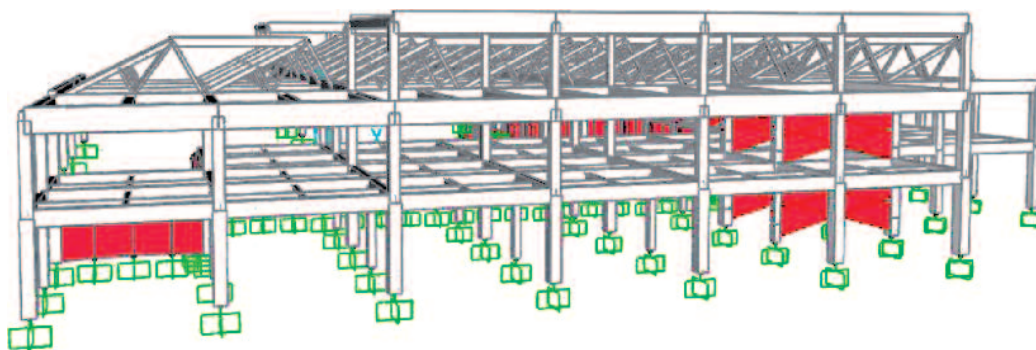


Verifica strutturale e valutazione della vulnerabilità sismica per il riuso di un ex edificio industriale – ipotesi di consolidamento

Michele Stefini¹ ■



Ubicazione:
Vaprio d'Adda (MI)

Committente:
Amministrazione Comunale di Vaprio d'Adda

Sviluppo modello f.e.m.:
Ing. Michele Stefini, Ing. Carlo Boschini

Coordinatore delle verifiche e Progettista degli interventi:
Ing. Michele Stefini

Periodo completamento progetto:
2010

1. Introduzione

La rinnovata sensibilizzazione nei confronti delle problematiche antisismiche legate alla progettazione strutturale ed alla realizzazione di manufatti negli ultimi 10 anni, scaturita in seguito ad eventi caratterizzati da tragiche conseguenze, che hanno favorito la promulgazione di nuove norme in materia, ci si augura possa aver reso possibile l'inizio di un opportuno ed efficace processo di valutazione del rischio sismico e della vulnerabilità sismica degli edifici, in particolare di quelli pubblici, e soprattutto abbia aumentato la sensibilità degli addetti ai lavori nei casi legati alla volontà di riuso dei manufatti attuati mutandone la destinazione verso attività più sensibili.

Lo stabile oggetto dello studio, descritto in questa scheda nelle sue linee essenziali, è sito in Vaprio d'Adda (MI) (Figura 2) e si tratta di un edificio industriale in c.a. gettato in opera realizzato a metà del secolo scorso, nei primi anni quaranta. Il complesso è costituito da tre corpi di fabbrica di cui uno centrale con altezza di un singolo piano e copertura a shed, oltre a due laterali con due piani fuori terra e tetto a capanna (Figura 1); un piano interrato si estende sotto una notevole porzione dei vari corpi di fabbrica.

La previsione del riuso comporta la necessità di verifiche volte alla valutazione della sicurezza statica e sismica in quanto il paragrafo 8.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-01-2008 e relativa Circolare Esplicativa n. 617 del 02-02-2009, nel seguito NTC) stabilisce che

¹ Goggia & Associati Studio di Ingegneria,
Via G. D'Annunzio, 19 - 24127 Bergamo
✉ posta@studiogoggia.191.it

Figura 1
Scheletro portante della
struttura oggetto di studio.

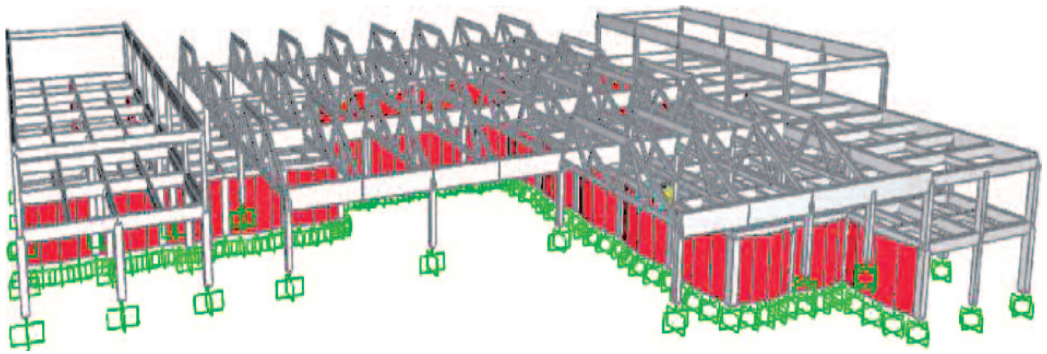


Figura 2
a) Vista dall'esterno dello
stabile oggetto dello studio;
b) il corpo di fabbrica
centrale monopiano con
copertura a shed e uno dei
copri laterali a due piani
fuori terra e tetto a
capanna.



“le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra una delle seguenti situazioni: - [...]; - cambio della destinazione d’uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d’uso della costruzione; [...]”.

La destinazione scolastica ipotizzata per il riuso dell’edificio comporta una modifica della classe d’uso dell’edificio come definita dalle NTC. Infatti, come specificato al par. 2.4.2, dalla classe d’uso II, riferita a costruzioni con *“normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente [...]”*, il cambio di destinazione d’uso porta l’edificio ad appartenere alla classe III, che comprende le *“costruzioni il cui uso preveda affollamenti”*, come pure specificato nella circolare esplicativa, dove le opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di eventuale collasso per evento sismico (il cui elenco è definito nel Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 e pure nel Decreto Regionale 019904 del 21-11-2003 e comprende anche le scuole) sono incluse nella classe d’uso III.

La citata circolare esplicativa delle NTC fornisce le indicazioni relative allo svolgimento della valutazione della sicurezza. *“Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a: - stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure - a determinare l’entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere [...]”.*

Le NTC e la Circolare definiscono in modo preciso quale debba essere il procedimento per la valutazione stessa.

La prima fase è quella dello studio della struttura esistente al fine di acquisire un adeguato livello di conoscenza attraverso la definizione della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali:

- la geometria è definibile attraverso il rilievo ed i sondaggi, oltre che dai disegni originali di carpenteria, se disponibili;
- i dettagli strutturali sono leggibili dai disegni costruttivi o da verifiche in situ (che possono essere limitate, estese o esaustive);
- le proprietà dei materiali vengono dedotte dai certificati di prova originali (se disponibili), e comunque sempre attraverso prove in situ, distruttive e non, che possono essere limitate, estese o esaustive.

La definizione più o meno precisa delle tre caratteristiche (in funzione della disponibilità del

progetto originale e del numero di sondaggi e prove che vengono eseguiti) porta alla acquisizione di un livello di conoscenza limitata (LC1), adeguata (LC2) o accurata (LC3).

In funzione del livello di conoscenza acquisito, procedendo in una fase successiva alle verifiche, si applicano coefficienti di sicurezza (fattori di confidenza) tanto maggiori quanto meno è elevata la conoscenza: ad esempio se le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo vengono esplorate con prove distruttive (prove a rottura su carote di cls) su numerosi campioni, la normativa permette di considerare nelle verifiche il valore di resistenza che si è ottenuto nelle prove; viceversa se viene eseguito un numero ridotto di prove distruttive dovrà essere applicato un coefficiente di sicurezza diminutivo delle resistenze trovate, per tener conto del maggior grado di incertezza.

Nel caso dell’edificio in esame si è raggiunto, in assenza di documenti progettuali originali, un livello di conoscenza LC2.

Alle indagini conoscitive deve fare seguito la fase delle verifiche, che come detto devono riguardare prioritariamente la valutazione della efficienza strutturale per i carichi verticali e successivamente la valutazione della risposta strutturale ai carichi dovuti alle azioni sismiche.

2. Rilievo geometrico e campagna di indagini

La conoscenza della struttura è stata acquisita attraverso una campagna di indagini in loco che hanno permesso di valutare la geometria globale dell’edificio, la geometria degli elementi strutturali (lunghezze delle travi, altezze di piano, dimensioni delle sezioni strutturali di travi e pilastri), i dettagli strutturali (armature degli elementi in calcestruzzo armato e particolari costruttivi), le caratteristiche meccaniche dei materiali (resistenze del calcestruzzo e dell’acciaio delle armature metalliche).

I dettagli costruttivi sono stati identificati per gran parte degli elementi strutturali attraverso indagini parzialmente distruttive che hanno permesso di individuare le armature in termini di posizione, dimensioni e quantità abbinate anche all’utilizzo non distruttivo del pacometro, con cui sono state valutate sia la posizione delle barre, sia il passo delle staffe. Nelle Figure 3 e 4 è mostrato un pilastro in cui, dopo aver tracciato con il pacometro la posizione di staffe e ferri longitudinali, si è effettuato un sondaggio per la identificazione dei ferri di armatura, il cui diametro è stato letto con l’ausilio di un calibro. Come specificato nel § C8A.1.B.3 della Circ. 617/2009, *“nel controllo delle percentuali degli elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli*

Figura 3
Identificazione, mediante
pacometro, e tracciamento
della posizione delle
armature nei pilastri
(a sinistra).

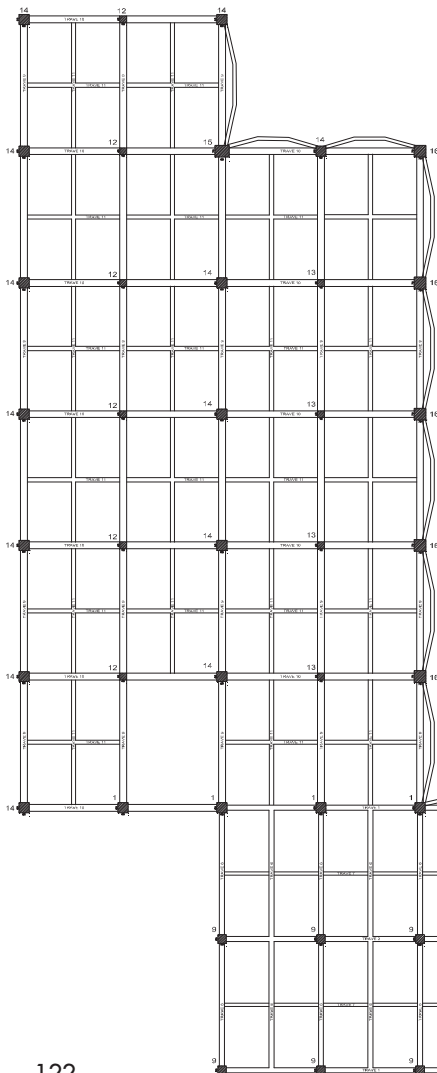


Figura 4
Valutazione del diametro
delle armature mediante
calibro (a destra).

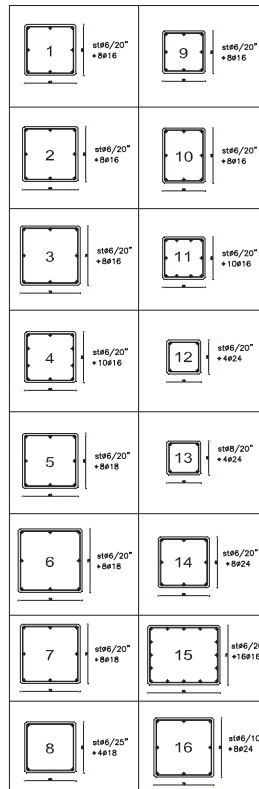


Figura 5
Stato di fatto: piano terra.

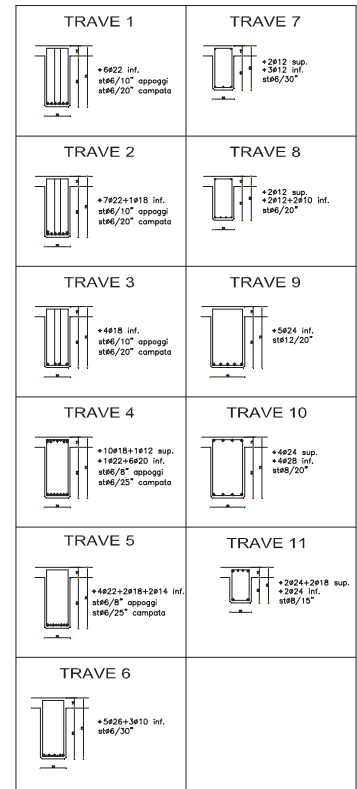
Speculare di piano terra (Stato di fatto)



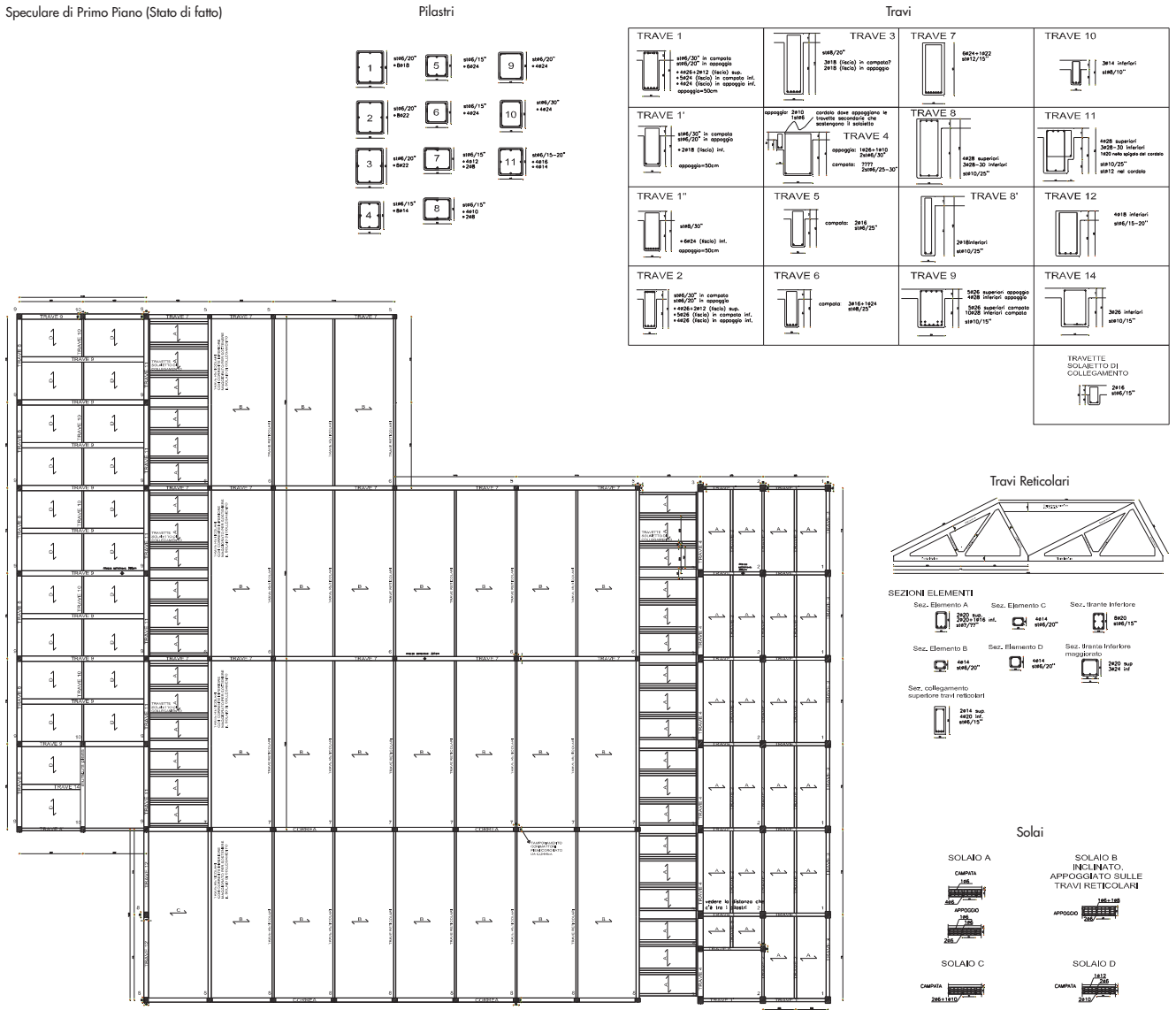
Pilastri



Travi



Speculare di Primo Piano (Stato di fatto)



costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale".

Con questo principio le percentuali indagate superano il 50% (limite per le verifiche esaustive corrispondenti a LC3), ma si è comunque prudenzialmente scelto di operare con LC2 adottando il relativo coefficiente di confidenza. Si sottolinea dunque che le conoscenze acquisite tengono in conto delle suddette similitudini tra gli elementi.

Le informazioni così raccolte sono state rappresentate sulle tavole di rilievo rappresentate nelle Figure 5, 6 e 7).

La campagna è stata quindi approfondita attraverso la valutazione delle caratteristiche mecca-

niche dei materiali con prove non distruttive (sclerometriche e ultrasoniche) e distruttive (rottura di carote di calcestruzzo e prove di trazione su barre di acciaio estratte dalla struttura).

Nelle Figure 8 e 9 si riportano i certificati delle prove distruttive, effettuate presso il Laboratorio dell'Università di Bergamo, mentre nella Tabella riassuntiva 1 sono raccolti, oltre ai dati sperimentali, i risultati delle prove sclerometriche ed ultrasoniche. Tali risultati mostrano una sostanziale omogeneità dei calcestruzzi, tranne che per alcuni elementi, caratterizzati da resistenze inferiori alla media.

Nel calcolo si sono considerati i valori delle prove, scartando il valore più basso in quanto anomalo (8.6 N/mm²) e prudenzialmente anche il più alto (35 N/mm²).

I valori di resistenza ricavati dalle carote devono poi essere corretti per tener conto del disturbo dovuto all'estrazione. Tale correzione è proposta

Figura 6 Stato di fatto: primo piano.

Figura 7
Stato di fatto: copertura.

Speculare di copertura (Stato di fatto)

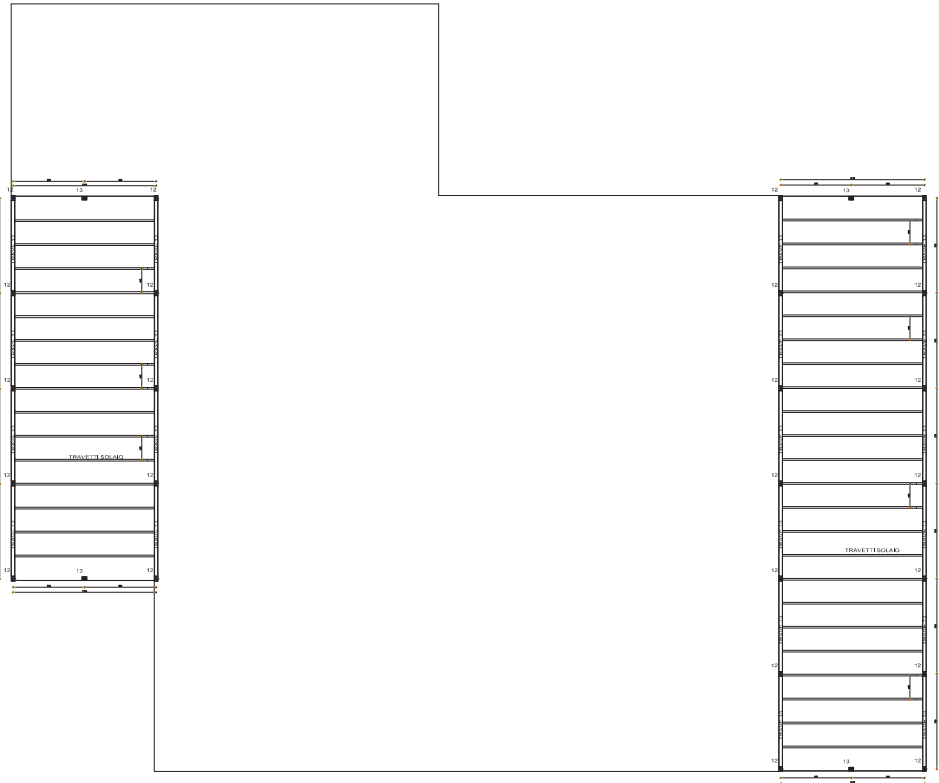
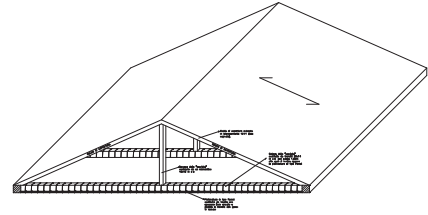
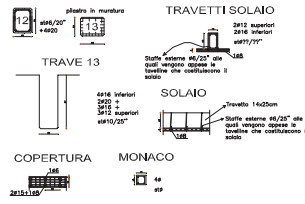


Figura 8
Certificato prove di trazione
(a sinistra).

Figura 9
Certificato prove di compressione
(a destra).

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BERGAMO
DIPARTIMENTO DI PROGETTAZIONE E TECNOLOGIE
LABORATORIO PROVE MATERIALI
Via Galvani 2 24044 DALMINE
Tel. 035/2052347/3832339 Fax 035/2052390 P.IVA 01612800167 C.F. 80004130163

Rapporto di prova n° 43
Domanda n° 28 del 02/08/2010
Richiedente: Direttore dei Lavori Ing. Michele Stefni
Committente: Coggia Associati Studio di Ingegneria - Via G. D'Annunzio, 19 - 24127 BERGAMO
Cantiera: Fabbricato Industriale in Piazza Trieste, Vagno D'Adda

Richiesta sottoscritta dal Direttore dei Lavori. Tutti i dati sono forniti dal Richiedente.

PROVA DI TRAZIONE (UNI EN ISO 15630/4 - parte 1^a)

Macchina di prova: Galvalini tipo P.M.50 da - 500 kN. Curt. di taratura 32437 del 02/02/2010

Tipologia	Identif. acciaio	n° provine	Area sec.	Area Nom. Capaz.	Stress sec. nom.	Tensione di Rottura Rm	Tensione di Rottura ReL	Rm/ReL	(Rm)/ReL(1.05)	A ₅₀	Page (0)	Data prova
non dichiarata	non dichiarata	10	18,5	76,4	-2,7	479	559	1,23	1,06	17,3	SC	09/08/2010
non dichiarata	non dichiarata	14	153,8	151,9	-1,9	309	425	1,38	0,69	24,2	SC	09/08/2010
non dichiarata	non dichiarata	16	201,1	202,1	0,5	322	434	1,35	0,71	21,2	SC	09/08/2010
non dichiarata	non dichiarata	16	201,1	203,3	1,1	334	445	1,33	0,74	21,2	SC	09/08/2010
non dichiarata	non dichiarata	24	452,4	446,9	-1,2	306	458	1,50	0,68	21,2	SC	09/08/2010
non dichiarata	non dichiarata	25	616,0	593,4	3,6	401	542	1,35	0,89	15,3	SC	09/08/2010

Il presente certificato non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BERGAMO
DIPARTIMENTO DI PROGETTAZIONE E TECNOLOGIE
LABORATORIO PROVE MATERIALI
Via Galvani 2 24044 DALMINE
Tel. 035/2052347/3832339 Fax 035/2052390 P.IVA 01612800167

Rapporto di prova n° 42
Domanda n° 28 del 02/08/2010
Richiedente: Direttore dei Lavori Ing. Michele Stefni
Committente: Coggia Associati Studio di Ingegneria - Via G. D'Annunzio, 19 - 24127 BERGAMO
Cantiera: Fabbricato Industriale in Piazza Trieste, Vagno D'Adda

Richiesta sottoscritta dal Direttore dei Lavori. Tutti i dati sono forniti dal Richiedente.

PROVA DI COMPRESIONE (UNI EN 12380-3)

Macchina di prova: Controlle Automatic 5 mod. C687W2 3000 kN - Cert. di taratura 31197 del 08/06/2009

Data data dichiarata	Protezione di carico dichiarata	Dimensione di carico dichiarata	Segna le Lami (0)	Taglio in Lam. (0)	Massa (kg)	Dimensione (mm)	Temperatura di Rottura (Min/Max)	Data prova	
non dichiarata	P1	non dichiarata	P1	x	1510	9,4	9,3	13,4	10/08/2010
non dichiarata	P2	non dichiarata	P2	x	1589	9,4	9,5	27,7	10/08/2010
non dichiarata	P3	non dichiarata	P3	x	1672	9,4	9,4	25,6	10/08/2010
non dichiarata	P4	non dichiarata	P4	x	1662	9,4	9,4	25,7	10/08/2010
non dichiarata	T1	non dichiarata	T1	x	1675	9,4	9,5	8,6	10/08/2010
non dichiarata	T2	non dichiarata	T2	x	1588	9,4	9,3	35,0	10/08/2010
non dichiarata	T3	non dichiarata	T3	x	1598	9,4	9,5	13,1	10/08/2010
non dichiarata	T4	non dichiarata	T4	x	1557	9,4	9,4	23,1	10/08/2010
non dichiarata	T5	non dichiarata	T5	x	1650	9,4	9,5	14,4	10/08/2010
non dichiarata	T6	non dichiarata	T6	x	1550	9,4	9,4	22,1	10/08/2010
non dichiarata	T7	non dichiarata	T7	-x	1557	9,4	9,4	34,8	10/08/2010

Il x = Taglio e Levigatura effettuati
-x = Taglio e Levigatura non effettuati

Prove effettuate su cuneo cilindrico non effilati

Il presente certificato non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

con varie formulazioni dalle normative internazionali ed in letteratura (British Standard, ACI, Concrete Society). Si è assunto il modello di Masi (2005) applicando alla resistenze il coefficiente riduttivo 1.1 (per $f_{car} > 20$) e 1.2 (per $f_{car} < 20$). I valori medi delle resistenze dei materiali ricavate dalle prove sono i seguenti:

- calcestruzzo: $f_c = 24.7 \text{ N/mm}^2$;
- acciaio: $f_y = 341.2 \text{ N/mm}^2$.

Per passare dai valori medi di resistenza a quelli di progetto, si è applicato il fattore di confidenza riduttivo pari a 1.2 nel caso delle verifiche per meccanismo duttile (verifiche a flessione); per i meccanismi fragili (verifiche a taglio), invece, oltre al fattore di confidenza si sono applicati i tradizionali coefficienti parziali dei materiali, come meglio specificato nel seguito.

Tabella 1 - Risultati delle prove sclerometriche ed ultrasoniche e dati sperimentali relativi alle resistenze dei campioni di calcestruzzo

Elemento	I_{reb} medio	V_{son} medio [m/s]	Lab [N/mm ²]	
PIL1	46	4184		
PIL2	41	3948		
PIL3	33			
PIL4	41	3531	13.4 (P1)	
TR1	39			
TR2	49	3455		Piano interrato
TR3	34	3878	8.6 (T1)	
TR4	46	4048		
TR5	45	4210	35.0 (T2)	
TR6	44	4108		
PIL5	42	4415		
TR7	44	4164	14.4 (T5)	
RET1	44	3106		
RET2	45	3593		
RET3	44	3454		Piano terra – locale reticolari
RET4	40			
RET5	46	4625	34.9 (T7)	
RET6	48			
RET7	47			
PIL6	49	4222		
PIL7	47	4101	27.7 (P2)	
PIL8	46			
PIL9	43			
TR8	36	3894	13.1 (T3)	Piano terra – Corpo 1
TR9	50	3884		
TR10	38	3613		
SOL1	47	4401		
SOL2	45			
PIL10	39		25.0 (P3)	
PIL11	39			
TR11	46	3979	23.1 (T4)	Piano terra – Corpo 2
TR12	47			
TR13	49			
TR14	37			
PIL12	41			P1 – Corpo 1
PIL13	38			
PIL14	42			
PIL15	43		25.7 (P4)	P1 – Corpo 2
TR15	39	3536	22.1 (T6)	
TR16	39			
TIRANTE1	35	3967		Copertura
MONACO1	26	2750		

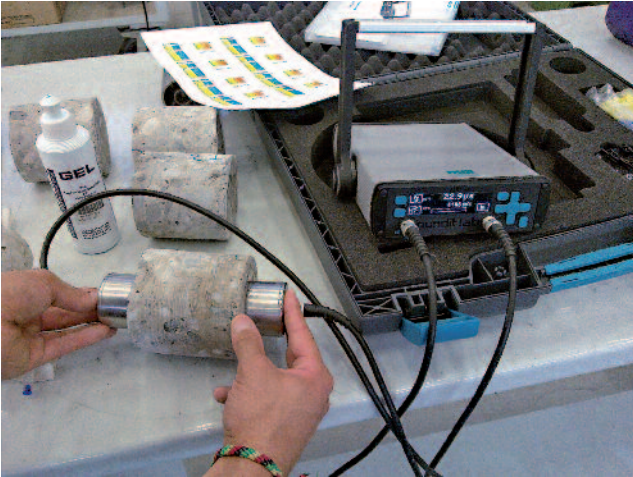


Figura 10
Prove di caratterizzazione
dei materiali (a sinistra).

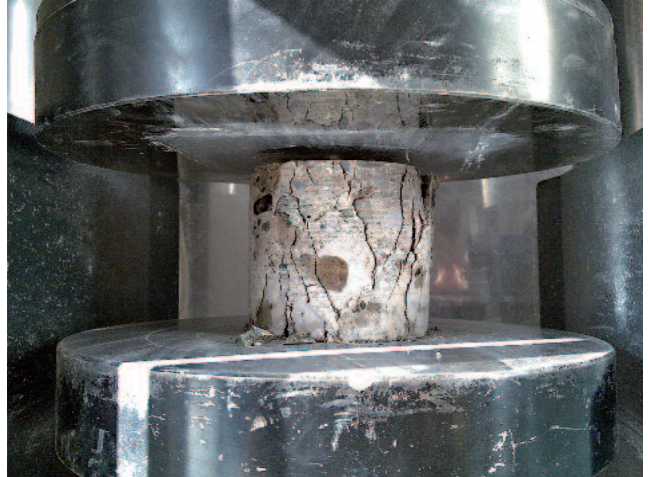


Figura 11
Prova di rottura a
compressione dei campioni
di calcestruzzo (a destra).

3. Modellazione ed analisi strutturale

I dati acquisiti durante le indagini in loco ed in laboratorio hanno permesso la modellazione numerica dell'edificio con un codice di calcolo agli elementi finiti (SAP2000-CMP), ovvero una modellazione tridimensionale dell'intero edificio (Figura 12) al fine di valutarne la risposta ai carichi statici verticali ed ai carichi sismici.

Per l'analisi statica si sono considerati i seguenti sovraccarichi sui solai di piano:

- permanenti: 20 kN/m²
- accidentali: 30 kN/m²

e per la copertura:

- permanenti: 15 kN/m²
- neve: 15 kN/m².

Per valutare le azioni sismiche si è svolta l'analisi dinamica multimodale utilizzando lo spettro di progetto con coefficiente di struttura q , che nel caso specifico è pari a $q = 2.4$ (si è considerato il valore massimo concesso dalle norme, pari a 3, compatibile con una struttura a telaio e per sollecitazioni assiali ridotte, $v < 0.5$, nei pilastri, scalandolo con coefficiente 0.8 per tenere in

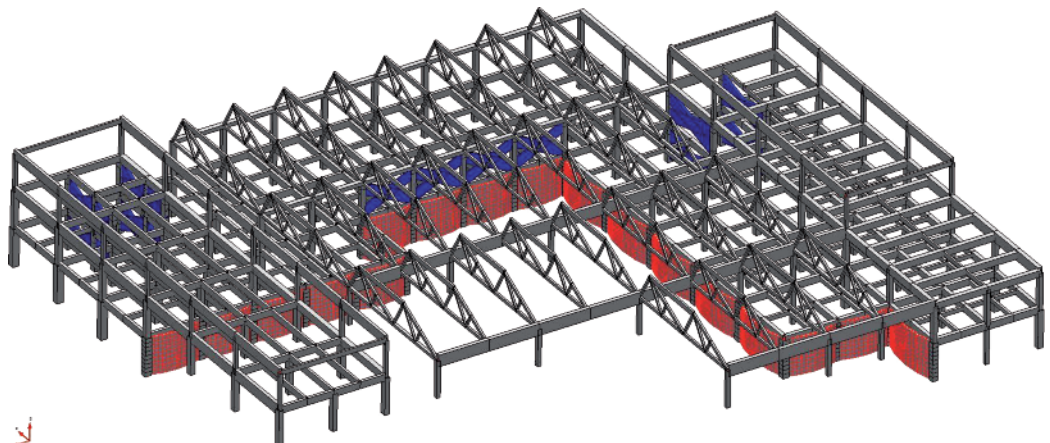
conto della irregolarità in elevazione, poiché alcuni pilastri ai piani superiori sono interrotti). L'analisi è stata anche effettuata considerando gli spettri ridotti per $q = 1.5$ al fine di effettuare le verifiche a taglio (meccanismo fragile). Gli spettri di progetto relativi alle due analisi sono riportati nelle Figure 13 e 14.

L'utilizzo di spettri differenti è dovuto al fatto che, trattandosi di un edificio esistente in cui la progettazione non ha seguito i criteri della gerarchia delle resistenze, si considerano per le verifiche relative a meccanismi di rottura fragile (taglio) delle azioni sismiche scalate con coefficiente di comportamento più basso.

Una sovraresistenza ulteriore è richiesta per le verifiche a taglio applicando ai materiali, oltre al fattore di confidenza, anche il coefficiente parziale relativo.

Nelle analisi viene considerata l'ipotesi di piano rigido per i solai di piano e per le solette che chiudono la copertura a shed. Questa ipotesi, per essere realmente applicabile, implica la necessità di interventi di consolidamento che

Figura 12
Modello tridimensionale
della struttura oggetto di
studio.



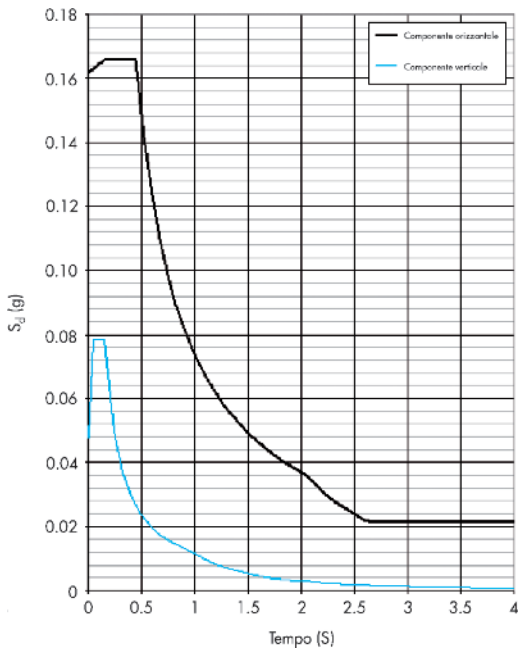


Figura 13 Spettri elastici e di progetto allo stato limite di salvaguardia per il calcolo delle sollecitazioni flessionali (a sinistra).

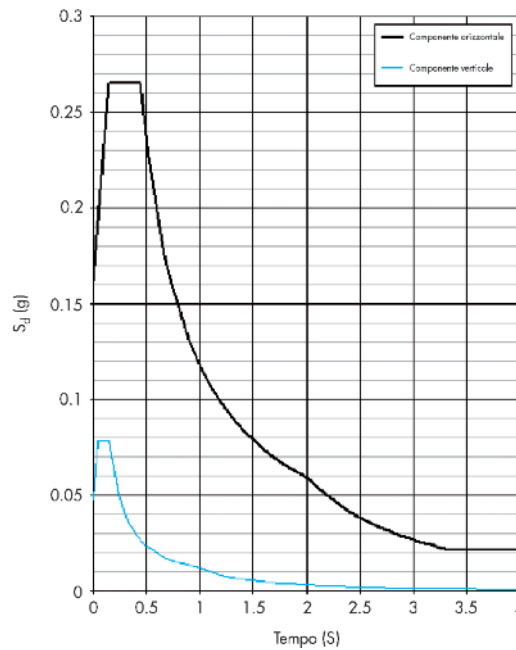


Figura 14 Spettri elastici e di progetto allo stato limite di salvaguardia per il calcolo delle sollecitazioni taglianti (a destra).

rendano effettivamente adeguata la rigidezza di piano; dettagli maggiori relativamente a questo argomento sono forniti più avanti nel paragrafo relativo alle proposte di intervento.

Nel modello si sono considerate le rigidzze fessurate degli elementi, riducendo al 50% le rigidzze delle sezioni lorde. Inoltre, come si vede nell'immagine di Figura 10, nel modello sono schematizzate le rigidzze dovute alle chiusure in muratura piena dei vani scala e del tamponamento (in muratura piena a una testa) al piano terra del corpo centrale.

I tamponamenti sono stati modellati come puntoni diagonali impostando il punto di connessione non nel nodo del telaio ma a una distanza "z" come mostrato in Figura 15 (calcolando le caratteristiche del puntone secondo il metodo proposto da T. Pauley e M.J.N. Priestley, 1992), al fine di considerare il taglio che il tamponamento trasmette ai pilastri. L'analisi è stata successivamente svolta facendo ricorso ad una sem-

plificazione estrema, in cui i puntoni-tiranti sono stati schematizzati con la metà della loro rigidzza. Si anticipa che le verifiche degli elementi compressi sono state poi effettuate raddoppiando i valori del modello. Tali verifiche, in particolare nel modello dell'edificio consolidato con i setti in c.a., riguardano solo le pareti non sostituite con setti e forniscono sollecitazioni molto basse. La semplificazione adottata non è in genere consentita, in questo caso se ne è valutata la conservatività alla luce dei risultati ottenuti.

4. Verifiche degli elementi

Utilizzando il postprocessore CMP, è stato possibile definire le sezioni degli elementi comprensive delle armature individuate durante la campagna di indagini. Le verifiche sono state effettuate allo stato limite ultimo, secondo le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) per ciascuna sezione, per ciascuna combinazione di carico.

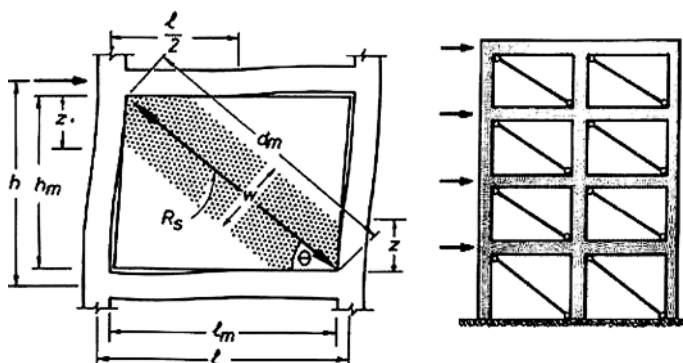
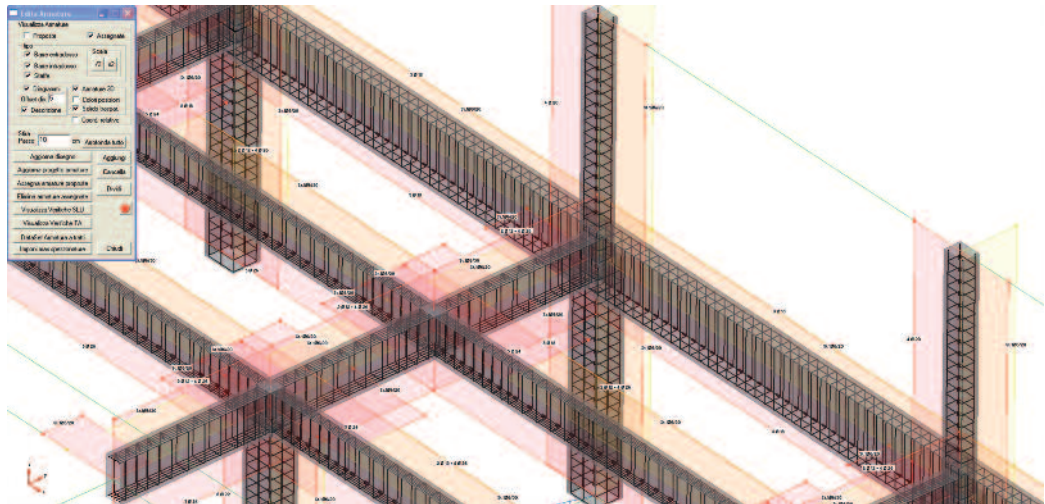


Figura 15 Modello a biella equivalente dei tamponamenti (Paulay & Priestley, 1992).

Figura 16
Caratteristiche degli
elementi del modello 3D di
Figura 12.



Nella Figura 16 si riporta un esempio di come ciascun elemento in CMP contenga le informazioni sia geometriche che di dettaglio costruttivo che lo caratterizzano.

Le verifiche sono soddisfacenti per quasi tutte le travi e le partizioni orizzontali. Nelle Figure da 17 a 20 si riportano le verifiche a flessione (in blu) e a taglio (in rosso) su alcune delle travi più significa-

tive; la superficie gialla mostra la capacità dell'elemento, superiore alle azioni di progetto calcolate. Per maggior chiarezza, in tali figure, il modello è visualizzato considerando separatamente il corpo centrale con le travi reticolari e i corpi laterali con il piano interrato.

In Figura 20 si possono notare alcune travi non verificate a taglio (tratteggio nero). Occorre pre-

Figura 17
Confronto azioni di
progetto vs. capacità a
flessione delle travi del
corpo centrale.

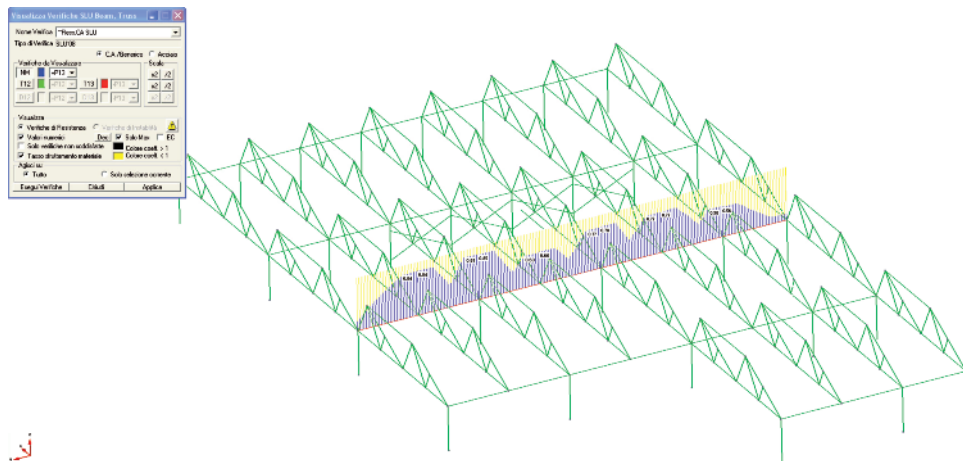
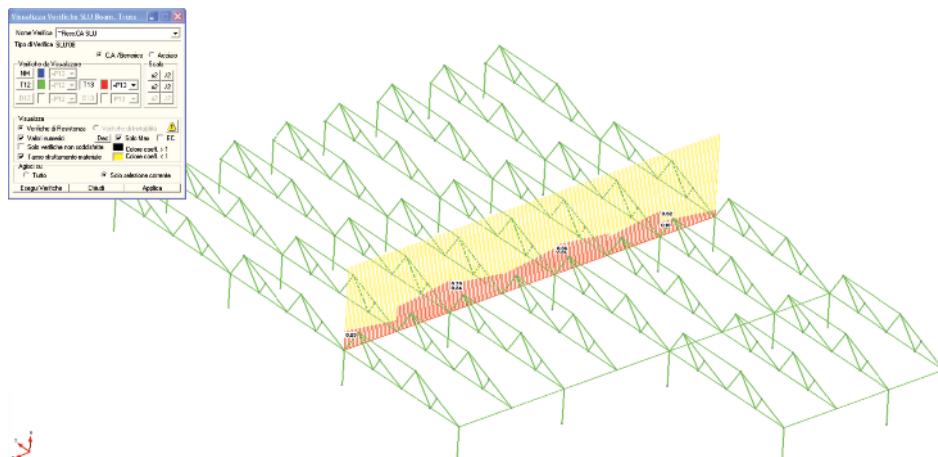


Figura 18
Confronto azioni di
progetto vs. capacità a
taglio delle travi del corpo
centrale.



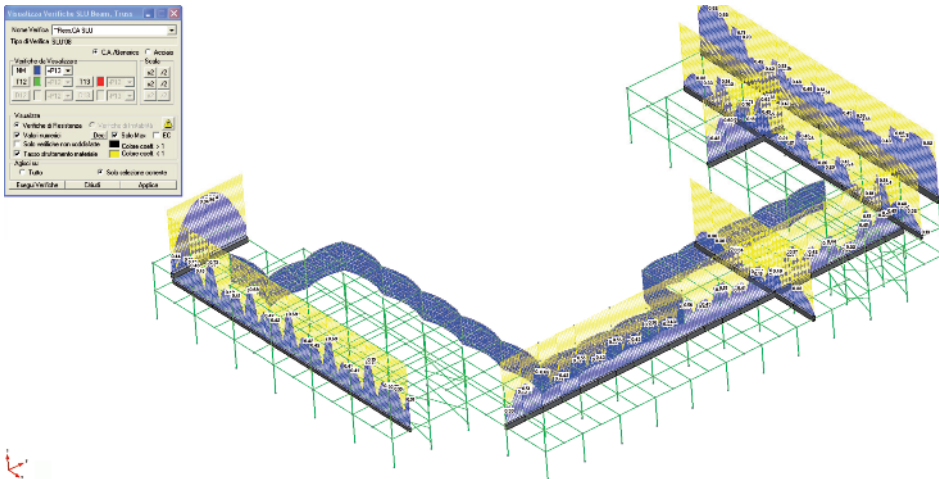


Figura 19
Confronto azioni di progetto vs. capacità a flessione delle travi dei corpi laterali e del piano interrato.

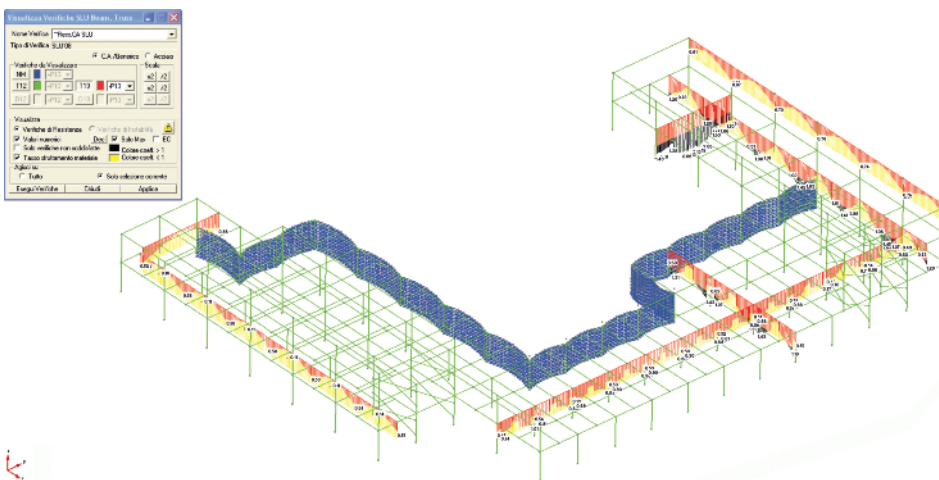


Figura 20
Confronto azioni di progetto vs. capacità a taglio delle travi dei corpi laterali e del piano interrato.

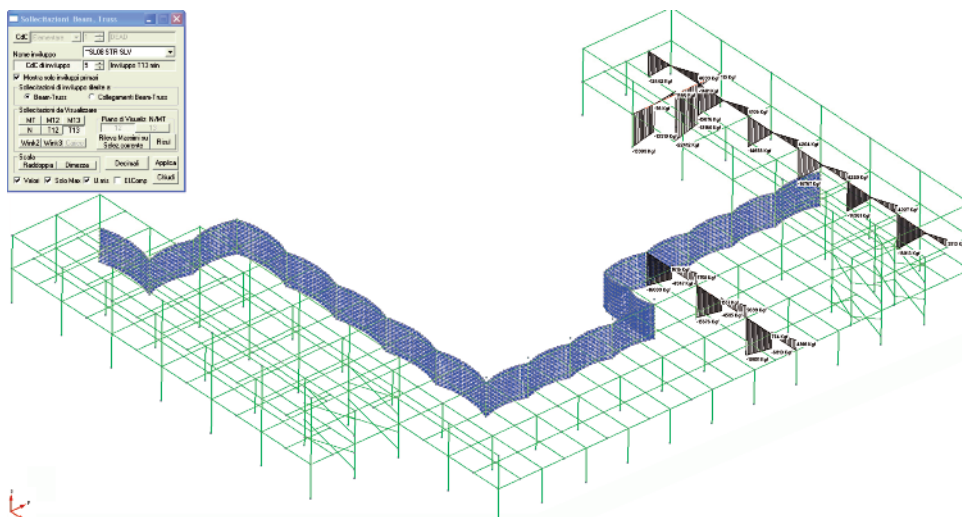
cisare, però, che nel modello non sono stati inseriti i ferri piegati, che in realtà rientrano nella consuetudine costruttiva del periodo di edificazione dello stabile, come si può dedurre dai ferri di chiamata lasciati per un possibile ampliamento (Figura 21). L'uso di corde-molli, inoltre, è provato dalla presenza di ferri inferiori in

campata che si interrompono all'appoggio. Si riportano, nelle Tabelle da 2 a 4 le nuove verifiche a taglio delle travi che hanno evidenziato criticità nel modello, tenendo conto questa volta della presenza dei ferri a 45°; i valori massimi della sollecitazione sono indicati, oltre che nelle suddette tabelle, anche nei diagrammi di Figura 22:



Figura 21
Ferri di chiamata delle travi per futuro ampliamento.

Figura 22
Azioni di taglio di progetto
sulle travi che hanno
evidenziato criticità nel
modello dei corpi laterali e
del piano interrato.



Verifiche a Taglio

Tabella 2 - Verifica a taglio della trave 5 di piano terra (sezione rettangolare $b = 30 \text{ cm}$ $h = 72 \text{ cm}$)

Taglio di progetto (kN)	Resistenza a taglio/metodo normale (kN)	Valori limite (kN)
$V = 180.5$	$V_{Rd1} = 69.2$	$V_{Rd2} = 616.0$
	$V_{Rd2} = 616.0$	$V_{Rd3} = 255.9$
Sezione verificata		

Tabella 3 - Verifica a taglio della trave 2 al piano primo (sezione rettangolare $b = 24 \text{ cm}$ $h = 70 \text{ cm}$)

Taglio di progetto (kN)	Resistenza a taglio/metodo normale (kN)	Valori limite (kN)
$V = 169.1$	$V_{Rd1} = 61.8$	$V_{Rd2} = 478.5$
	$V_{Rd2} = 478.5$	$V_{Rd3} = 215.8$
Sezione verificata		

Tabella 4 - Verifica a taglio della trave 1 al piano primo (sezione rettangolare $b = 30 \text{ cm}$ $h = 72 \text{ cm}$)

Taglio di progetto (kN)	Resistenza a taglio/metodo normale (kN)	Valori limite (kN)
$V = 224.1$	$V_{Rd1} = 71.3$	$V_{Rd2} = 616.0$
	$V_{Rd2} = 616.0$	$V_{Rd3} = 262.0$
Sezione verificata		

Per quanto riguarda i solai, a piano terra i campi $3.9 \times 2.8 \text{ m}$ sono in getto pieno di spessore 12 cm con armatura incrociata $\varnothing 6/18$ o $\varnothing 10/40$ inferiori e $\varnothing 10/20$ superiori. Il comportamento a piastra è alla base di sollecitazioni piuttosto basse, per cui le verifiche a flessione e taglio risultano soddisfatte nonostante le basse percentuali di armatura. Le verifiche sono state effettuate basandosi sul rilievo tramite assaggi in due punti dei solai di piano terra al fine di ricavare spessori e armature.

I solai dei piani superiori sono costituiti da travetti in calcestruzzo con alleggerimenti in laterizio; le verifiche, se sono soddisfatte a flessione

(si vedano le armature dei solai nelle tavole di rilievo), mostrano invece una carenza a taglio vista la esigua larghezza dei travetti in calcestruzzo. Si è deciso, pertanto, di optare per una prova di carico sul solaio più sofferente disponendo un carico di 5 kN/m^2 (in aggiunta al pavimento esistente), in modo tale da approfondire l'argomento.

La prova, eseguita tramite il riempimento di una vasca di acqua per 50 cm , come mostrato nelle Figure da 23 a 25, è stata effettuata sotto il monitoraggio di 4 flessimetri in grado di misurare la freccia del solaio. In Figura 26 si leggono la posizione della vasca sul solaio del



Figura 23
Predisposizione della vasca di carico sul solaio.



Figura 24
Prova di carico su solaio:
posizione flessimetri
(a sinistra).



Figura 25
Prova di carico su solaio:
lettura flessimetri (a destra).

primo piano (3.5 × 6 m) e le posizioni dei flessimetri (F1, F2, F3, F4), le cui letture a differenti step di carico sono riportate in Tabella 5. Le frecce così riscontrate sono minori delle frecce teoriche (a causa di iperstaticità non considerate nel calcolo). Si sono notate, inoltre, frecce residue molto limitate che dimostrano un comportamento pressoché lineare del solaio in esame. Nel diagramma di Figura 27 si evidenzia l'andamento della freccia in mezzeria

del solaio stesso, rilevata con il flessimetro 4 e depurata della freccia delle travi limitrofe a cui il solaio si appoggia. Essendo la deformazione residua pari a circa il 15% di quella massima misurata, il risultato è ritenuto soddisfacente. L'andamento anomalo alla terza misura della fase di carico viene attribuito ad un errore strumentale probabilmente dovuto ad un ingrana-mento del comparatore, poi risolto come mostra il recupero della linearità con le misure successive.

Tabella 5 - Letture dei flessimetri (in centesimi di mm) in corrispondenza dei diversi livelli di carico

Fasi	Letture 1	Letture 2	Letture 3	Letture 4	Letture 5	Letture 6	Letture 7
Livello acqua (cm):	7	33	39.5	45	49.5	28	7
Flessimetro 1	1406	1367	1352	1340	1328	1357	1397
Flessimetro 2	1168	1114	1100	1083	1069	1109	1166
Flessimetro 3	1364	1323	1306	1295	1283	1317	1353
Flessimetro 4	1211	1143	1119	1105	1089	1136	1194

Figura 26
Posizione dei flessimetri di misura sul solaio e sulle travi portanti.

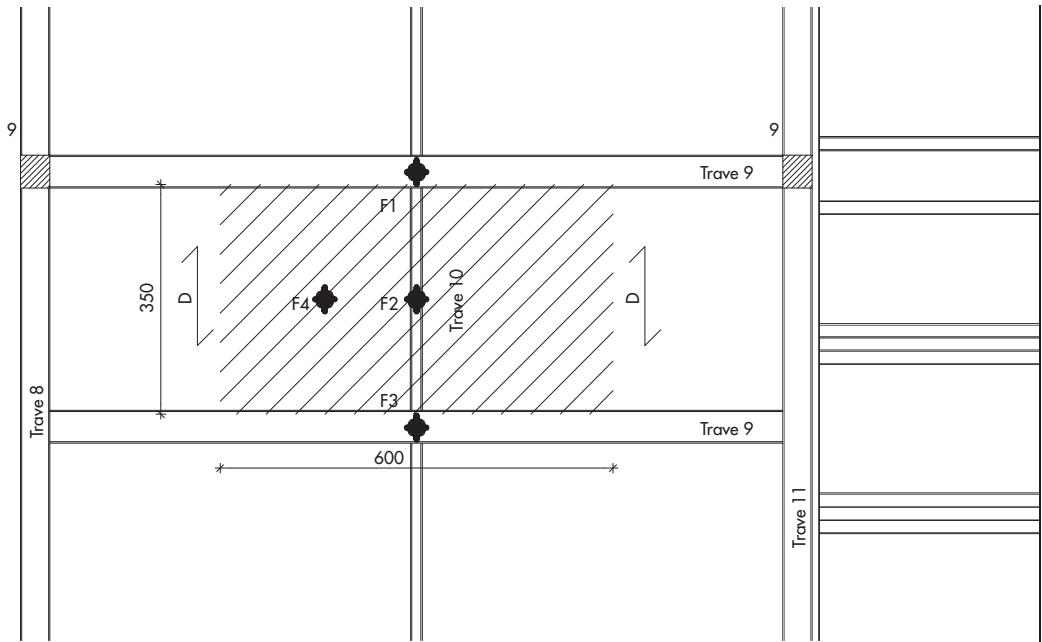
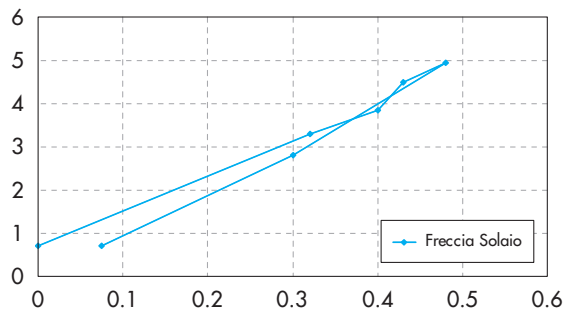


Figura 27
Curva carico (kN) vs. freccia solaio (cm) misurata dal flessimetro 4.



Considerando un carico variabile di 3 kN/m^2 (scuole), nell’ottica del riuso della struttura, si sono consigliati pavimenti leggeri (evitando la posa di spesse cappe per gli impianti) e partizioni leggere in cartongesso.

Il solaio di copertura dei due corpi laterali (Figura 28) necessita di una verifica ulteriore, infatti, oltre ad essere sollecitati a flessione, i solai di falda sono anche i puntoni di un sistema a capriata che si completa con elementi “catena” in calcestruzzo armato disposti a passo 195 cm ; da ciascun tirante si eleva un monaco in calcestruzzo armato che lo collega al colmo. Il solaio $16+1 \text{ cm}$ in latero-cemento ha travetti disposti a passo 24 cm , i tiranti hanno sezione $14 \times 25 \text{ cm}$ ed i monaci $15 \times 15 \text{ cm}$.

Per i tiranti, a fronte di una sollecitazione di trazione $N_{sd} = 131.6 \text{ kN}$ (Figura 29), si ha una resistenza pari a $N_{Rd} = 188.2 \text{ kN}$.

Per la verifica a pressoflessione del solaio, con $N_{sd} = -151.8 \text{ kN}$, il momento resistente è $M_{Rd} = 114.8 \text{ kNm}$, a fronte di un momento sollecitante

pari a $M_{sd} = 52.5 \text{ kNm}$ (Figura 30).

I tiranti reggono una struttura in tavelle tipo perret che rendono il calpestio del sottotetto pericoloso. Si è proposta la rimozione di tale partizione e la sostituzione con una struttura reticolare metallica (o in getto, valutando l’accettabilità del sovraccarico aggiuntivo) al fine di garantire la formazione di un piano rigido a livello del sottotetto.

Per quanto riguarda le verifiche delle travi reticolari del corpo centrale, anch’esse soggette a sollecitazioni di presso-flessione (in Figura 32 sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per la prima e la seconda reticolare), si è riscontrato quanto segue.

L’elemento diagonale di lunghezza maggiore, tipo “A” (per la precisione quello a destra in Figura 31) è sotto-dimensionato in trazione. Per tali elementi è da prevedere un rinforzo con placcaggi metallici o in FRP che diano un supporto a trazione, demandando all’armatura esistente la resistenza flessionale.

Gli elementi più snelli non risultano avere problemi di instabilità, mentre per gli elementi superiori,

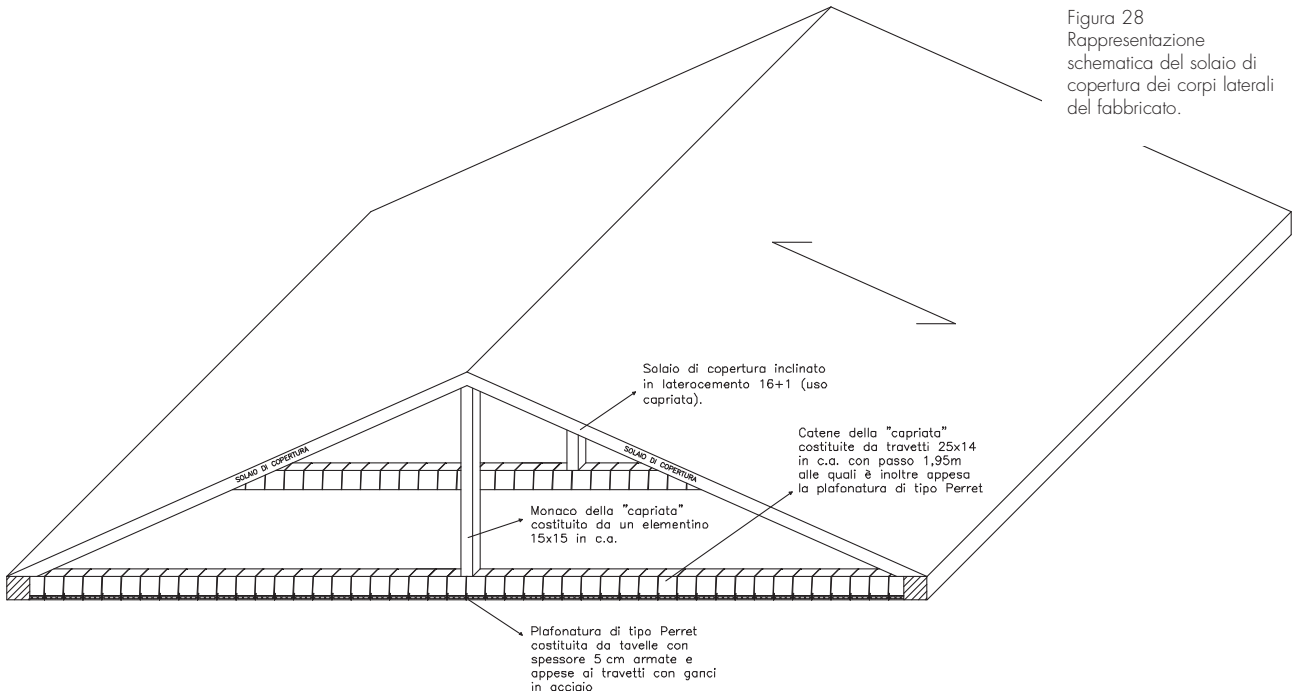


Figura 28
Rappresentazione schematica del solaio di copertura dei corpi laterali del fabbricato.

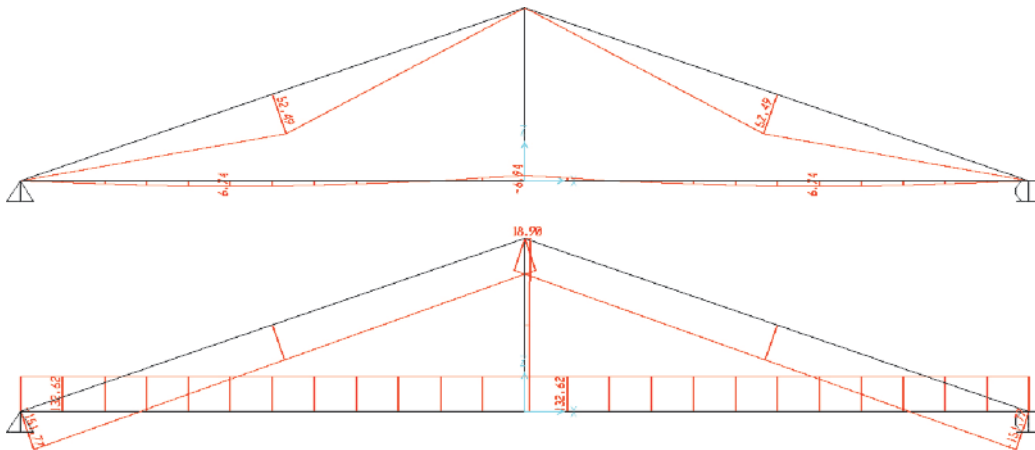


Figura 29
Sollecitazioni sugli elementi del solaio di copertura dei corpi laterali del fabbricato.

Titolo : Solaio - 2mt. 8 travetti

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	24	17	1	28.64	14
			2	0	3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 151.77 kN
M_{Ed} 52.49 kNm
M_{y,Ed} 0

P.to applicazione N: Centro

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Ed} 114.8 kNm

Materiali: Fe, cls

σ_{cu} 67.5 %, ε_{cu2} 3.07968 %
f_{yk} 284 N/mm², σ_{yk} 4.107 %
E_s 200,000 N/mm², f_{cd} 171
E_c/E_s 15, λ_{cc}/f_{cd} 0.8
σ_{yk,adm} 1.42 %, σ_{c,adm} 53.75
σ_{s,adm} 0 N/mm², τ_{co} 2.947
τ_{c1} 6.957

Tipo Sezione: Rettang. o Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli o Coord.

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

Tipo flessione: Retta, Deviato

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

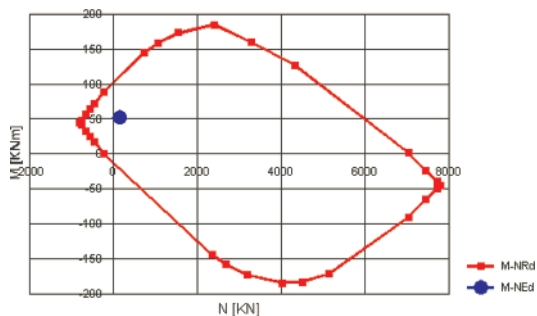
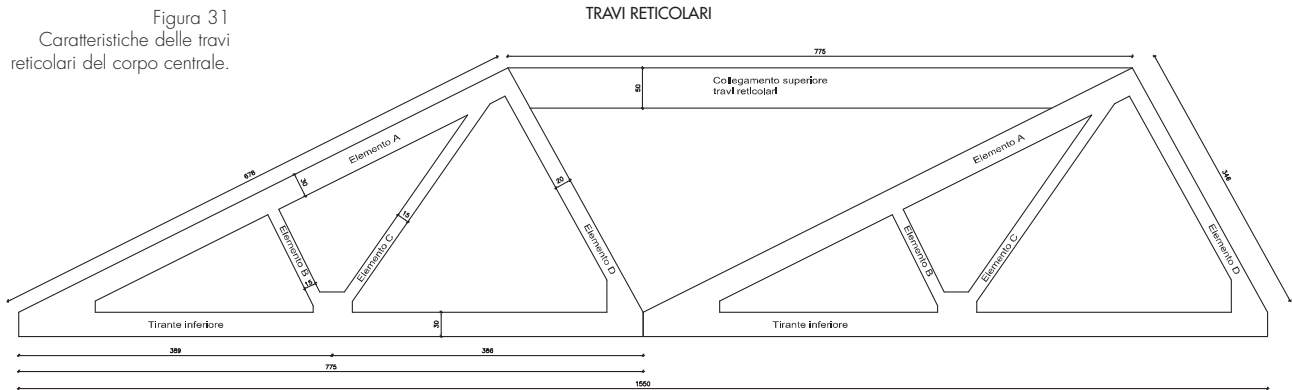


Figura 30
a) Verifica a pressoflessione del solaio e b) relativo dominio resistente (VCASLU, http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html).

Figura 31
Caratteristiche delle travi reticolari del corpo centrale.



SEZIONE ELEMENTI

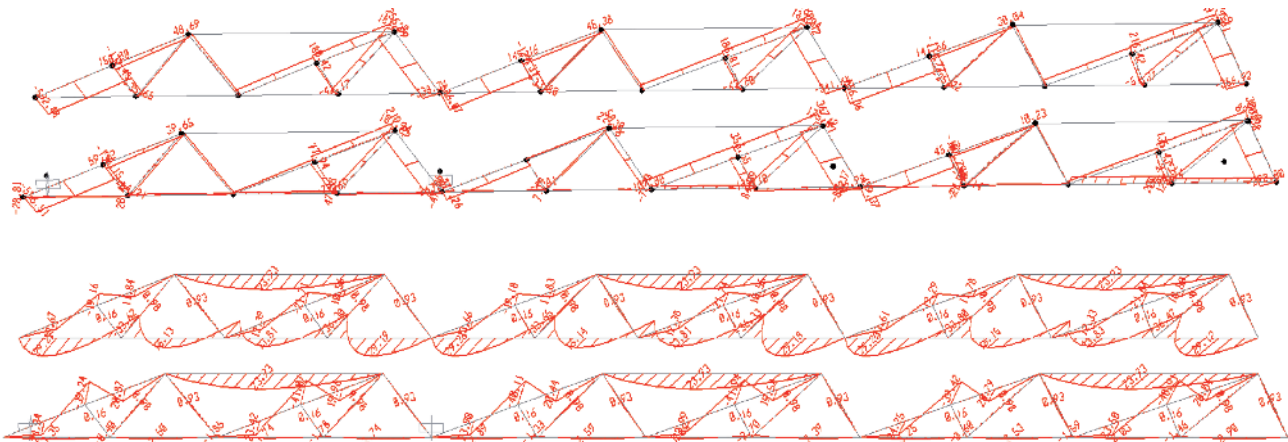
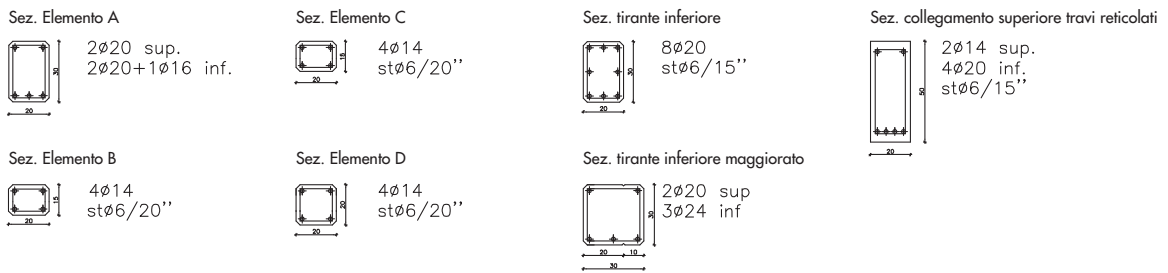


Figura 32
Sollecitazioni assiali e flessionali più sfavorevoli nelle travi reticolari del corpo centrale (sopra).

Figura 33
a) Verifica a pressoflessione degli elementi "A" sollecitati a momento positivo e b) relativo dominio resistente (VCASLU, http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html) (a destra).

Titolo: elemento A trave reticolare

N° figure elementari: 1 | Zoom | N° strati barre: 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	30	1	6.28	3
			2	6.28	27

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro / Baricentro cls

M: 70.41 kNm

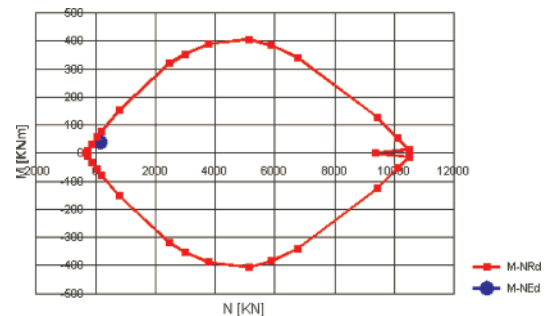
Materiali: Fe, cls

ϵ_{su} : 17.7%
 ϵ_{cu} : 2%
 σ_{yk} : 208 N/mm²
 σ_{yk} : 36.113%
 E_s/E_c : 15
 $\sigma_{c,adm}$: 0 N/mm²
 γ_{co} : 2.947
 γ_{c1} : 6.857

σ_c : -1.71 N/mm²
 σ_s : 284 N/mm²
 ϵ_s : 4.107%
 ϵ_s : 53.58%
 d : 27 cm
 x : 1.922
 x/d : 0.0712
 δ : 0.7

Tipo Sezione: Rettang. re, Trapezzi, a T, Circolare, Rettangoli Coord.

Calcola MRd | Dominio M-N | Col. modello



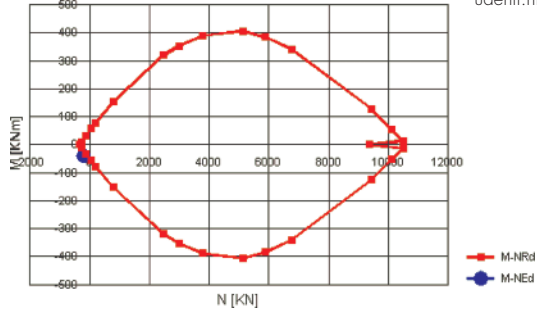
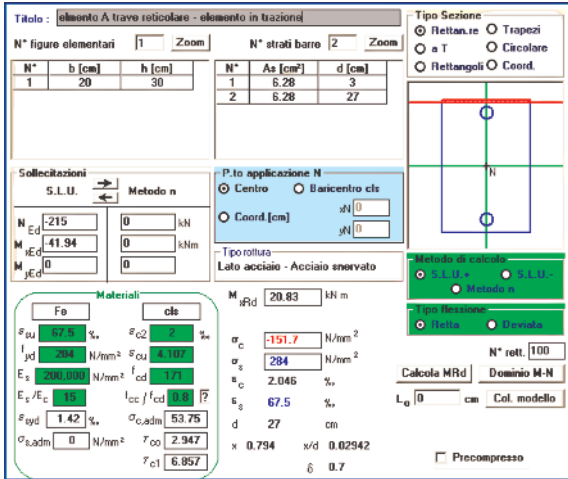


Figura 34
a) Verifica a pressoflessione degli elementi "A" sollecitati a momento negativo e b) relativo dominio resistente (VCASLU, http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html).

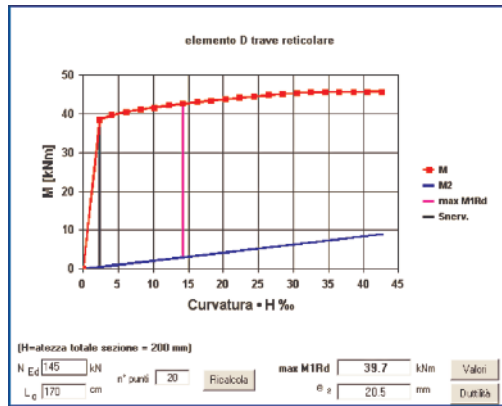
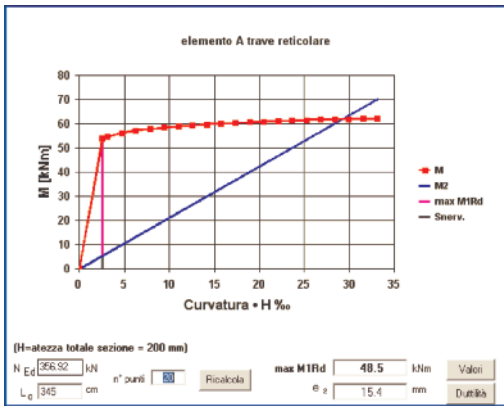


Figura 35
a) Verifica di snellezza degli elementi "A" e "D" (VCASLU, http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html).

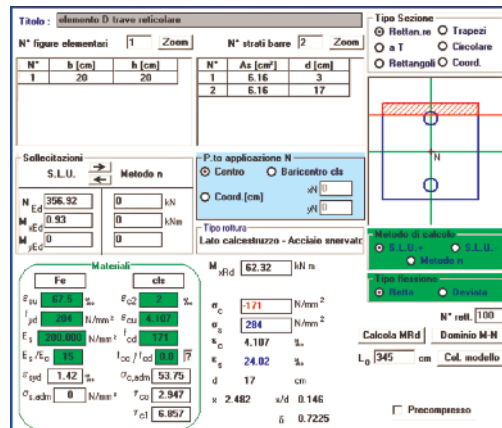
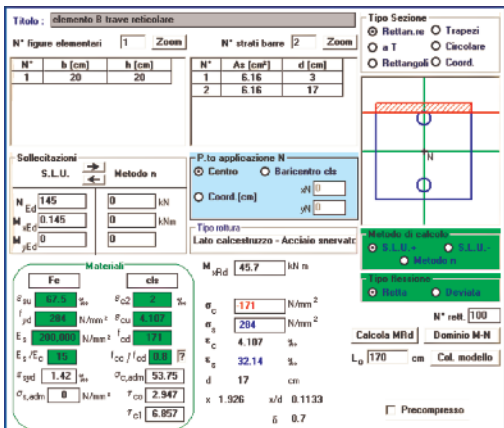


Figura 36
a) Verifica a pressoflessione degli elementi "B" e "D" (VCASLU, http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html).

sostanzialmente scarichi se si trascura la flessione dovuta al peso proprio, è sufficiente un ripristino del copriferro con prodotti specifici, ripristinando anche l'armatura inferiore negli elementi più danneggiati dall'esposizione alle intemperie. Nelle Figure da 33 a 36 sono riportate le verifiche effettuate per gli elementi delle travi reticolari considerando i casi generati dalle combinazioni maggiormente sfavorevoli. Per quanto riguarda le verifiche delle strutture

verticali, è da segnalare che come due pilastri si trovano in una situazione problematica pur soggetti ai soli carichi gravitazionali (Figura 37). Se si includono anche le sollecitazioni prodotte dalle azioni orizzontali (fra cui il sisma), invece, si ha una marcata inefficienza dell'intero scheletro strutturale, quantificata, in Figura 38, mediante il rapporto fra momento agente e momento resistente di ciascun pilastro. La situazione migliora se si considerano i dia-

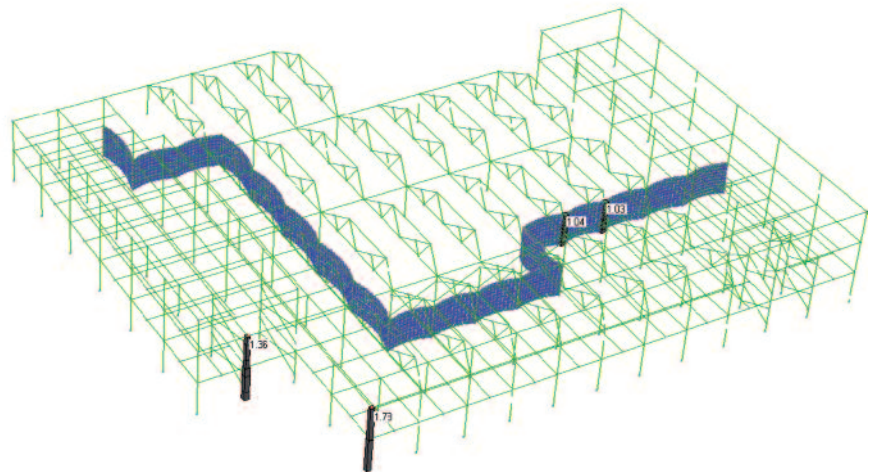
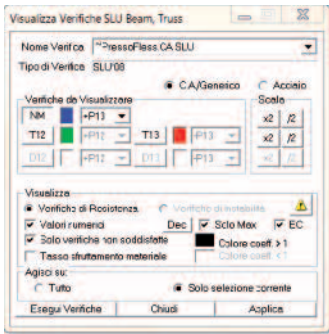


Figura 37
Pilastri caratterizzati da criticità nella verifica ai carichi gravitazionali.

grammi di interazione a pressoflessione in corrispondenza del solo piano terra. Per esempio, in Figura 39 è riportato il diagramma di interazione relativo ai pilastri 50 x 60 cm di uno dei corpi laterali considerando l'armatura presente nelle sezioni alla base. I punti identificano, per ogni pilastro, le coppie di valori sollecitanti più sfavorevoli in termini di azione assiale - momento flettente. Quelli rossi rappresentano i casi non verificati, essendo al di fuori del dominio 3D resistente. Le verifiche effettuate mettono dunque in evidenza la necessità di interventi di consolidamento strutturale per aumentare la resistenza dell'edificio alle azioni orizzontali. Nel paragrafo seguente si illustra l'intervento proposto al fine di migliorare la risposta sismica del complesso.

in calcestruzzo armato per ciascuno dei due corpi laterali di due piani fuori terra e sostituendo il tamponamento a piano terra del corpo centrale con una parete in calcestruzzo armato (Figura 40). Tali pareti, opportunamente dimensionate e vincolate a terra, possono conferire il necessario livello di rigidezza alla struttura ed assorbire le azioni orizzontali altrimenti non sopportabili dai pilastri esistenti.

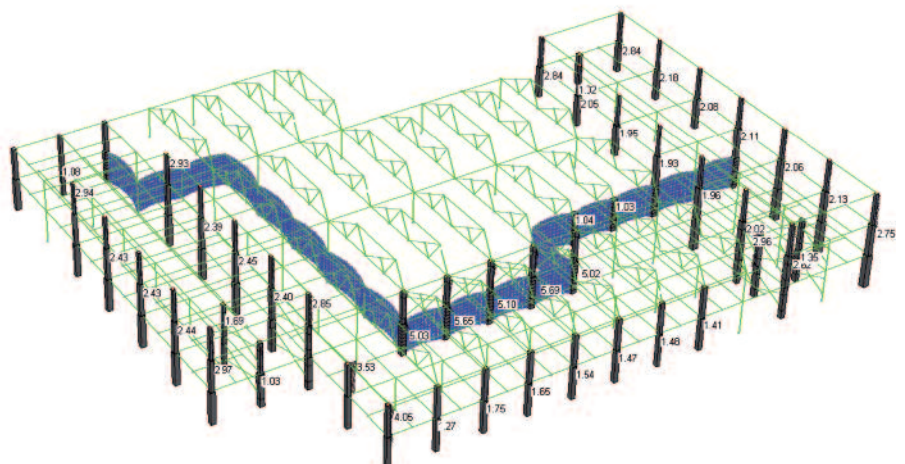
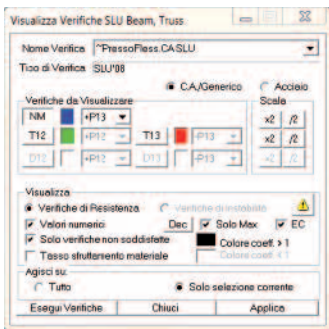
Il dimensionamento del sistema di controventamento è stato effettuato utilizzando anche in questo caso due spettri differenti, uno con fattore di struttura $q = 1.5$ per definire le azioni taglianti ed uno caratterizzato da $q = 2.3$ per valutare quelle flettenti.

Nella Figura 41 è rappresentato, analogamente alle figure precedenti, il risultato delle verifiche a presso flessione dei pilastri sotto l'azione del sisma. Si può notare che un solo pilastro risulta essere in crisi e pertanto è ipotizzabile di prevedere un intervento di consolidamento localizzato. Le pareti sono state inserite nelle posizioni più

Figura 38
Pilastri caratterizzati da criticità nella verifica ai carichi gravitazionali ed a quelli orizzontali.

5. Interventi di consolidamento

Sulla base dei risultati precedentemente esposti, si propone intervenire sulla struttura inserendo un sistema di controvento costituito da 4 pareti



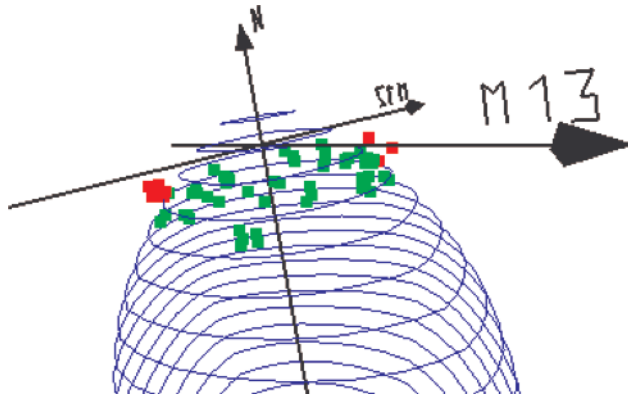


Figura 39
Confronto fra sollecitazioni più gravose a pressoflessione e dominio resistente 3D dei pilastri del piano terra.

indicate per una corretta distribuzione delle rigidezze, anche se nel corso della fase di progettazione degli interventi si potrà ottimizzare e meglio integrare la progettazione strutturale con quella architettonica.

In Figura 42 si riportano ora, per un raffronto, le verifiche degli stessi pilastri 50 x 60 cm a cui si riferiva la Figura 39, rappresentativa della configurazione non adeguata. In questo caso sono state risolte le situazioni critiche, infatti tutti i punti che individuano i casi più gravosi di coppie solle-

citanti N-M (azione assiale - momento flettente) sono all'interno del dominio resistente tridimensionale Identificativo della condizione di mancata verifica allo stato limite di salvaguardia.

Per quanto concerne gli interventi, oltre all'inserimento delle pareti, sono previsti interventi per la formazione di piani rigidi a livello dei solai di piano, necessari per validare l'ipotesi fondamentale alla base delle verifiche sismiche effettuate. Tali interventi sono sostanzialmente due:

- Il primo riguarda le solette di collegamento

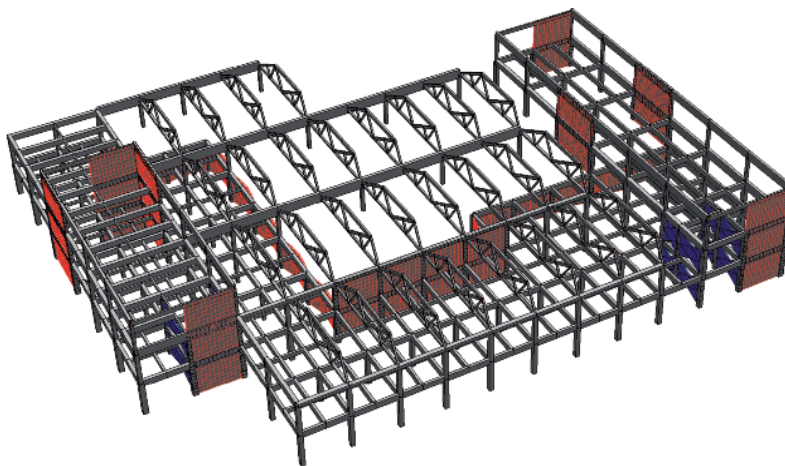


Figura 40
Proposta di adeguamento della struttura esistente mediante l'inserimento di pareti in calcestruzzo armato sui corpi laterali e la sostituzione del tamponamento al piano terra mediante un'ulteriore parete in calcestruzzo armato.

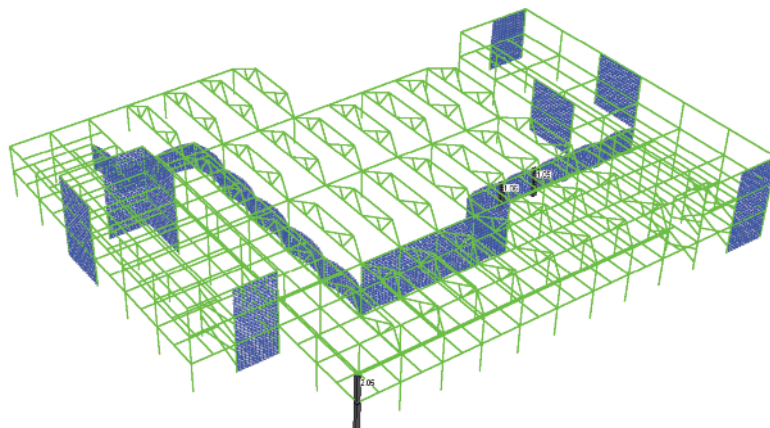
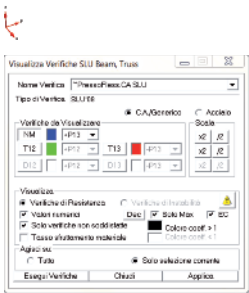
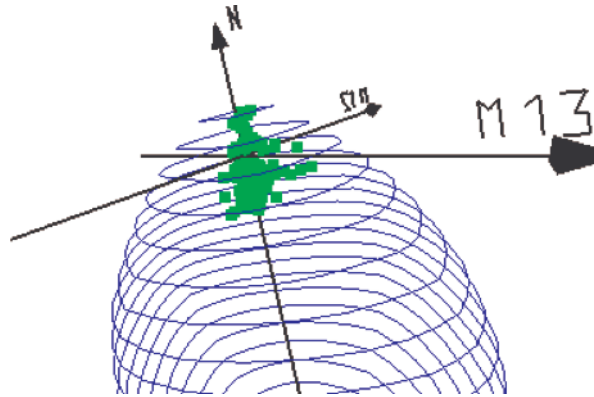


Figura 41
Pilastri caratterizzati da criticità nella verifica ai carichi gravitazionali ed a quelli orizzontali (sismici) nel caso di struttura adeguata mediante pareti in calcestruzzo armato.

Figura 42
Confronto fra sollecitazioni più gravose a pressoflessione e dominio resistente 3D dei pilastri del piano terra nel caso di struttura adeguata mediante pareti in calcestruzzo armato.



tra i corpi laterali ed il corpo centrale (evidenziate nella pianta di Figura 43). Tali solette risultano appoggiate alle travi con "selle" che non garantiscono un collegamento monolitico. È da prevedersi pertanto un sistema di graffe o spinature metalliche che impedisca lo spostamento relativo dei tre corpi di fabbrica.

- Il secondo riguarda l'irrigidimento nel piano dei solai di copertura dei due corpi laterali attraverso l'inserimento di una cappa in calcestruzzo armato a livello di sottotetto o di

un sistema reticolare nel piano con elementi metallici.

È necessario, infine, intervenire anche sulle travi reticolari che coprono il corpo centrale per ripristinare le sezioni danneggiate dalla carbonatazione del calcestruzzo e dalla corrosione delle barre di armatura, con riferimento in particolare agli elementi superiori. Oltre 28 degli elementi obliqui che sorreggono i solai degli shed devono essere consolidati, come illustrato nel paragrafo precedente, con placcaggio in acciaio o FRP che ne aumenti la resistenza a trazione.

Figura 43
Solette di collegamento tra i corpi laterali ed il corpo centrale per le quali è necessario ripristinare un collegamento di tipo monolitico.



6. Conclusioni

Lo studio effettuato sulle strutture esistenti ha mostrato la sostanziale buona conservazione delle stesse. Esse appaiono ben dimensionate per i carichi verticali, sebbene qualche particolare costruttivo non risponda alle caratteristiche richieste dalle normative oggi vigenti.

Differente è la situazione per la sicurezza dell'edificio nei confronti dell'azione sismica; per ottenere una risposta sismica adeguata è necessario attuare gli interventi sopra esposti, volti ad aumentare la rigidezza e la resistenza delle strutture verticali, ed alla formazione di impalcati rigidi.

Bibliografia

Ministero delle Infrastrutture (2008) - D.M. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni, Roma.
Ministero delle Infrastrutture (2009) - Circolare n. 617/09, Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni, Roma.
Masi A. (2005) - La stima della resistenza del cal-

cestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive, Il Giornale delle Prove Non Distruttive - Monitoraggio Diagnostica, n. 1/2005.

Paulay T., Priestley M.J.N. (1992) - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley and Sons, ISBN: 978-0-471-54915-4.