

Si effettua la verifica anche sulle travi principali di copertura. Dall'analisi delle sollecitazioni agenti in mezzeria e ricavate dall'analisi sismica si ha:

$M_{maxEd} = 410 \text{ kN*m}$ momento flettente in mezzeria

La sollecitazione massima si ha in combinazione statica n. 2 considerando, a favore di sicurezza, le travi con vincolo appoggio alle dure estremità.

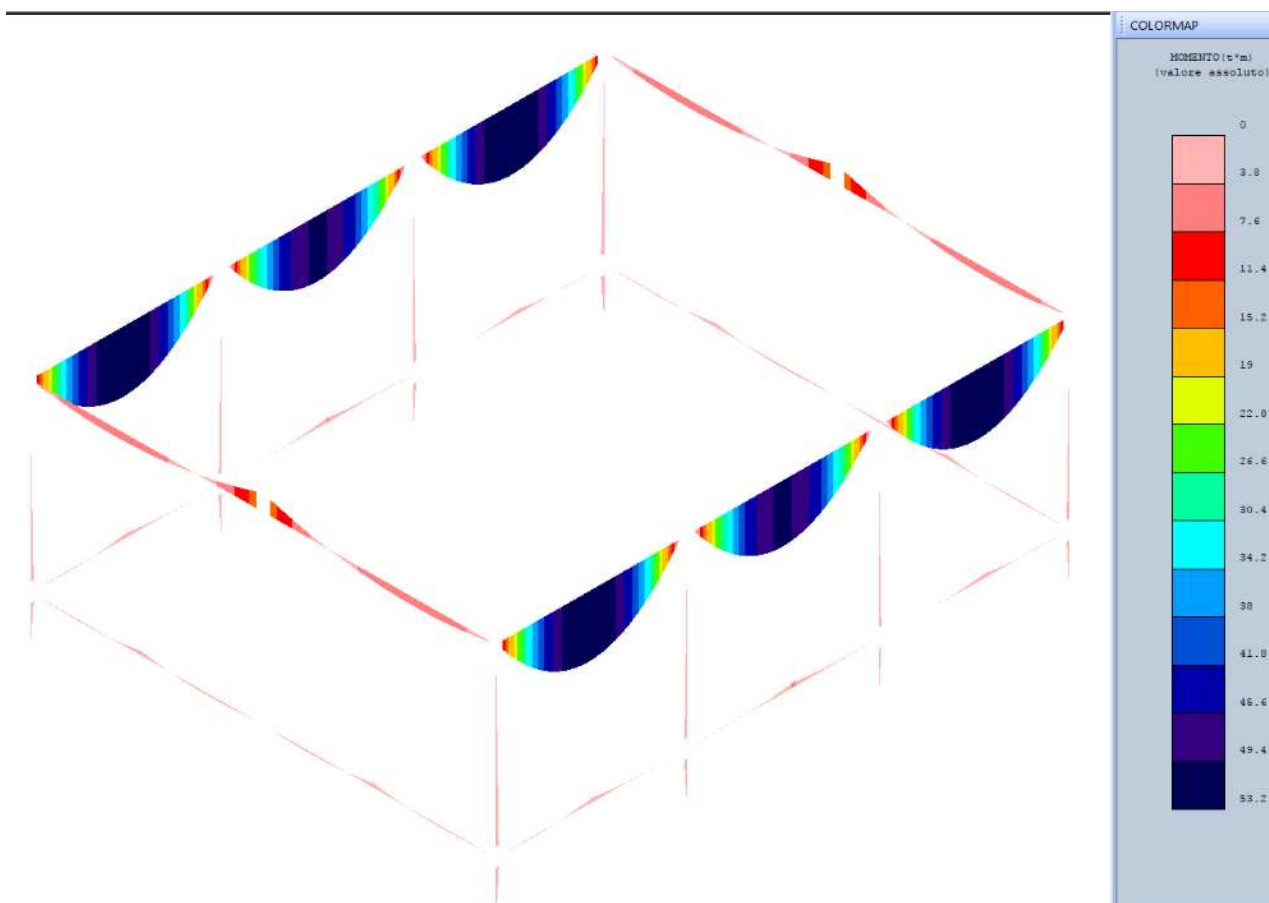


Figura 26 - sollecitazione momento flettente max in comb. 2

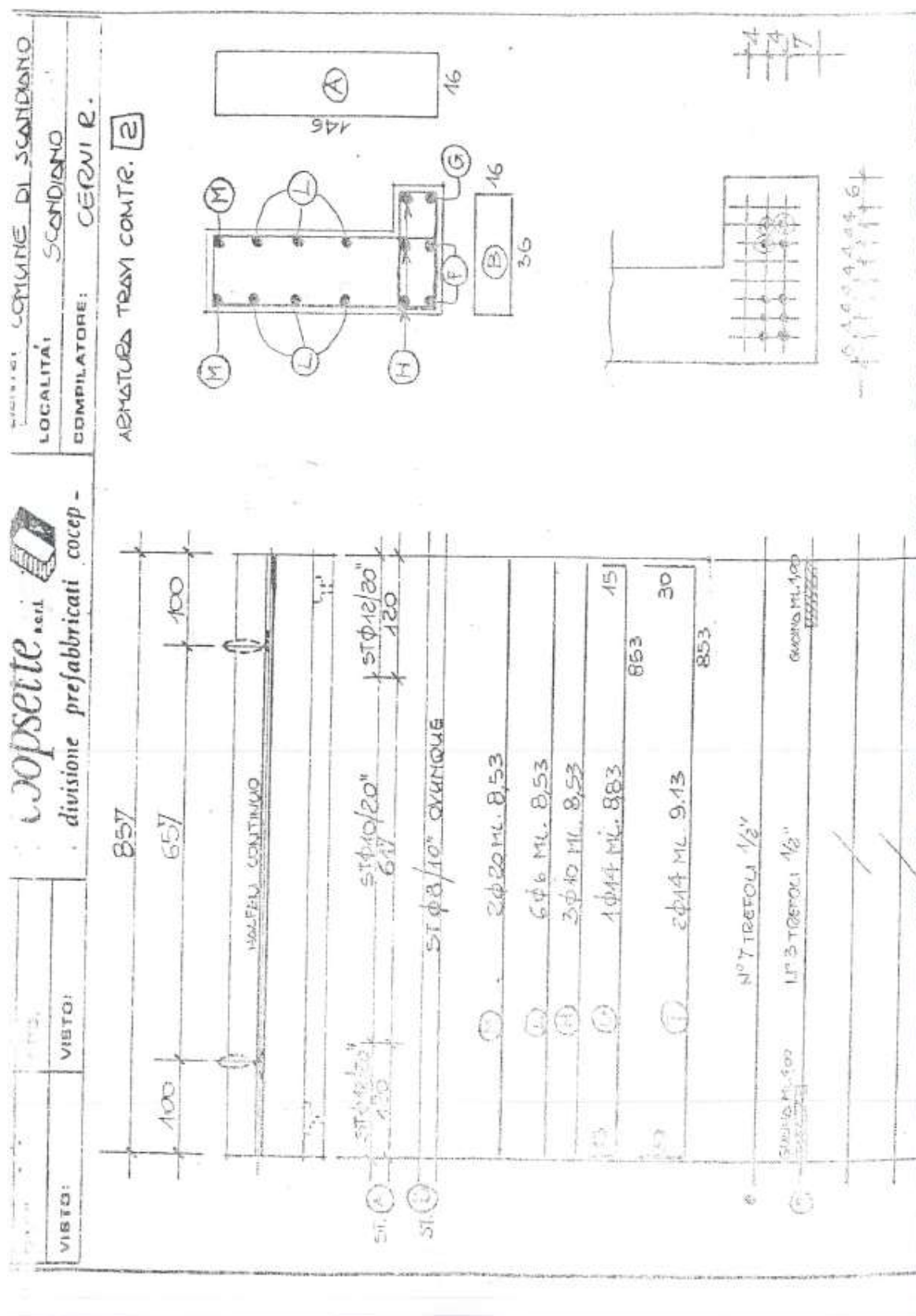


Figura 27 - esecutivo originale delle armature nelle travi precomprese di copertura

**Progetto esecutivo per il miglioramento sismico della palestra della Scuola Primaria di Ventoso nel
Comune di Scandiano(RE)**

VERIFICA DI SICUREZZA STATO ATTUALE

Titolo : Verifica trave di bordo in precompresso -

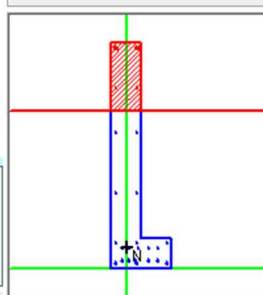
N° Vertici Zoom

N°	x [mm]	y [mm]
1	300	0
2	300	200
3	100	200
4	100	980
5	100	980
6	100	1500
7	-100	1500

N° barre Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	154	-70	30
2	154	70	30
3	154	270	30
4	50	-70	500
5	50	70	500
6	50	-70	900
7	50	70	900

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 532 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☐ Centro ☐ Baricentro cls
☒ Coord.[mm] xN 0 yN 140
 Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
 FeB38k C35/45
 ε_{su} 10 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 326.1 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.59 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.631 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 1.947 kNm
 σ_c -18.59 N/mm²
 σ_s 326.1 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 7.846 ‰
 d 1.470 mm
 x 453.5 x/d 0.3085
 δ 0.8256

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

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 mm Col. modello

☒ Precompresso

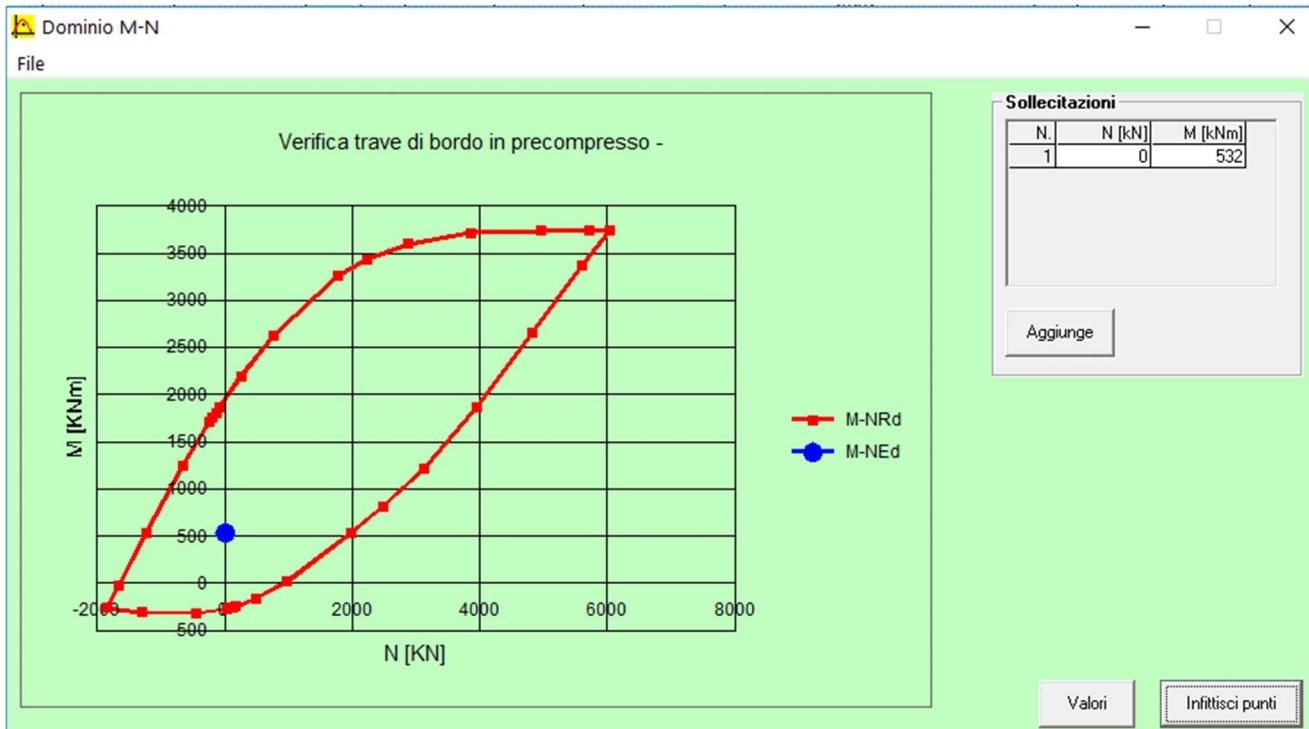
Armatura Precompressione

N° cavi Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]	σ _{sp} [MPa]
1	93	-30	50	1250
2	93	20	50	1250
3	93	60	50	1250
4	93	150	50	1250
5	93	210	50	1250
6	93	80	130	1250
7	93	150	130	1250

Tipo cavo
 Trefolo
 ε_{su} 10 ‰
 f_{yd} 1.409 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ε_{syd} 7.045 ‰
 σ_{s,adm} 1080 N/mm²

σ_{sp} 1.409 N/mm²
 ε_{sp} 13.94 ‰ compressa predef.



$M_{Ed, max} = 532 \text{ kN}\cdot\text{m}$ momento flettente di progetto in mezzeria

$M_{Rd} = 1947 \text{ kN}\cdot\text{m}$ momento flettente resistente in mezzeria

$$M_{Rd} = 1947 \text{ kN*m} > 532 \text{ kN*m} = M_{Ed, \max} \quad \text{verificato}$$

In definitiva, quindi, le travi di copertura risultano verificate e la valutazione della vulnerabilità sismica sarà evidentemente dipendente dalle strutture portanti verticali e quelle di fondazione.

14. COEFFICIENTE DI SICUREZZA SISMICA E INDICE DI RISCHIO – STATO ATTUALE

Ai fini della valutazione del coefficiente di sicurezza sismico per le strutture di elevazione dell'edificio si considera, quindi, l'accelerazione di progetto ridotta pari a **$PGA_{CLV} = 0,058$** a cui corrisponde un periodo di ritorno T_R pari a 40 anni. L'accelerazione di capacità, che si ricava dall'analisi sismica, corrisponde all'accelerazione a cui tutte le aste risultano, evidentemente, verificate a pressoflessione ed anche a taglio. Per la determinazione del coefficiente di vulnerabilità è stata presa in considerazione la verifica condotta per individuare gli elementi fragili che è risultata la meno cautelativa.

Determinazione del coefficiente di vulnerabilità sismico:

$$I_s = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0,058 / 0,209 = 0,277 = 27,7\%$$

PGA_{CLV} = accelerazione al suolo in termini di capacità

PGA_{DLV} = accelerazione al suolo di riferimento

Il suddetto valore di I_s , dato dal rapporto tra le accelerazioni indica l'elemento strutturale che in caso di sisma raggiunge per prima la crisi e, quindi, risulta non verificato.

VULNERABILITA' CONNESSE ALLA STATO DI FATTO

Sull'edificio non risultano interventi realizzati precedentemente atti a risolvere le carenze fondamentali non quantificabili. Queste carenze sono state individuate

attraverso i sopralluoghi effettuati e successivamente accertate e confrontate con gli elaborati originali.

Si illustrano le vulnerabilità individuate:

1. assenza di collegamenti tra tegoli di copertura e travi principali perimetrali;
2. Murature di tamponamento non efficacemente collegate ai pilastri con pericolo di ribaltamento fuori dal piano in caso di sisma;
3. Elevata snellezza dei muri portanti degli spogliatoi e dei locali di servizio in corrispondenza del piano primo;
4. Assenza di giunto al piano primo tra il blocco locale centrale termica e le strutture portanti della palestra con possibilità di martellamento in caso di sisma.

15. VERIFICA GEOTECNICA STRUTTURE DI FONDAZIONE

Ai fini della valutazione del coefficiente di sicurezza sismico sono state indagate anche le strutture fondali costituite da plinti prefabbricati posizionati sotto i pilastri. Le fondazioni degli spogliatoi e uffici in muratura portante sono costituite, invece, da travi rovesce in c.a. in opera.

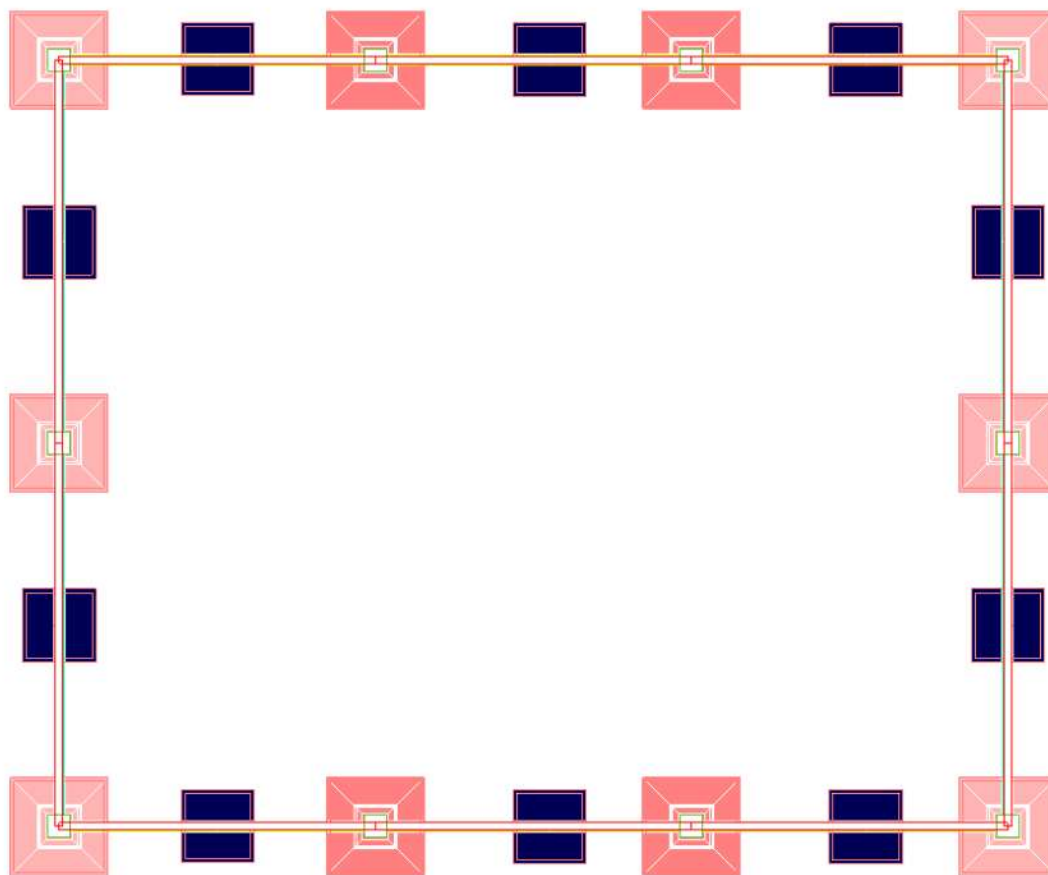


Figura 28 - pianta plinti di fondazione

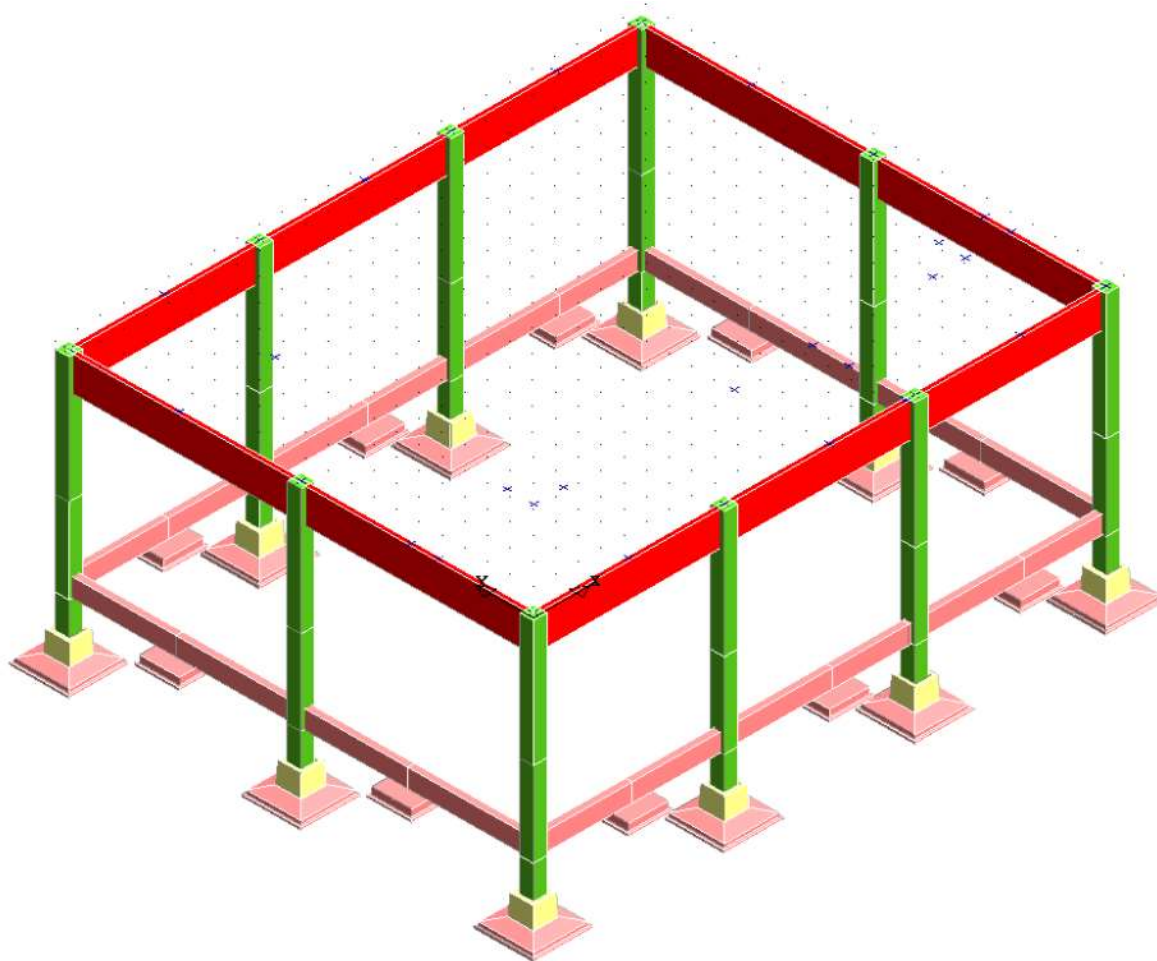


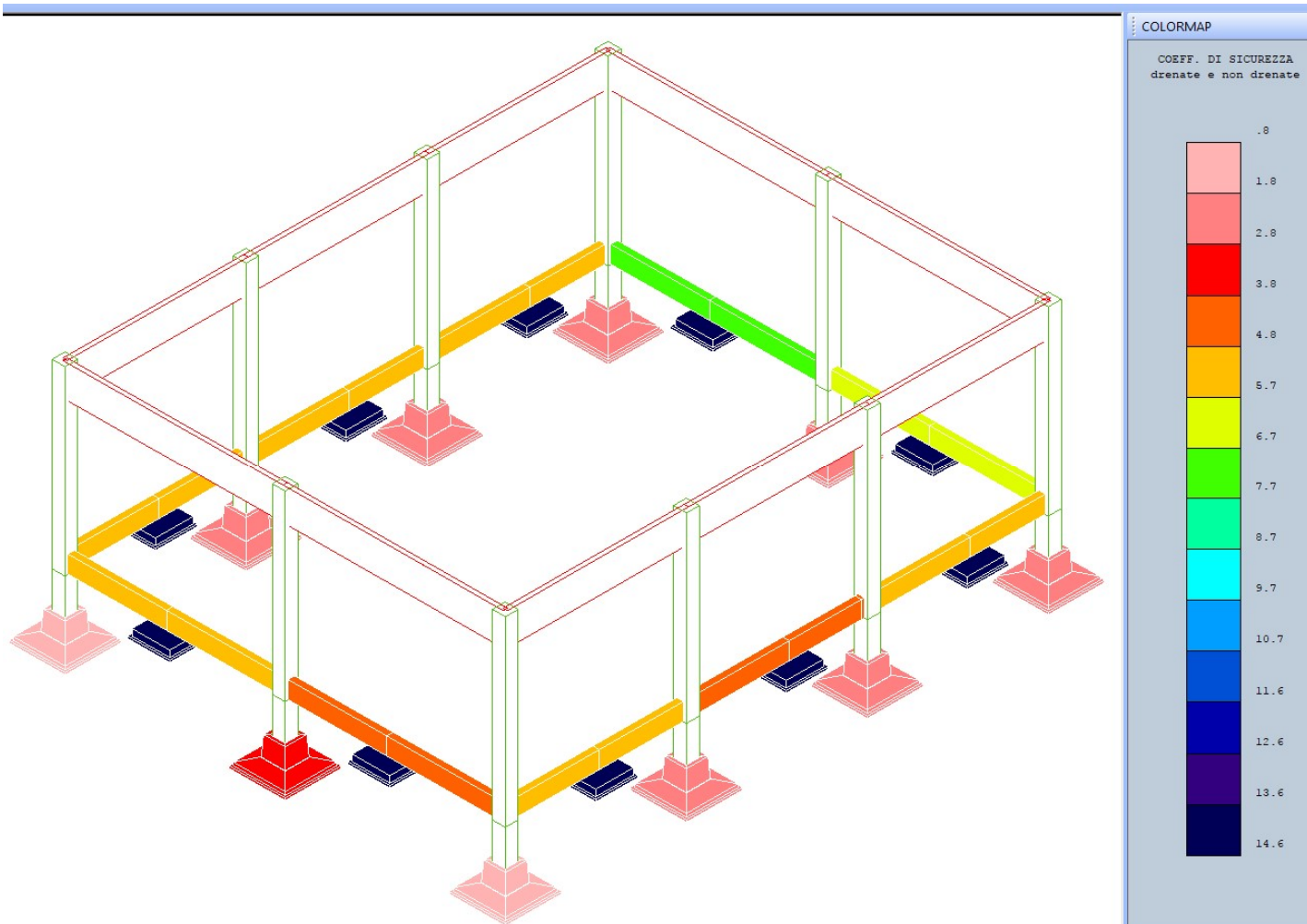
Figura 29 - scheletro telaio tridimensionale con i plinti

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 17/01/2018, devono essere effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I, i valori di resistenza del terreno sono considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6. Il tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

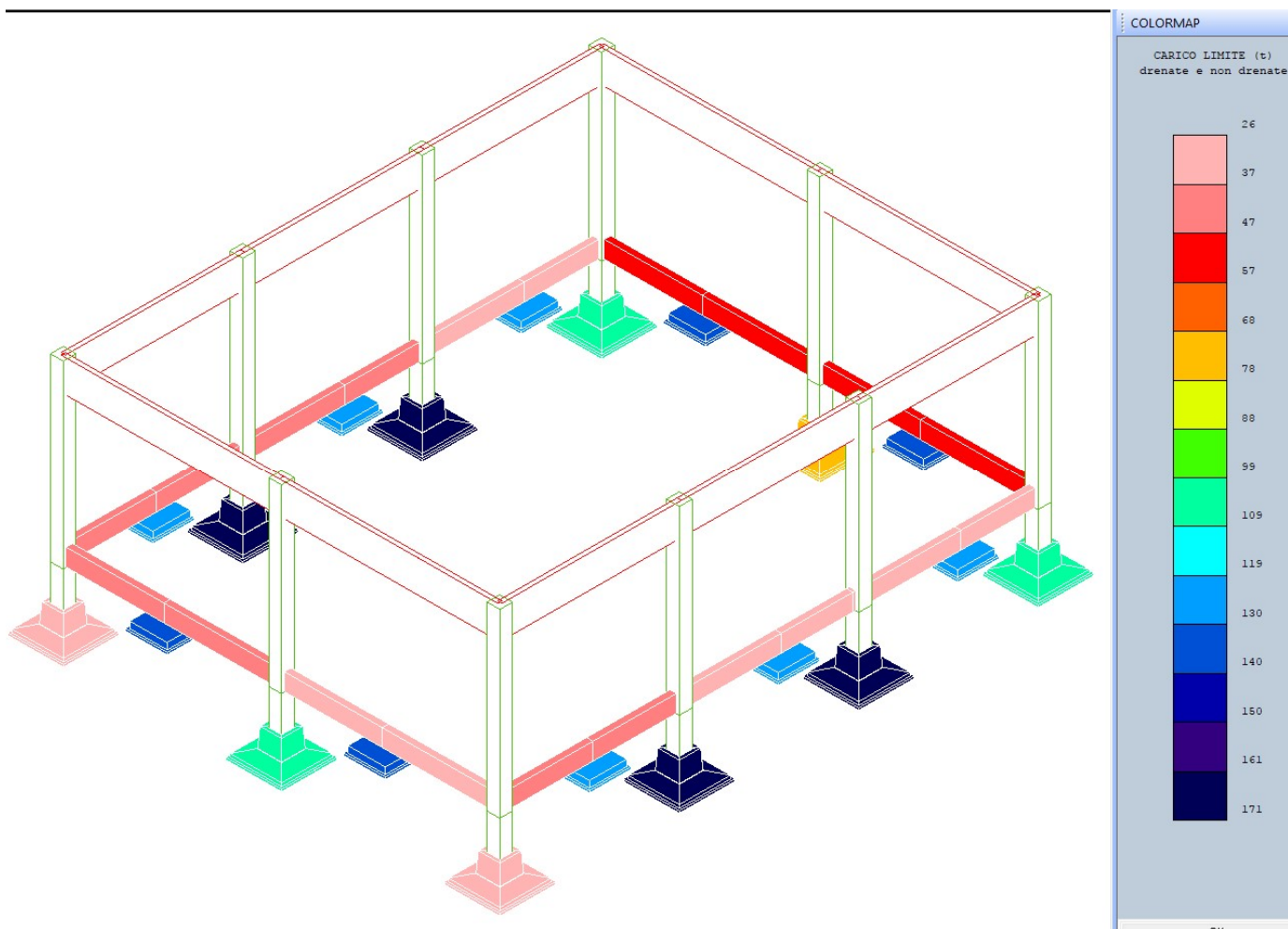
Le dimensioni e le armature dei plinti e delle travi di fondazione sono stati desunti dagli elaborati originali.

Dalle verifiche effettuate, con accelerazione al suolo non ridotta risulta che non tutti i plinti verificano alla portanza di base calcolata come carico limite.

Nelle illustrazioni successive si riportano i carichi limite ed i coefficienti di sicurezza per le strutture di fondazione.



Coefficiente di sicurezza



Carico limite sul terreno

La verifica geotecnica, quindi, è risultata non positiva per i plinti posizionati nei quattro vertici in quanto si ha un coefficiente di sicurezza pari a 0,8 (80%) e cioè minore di 1.

Reggio Emilia, aprile 2019

Il tecnico incaricato
Dott. Ing. Marco Poli