

COMUNE DI RAPAGNANO (FM)

EDIFICIO DELLA SCUOLA MEDIA “Don BOSCO” Viale Europa - Rapagnano (FM)



Valutazione della vulnerabilità sismica ai sensi del DM 14 Gennaio 2008

VERIFICA SISMICA

Responsabile della verifica: Dott. Ing. Roberto Rossi

Gruppo di lavoro: Dott. Ing. Giorgio Procaccini

Consulenza:

Data:

Aggiornamenti:

Elaborato:

INDICE

Verifiche di vulnerabilità sismica dell'edificio della scuola media "Don Bosco" sito sito a Rapagnano (Fm)3	
Premessa	3
Capitolo 1 – Documentazione esistente	3
Capitolo 2 – Conoscenza del manufatto	4
Capitolo 3 – Indagini in situ	6
Capitolo 4 – Valutazione della sicurezza	8
Capitolo 5 – Vita Nominale, Classe D'Uso e Periodo di Riferimento	8
Capitolo 6 – Azioni sulla costruzione	8
Capitolo 6.1 – Combinazione delle azioni.....	9
Capitolo 6.2 – Analisi dei carichi	9
Capitolo 6.3 – Determinazione dell'azione sismica	10
Capitolo 6.5 – Determinazione dell'azione della neve.....	13
Capitolo 7 – Criteri generali di valutazione della vulnerabilità per azioni sismiche.....	13
Capitolo 7.1 – analisi di regolarità.....	13
Capitolo 7.2 – Classificazione degli elementi strutturali	16
Capitolo 7.3 – Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica	16
Capitolo 7.4 – Idoneità statica dei solai	17
Capitolo 7.5 – Identificazione degli interventi urgenti.....	18
Capitolo 8 – Aspetti ulteriori per la valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato	18
Capitolo 8.1 – Presenza di elementi strutturali "secondari"	18
Capitolo 8.2 – Presenza di elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti.....	18
Capitolo 8.3 – Modellazione delle tamponature sismo rilevanti	18
Capitolo 9 – Modellazione della struttura	18
Capitolo 10 – Input di calcolo.....	23
Capitolo 11 – Metodi di analisi e criteri di ammissibilità	23
Capitolo 11.3 – Caratterizzazione modale della struttura	23
Capitolo 11.7 – Analisi statica non lineare (pushover)	27
Capitolo 12 – Output di calcolo	27
Capitolo 13 – Verifiche di vulnerabilità sismica.....	27
Capitolo 14 – Determinazione dell'indicatore di rischio (Ir).....	41
Capitolo 15 – Valutazione critica dell'indicatore di rischio (Ir)	43
Capitolo 16 – Valutazione della progressione del danno.....	44
Allegati.....	44

Verifiche di vulnerabilità sismica dell'edificio della scuola media "Don Bosco" sito a Rapagnano (FM)

Premessa

La seguente relazione è stata redatta seguendo le indicazioni contenute nel **"Manuale per la Stesura della Relazione Tecnica per la Valutazione della Vulnerabilità Sismica di edifici esistenti" (versione 2.0.2)**, pubblicato dalla Regione Marche, con particolare riferimento ai capitoli afferenti ai calcoli strutturali eseguiti per la determinazione dell'indice di vulnerabilità sismica del complesso strutturale allo stato attuale.

I vari capitoli del presente elaborato saranno nominati nello stesso modo in cui sono indicati nel documento guida.

Capitolo 1 – Documentazione esistente

Attraverso delle ricerche di archivio, è stato possibile rintracciare parte della documentazione progettuale originaria (che si allega per opportunità); attraverso l'esame degli elaborati (risalenti agli anni '60) è stato possibile prendere atto di alcune vicende evolutive della storia del progetto del fabbricato, che sono risultate significative ai fini dell'acquisizione del livello di conoscenza dello stesso.

In particolare è stato possibile evincere che originariamente il progettista aveva ideato un edificio a struttura portante muraria che si doveva sviluppare per due elevazioni e che poi, per ragioni non precisamente note, è stata "sottofondata" su di un piano seminterrato, a struttura portante di pilastri e travi in cemento armato, che di fatto oggi costituisce la prima elevazione del fabbricato in cui sono contenuti prevalentemente i laboratori scolastici.

Questa porzione volumetrica del fabbricato, come testimonia la seguente figura 1, era originariamente completamente libera, non tamponata, poi in tempi successivi è stato deciso di renderla fruibile ricavando vani chiusi attraverso l'inserimento tra le maglie di telaio di tamponature, costituite in parte da blocchetti di calcestruzzo (figura 2).

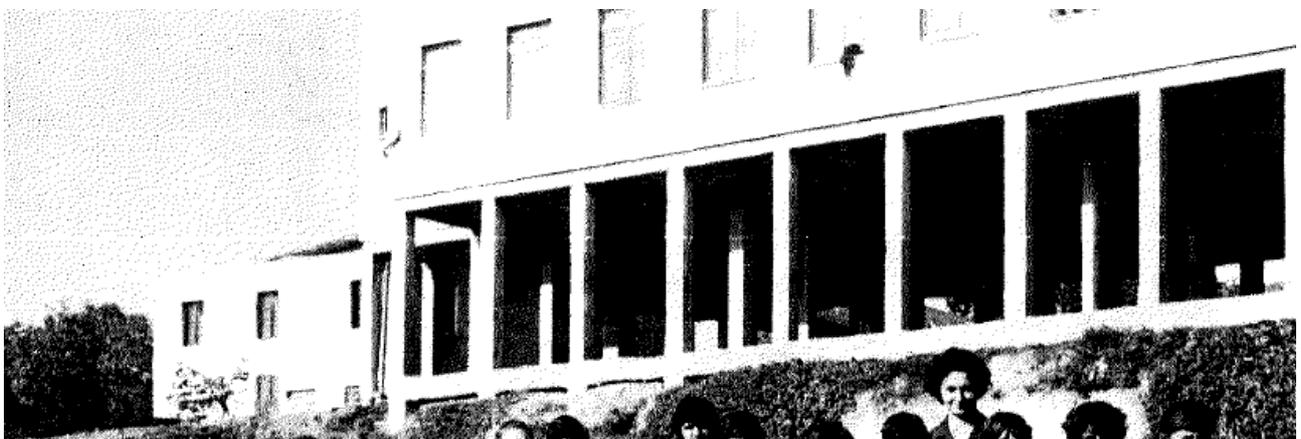


Figura 1 – anno scolastico 1961-62



Figura 2

I pilastri del piano terra non proseguono infatti nelle elevazioni superiori, risultando di fatto gli unici elementi verticali che trasportano i carichi statici in fondazione e che reggono, da soli, le forze orizzontali alla base dovute agli effetti sismici.

I quantitativi di armatura presenti negli elementi in cemento armato sono stati desunti dalle tavole di progetto originarie e sono stati riscontrati a campione direttamente sul posto (con una significativa conformità), tuttavia sono risultate assenti le indicazioni circa la disposizione delle staffe. A tal proposito le informazioni sono state ricavate attraverso delle indagini pacometriche eseguite in situ.

Capitolo 2 – Conoscenza del manufatto

Le informazioni desumibili dalle relazioni geologiche effettuate nel 2001 in occasione di alcuni lavori effettuati nella zona, indicano che l'edificio scolastico si trova in corrispondenza della parte sommitale di un versante dalla pendenza media di circa 11°.

La presenza di numerose aperture nonché la presunta mancanza di connessione efficace tra strutture in c.a. e i blocchetti stessi, hanno fatto propendere per la scelta progettuale di non considerare le tamponature di questo particolare piano, come collaboranti sismicamente.

Nella sostanza si è ritenuto più funzionale al calcolo considerare sismoresistenti solo gli elementi in cemento armato, trascurando ai fini delle verifiche quella collaborazione con le tamponature che in caso di sisma in qualche modo potrebbe svilupparsi ma che tuttavia, in questo caso, è di difficile "quantificazione".

Gli elaborati progettuali hanno permesso inoltre di prendere nota del fatto che le strutture sopra il piano in cemento armato sono esclusivamente di muratura, con la presenza di soli cordoli e travi in cemento armato.



Figura 3

Tale valore corrisponde ad una pendenza percentuale pari al 20%, pertanto si è deciso di amplificare l'azione sismica attraverso il coefficiente topografico $T_2 = 1,2$.

Dalla cartografia del PAI Regione Marche si evince che la zona dove è collocata la scuola non si trova in aree perimetrare a rischio idrogeologico.

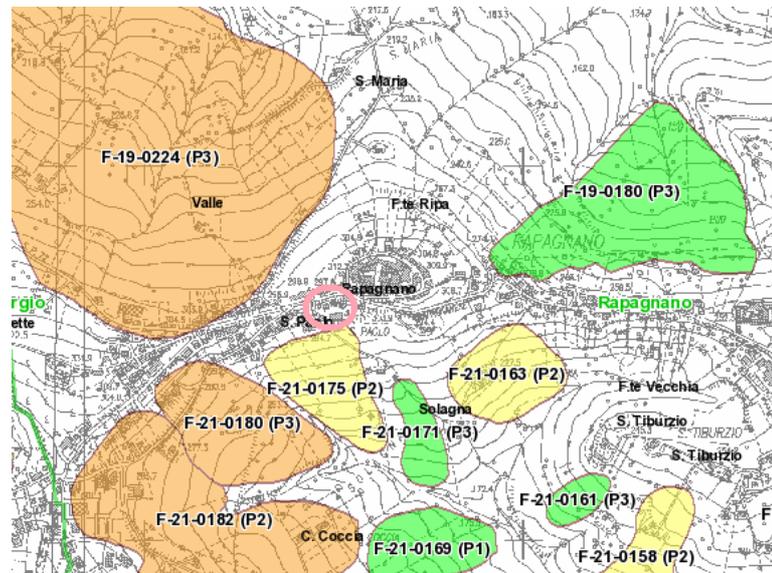


Figura 4

L'edificio scolastico è nato in origine come unico corpo, poi negli anni a seguire è stato edificato in una zona adiacente - lato valle - il corpo palestra. Attualmente esiste una piccola appendice strutturale che permette il collegamento tra la scuola e l'edificio

adibito alle attività ginniche, tuttavia tale collegamento non è stato realizzato in modo da solidarizzare le strutture, rimanendo queste solamente accostate.

Nella zona di contatto oggi sono presenti delle naturali lesioni da distacco che denunciano la presenza del giunto sismicamente non adeguato; dal punto di vista dell'analisi si ritiene più corretto non considerare la porzione di fabbricato adibita a collegamento, ciò nonostante occorre sottolineare che tale zona costituisce una singolarità da non trascurare perché evidentemente soggetta ad interazioni strutturali dalla difficile identificazione.

Dal punto di vista geometrico il fabbricato ha uno sviluppo in pianta di **circa 330 mq** ripetuti al piano seminterrato (sopra le fondazioni), al piano terra ed in copertura (piana), mentre il primo piano (**280 mq circa**) possiede una rientranza interna all'edificio a causa della presenza sull'atrio di un volume a doppia altezza.

Il volume totale è di circa 3600 m³

Sulle fondazioni si hanno notizie dalle tavole progettuali originarie; il fabbricato trova appoggio sul terreno attraverso delle fondazioni su pali che **non mostrano segni di cedimenti differenziali** o di dissesti locali. La struttura non è infatti interessata da alcun quadro fessurativo pertanto si ritiene che il sistema fondale sia sufficientemente stabile.

Dal punto di vista del calcolo si ritiene che i pilastri del piano seminterrato possano essere considerati "incastrati" al piede.

Capitolo 3 – Indagini in situ

La caratterizzazione della tipologia di sottosuolo ai fini della determinazione dell'azione sismica è stata effettuata esclusivamente attraverso la lettura dei dati desunti dalle relazioni geologiche esistenti (anno 2001).

Non essendo stato possibile effettuare una idonea campagna di indagini geofisiche, la caratterizzazione non può che avvenire in modo molto approssimativo. Le caratteristiche litologiche e geotecniche degli strati di terreno indagati richiamano comunque i parametri tipici di **un terreno di tipo C**, pertanto ai fini del calcolo si è deciso di assegnare tale tipologia di sottosuolo.

Per quello che riguarda la caratterizzazione meccanica dei materiali, si è deciso di contenere al massimo il numero di prove, studiando quelle che a detta degli scriventi progettisti fossero strettamente necessarie ai fini del conseguimento di un idoneo livello di conoscenza (LC2). Da questo punto di vista è risultato significativo effettuare delle analisi preliminari che hanno di fatto dimostrato come le strutture di muratura, collocate sopra il piano seminterrato e non approfondite fino al livello di fondazione, non vengano impegnate sismicamente, ma fungono esclusivamente da massa sismica, la cui forza di inerzia deve essere interamente sopportata dai pilastri in cemento armato della prima elevazione.

Si è dunque deciso di concentrare le indagini sulla struttura in c.a., di fatto l'unica

sismicamente importante ai fini della resistenza complessiva del fabbricato.

Allo scopo è stata eseguita una campagna di indagini distruttive (3 carotaggi) e non distruttive (metodo SONREB – sclerometro + ultrasuoni) su 8 punti di misura i cui dati, opportunamente elaborati secondo le formule di letteratura, hanno restituito un valore di resistenza cilindrica del calcestruzzo pari a circa 11,3 Mpa, tuttavia tenendo conto di una variabilità dei dati abbastanza significativa si è deciso di abbassare tale valore a **10,0 Mpa**.

Elaborazione dati carotaggi (Formula Masi)								
Oggetto: SCUOLA MEDIA DON BOSCO - RAPAGNANO (FM)								
N° carote	3		da inserire manualmente			da inserire manualmente		
Denominazione	h (mm)	d (mm)	d/h	C _{h/d}	C _{dia}	C _a	C _d	f _{car,i} (N/mm ²)
P12	103,82	103,87	1,00	0,80	1,00	1,00	1,20	9,00
P18	103,74	103,81	1,00	0,80	1,00	1,00	1,20	12,00
P19	103,93	103,82	1,00	0,80	1,00	1,00	1,20	9,50

f _{cm} (N/mm ²)	R _{cm} (N/mm ²)	Massa vol. media (Kg/m ³)	
9,7	11,7	2530,2	
f _{cis,i} (N/mm ²)	Peso carota (Kg)	Volume carota m ³	Massa volumica apparente (Kg/m ³)
8,6	2,260	0,000879	2570,4
11,5	2,230	0,000878	2541,0
9,1	2,180	0,000879	2479,1

Elaborazione dati sonreb				
Denominazione	Rs (Mpa)	fs (Mpa)	lcor	fr (Mpa)
P12	5,61	4,66	0,54	7,68
P18	8,89	7,38	0,64	12,17
P19	11,06	9,18	1,01	15,13
P23	8,77	7,28		12,00
P24	8,28	6,87		11,33
P25	10,1	8,38		13,82
P26	15,35	12,74		21,01
P27	6,94	5,76		9,50
	Media lr		0,73	12,83

Tenendo conto dei valori delle carote e delle indagini non distuttive si ha che:

f _{cdm} (N/mm ²)
11,3

Non tenendo conto del FC e dei gamma sui materiali

E' stato caratterizzato anche l'acciaio (1 provino) che ha restituito il seguente valore di calcolo:

Elaborazione dati armature		
N° provini		1
Denominazione	fy (Mpa)	ft (Mpa)
SEM T26-27	263,60	363,07

Nel calcolo si è implementato il valore di **fy = 260 MPa**

Su 8 pilastri e 4 conci di trave si sono effettuate delle indagini pacometriche per la ricerca delle armature presenti; l'indagine è stata finalizzata soprattutto alla ricerca del quantitativo di staffe presente all'interno dei pilastri, informazione come già detto assente negli elaborati progettuali originari.

Rilevata una singificativa conformità sui quantitativi di armatura longitudinale progettata all'epoca e riscontrata in situ, si è potuto constatare che i pilastri possiedono mediamente un quantitativo di staffe pari a **1 ϕ 8 ogni 20 cm.**

Non si è ritenuto necessario in questa fase indagare i solai con delle indagini endoscopiche, ritenendo attendibili i dati desunti dagli elaborati progettuali originari e stante l'assenza di segni di dissesto o ammaloramento degli impalcati presenti all'interno del fabbricato.

Ai fini del calcolo gli impalcati sono stati ritenuti "rigidi" nel proprio comportamento a piastra e dunque sismicamente efficienti.

Capitolo 4 – Valutazione della sicurezza

L'edificio oggetto dell'indagine viene sottoposto a valutazione di vulnerabilità sismica in quanto facente parte di una serie di strutture rilevanti ai fini del collasso, per le quali l'amministrazione comunale locale ha indirizzato le proprie attività di monitoraggio per la salvaguardia della pubblica incolumità.

Lo Stato Limite nei confronti del quale viene valutata la vulnerabilità sismica è quello relativo alla Salvaguardia della Vita (SLV).

Capitolo 5 – Vita Nominale, Classe D'Uso e Periodo di Riferimento

La Vita Nominale (V_N) dell'edificio scolastico viene assunta pari a 50 anni.

La Classe d'Uso è la III.

Il relativo periodo di riferimento è pari a 75 anni.

Capitolo 6 – Azioni sulla costruzione

Le azioni che vengono considerate ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato sono le seguenti:

- Pesi propri;
- Pesi permanenti;
- Incidenza dei divisori interni;
- Carichi Variabili per ambienti suscettibili di affollamento di cui alla cat. C1;
- Azione della neve.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica non è necessario considerare l'effetto della variabilità spaziale del moto.

Capitolo 6.1 – Combinazione delle azioni

Le combinazioni di carico sismiche che sono utilizzate ai fini della valutazione della vulnerabilità sono quelle afferenti i due profili di forzanti laterali proporzionali alle masse di piano ed alla deformata modale, tenendo conto anche dell'influenza dei modi superiori.

Per quello che riguarda le azioni statiche si fa riferimento esclusivamente alla combinazione di carico in cui i pesi propri strutturali e non strutturali sono presi con il loro valore nominale, mentre i carichi variabili sono considerati affetti dai coefficienti di combinazione sismica.

Attraverso questa procedura si riesce a controllare che gli elementi strutturali abbiano le risorse di resistenza minime previste per "sopportare" l'aliquota di carico statico che secondo normativa è presente in fase sismica.

Qualsiasi ulteriore valutazione sulle risorse statiche dell'edificio ai sensi delle diverse combinazioni di carico statiche previste dalla normativa nel caso si vogliano indagare stati limite non sismici, non fanno parte della presente valutazione.

Capitolo 6.2 – Analisi dei carichi

- Scala interna:

Peso proprio	300 kg/m ²
Permanente	100 kg/m ²
Carico variabile	400 Kg/m ²

- Solaio tipo 2000:

Peso proprio	300 kg/ m ²
Permanente (inclusi tramezzi)	250 kg/ m ²
Carico variabile	300 kg/ m ²

- Solaio di copertura:

Peso proprio	400 kg/ m ²
Permanente	100 kg/ m ²
Neve	104 kg/ m ²

Data la natura degli elementi resistenti collocati sopra la prima elevazione in cemento armato le tamponature sono state considerate esplicitamente nella modellazione.

Capitolo 6.3 – Determinazione dell'azione sismica

Attraverso una procedura implementata all'interno del programma di calcolo è possibile ricostruire gli spettri di progetto relativi ai calcoli sismici ed i relativi parametri di pericolosità sismica per la zona in esame.

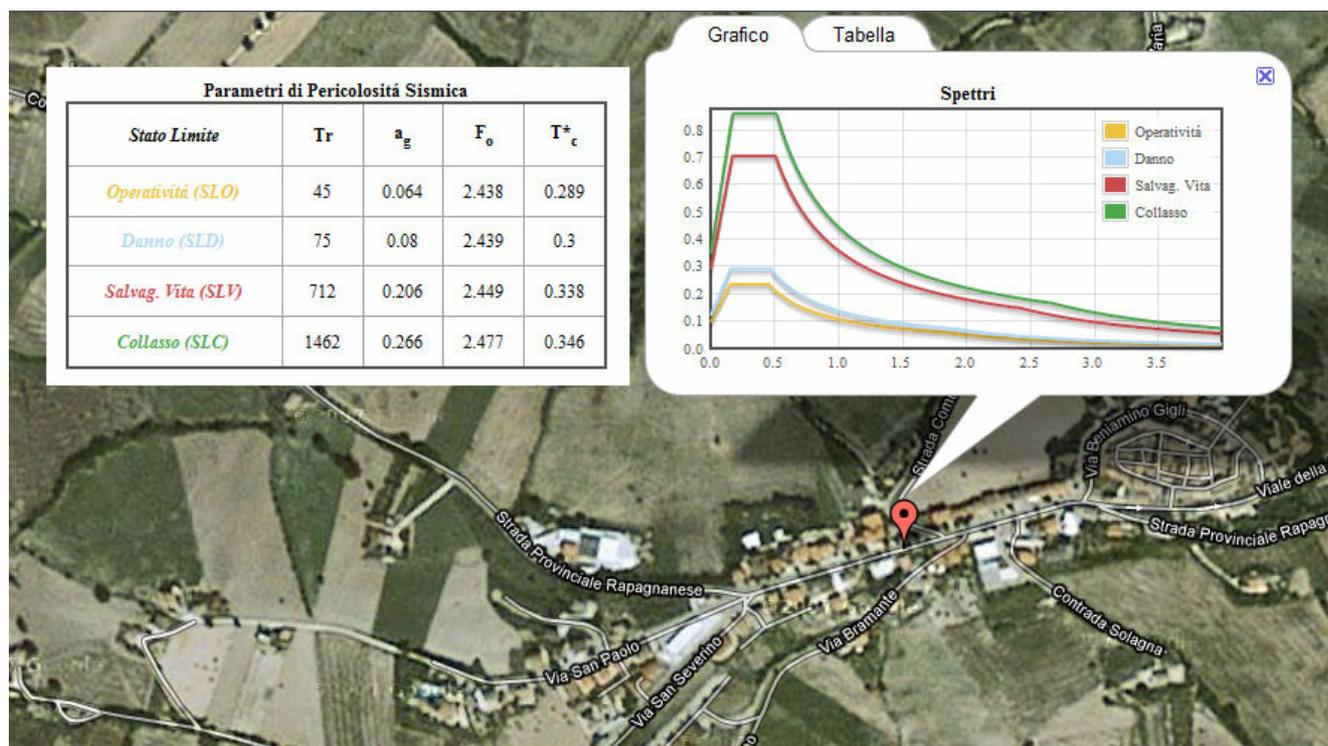


Figura 5

Per controllare la bontà dei dati proposti dal software si utilizza in appoggio il software "Spettri NTC v.1.03" del C.S.LL.PP. ideato esclusivamente per ricavare gli spettri di progetto secondo la procedura prevista del DM 14 gennaio 2008.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

13,59045

LATITUDINE

43,16047

Ricerca per comune

REGIONE

Abruzzo

PROVINCIA

L'Aquila

COMUNE

L'Aquila

Elaborazioni grafiche

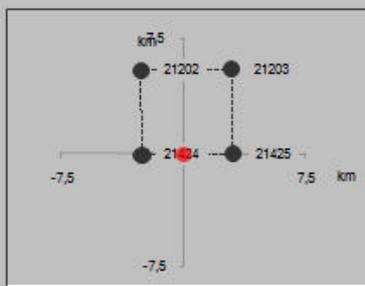
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{V_R} = 81\%$
SLD - $P_{V_R} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{V_R} = 10\%$
SLC - $P_{V_R} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Rispostasismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1,382$

$C_C = 1,551$ info

Categoria topografica **T2** info

$h/H = 1,000$

$S_T = 1,200$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **3**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

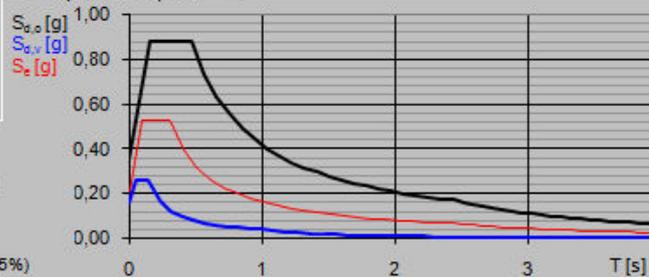
$\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

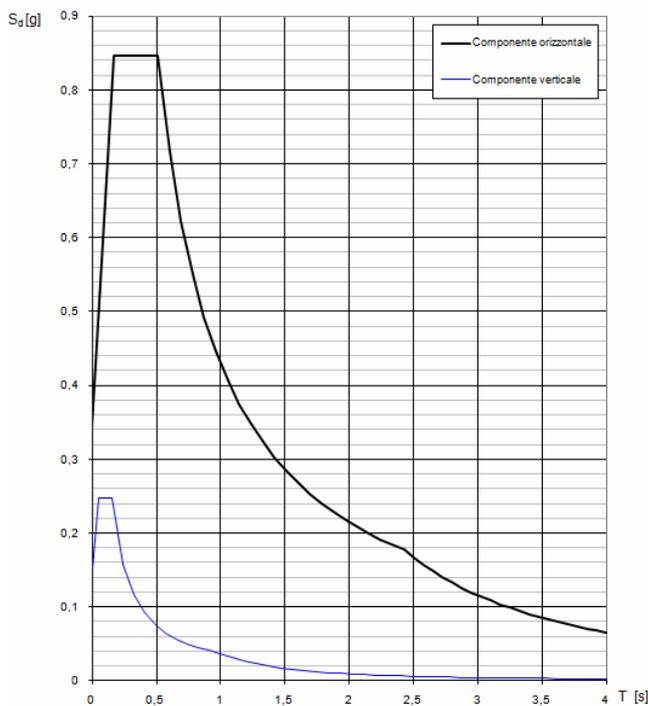
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,206 g
F_a	2,443
T_c	0,538 s
S_s	1,387
C_C	1,502
S_T	1,200
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,676
η	1,000
T_a	0,169 s
T_c	0,507 s
T_b	2,425 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10(5+\xi)} \geq 0,55, \eta \geq 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; 3.2.3.5})$$

$$T_a = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.3})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_a \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \left[\frac{T}{T_a} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_a} \right) \right]$$

$$T_a \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \left(\frac{T_c \cdot T_b}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η_q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0,000	0,346
0,169	0,847
0,507	0,847
0,539	0,718
0,630	0,623
0,731	0,550
0,813	0,483
0,864	0,446
1,055	0,407
1,147	0,375
1,238	0,347
1,329	0,323
1,421	0,303
1,512	0,284
1,603	0,268
1,695	0,254
1,786	0,241
1,877	0,229
1,969	0,218
2,060	0,209
2,151	0,200
2,243	0,192
2,334	0,184
2,425	0,177
2,500	0,167
2,575	0,157
2,650	0,148
2,725	0,140
2,800	0,133
2,875	0,126
2,950	0,120
3,025	0,114
3,100	0,108
3,175	0,103
3,250	0,099
3,325	0,094
3,400	0,090
3,475	0,086
3,550	0,083
3,625	0,079
3,700	0,076
3,775	0,073
3,850	0,070
3,925	0,068
4,000	0,065

La corrispondenza tra i dati confrontati sancisce la correttezza dei parametri calcolati attraverso il plug-in incluso nel software di calcolo.

Capitolo 6.5 – Determinazione dell'azione della neve

Il valore caratteristico della neve al suolo viene determinato in funzione dell'altezza s.l.m. della città di Rapagnano (Fm) che risulta essere di circa 314 metri.

Poiché Rapagnano è collocata in Zona II – Mediterranea, si ottiene:

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + (a_s / 481)^2 \right] = 1,30 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Presi unitari il coefficiente termico e di esposizione, il coefficiente di forma è pari a 0,8 per cui il carico di neve definitivo è pari a $0,8 \times 130 = 104 \text{ Kg/m}^2$.

Capitolo 7 – Criteri generali di valutazione della vulnerabilità per azioni sismiche

Capitolo 7.1 – analisi di regolarità

Regolarità in pianta

Punto a) – Configurazione in pianta compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.

I dati relativi alla distribuzione di masse e rigidezze così come estrapolabili dalle seguenti figure, sottolineano la regolarità strutturale in pianta di tutti i piani del fabbricato.

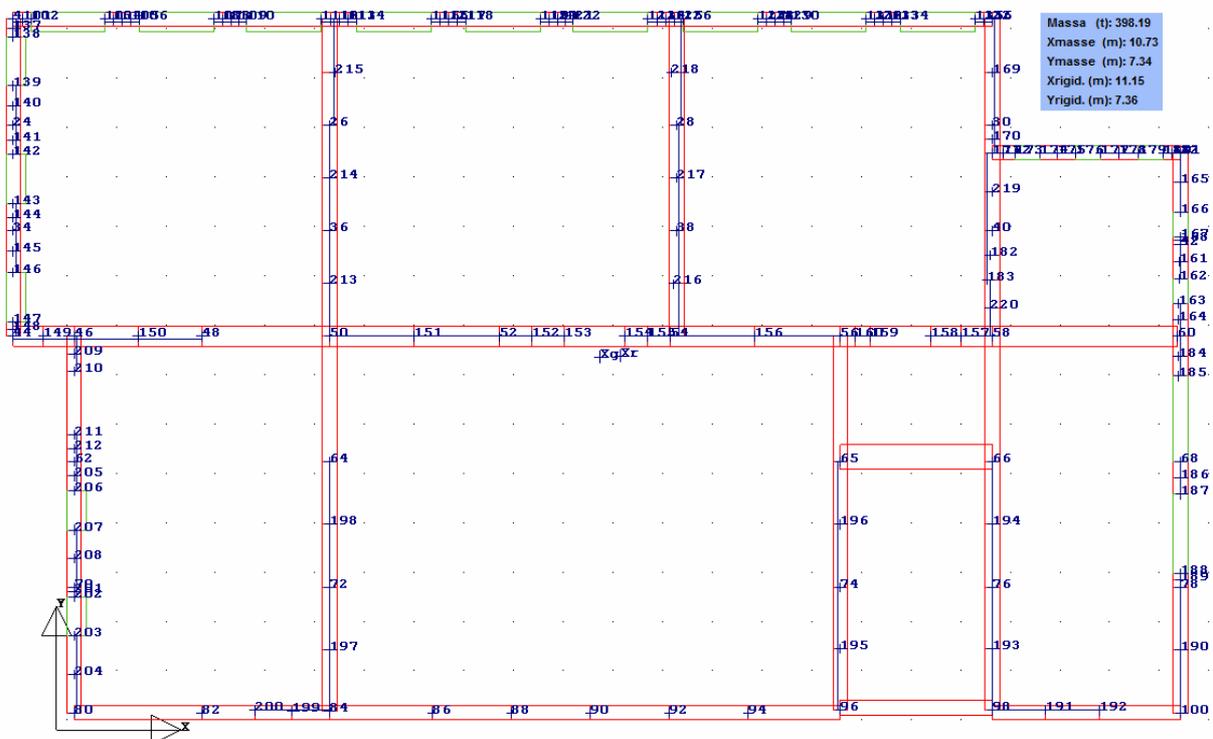


Figura 6 - Piano Terra

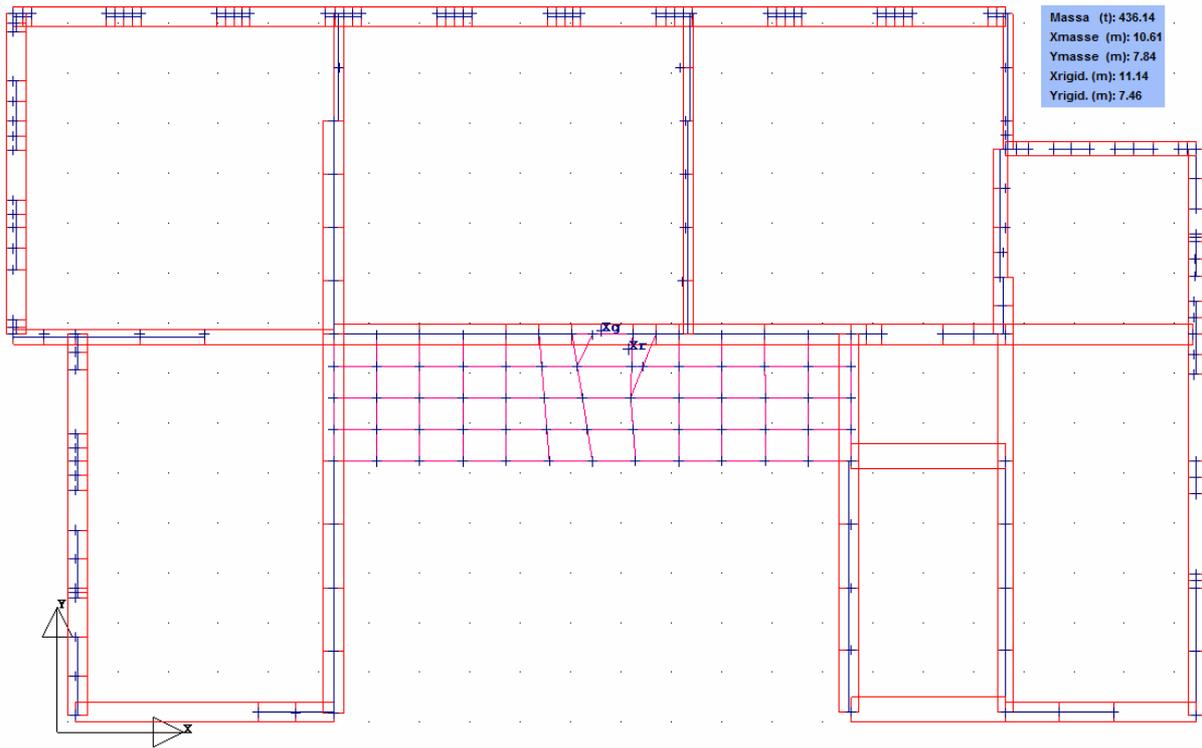


Figura 7 - Piano di primo

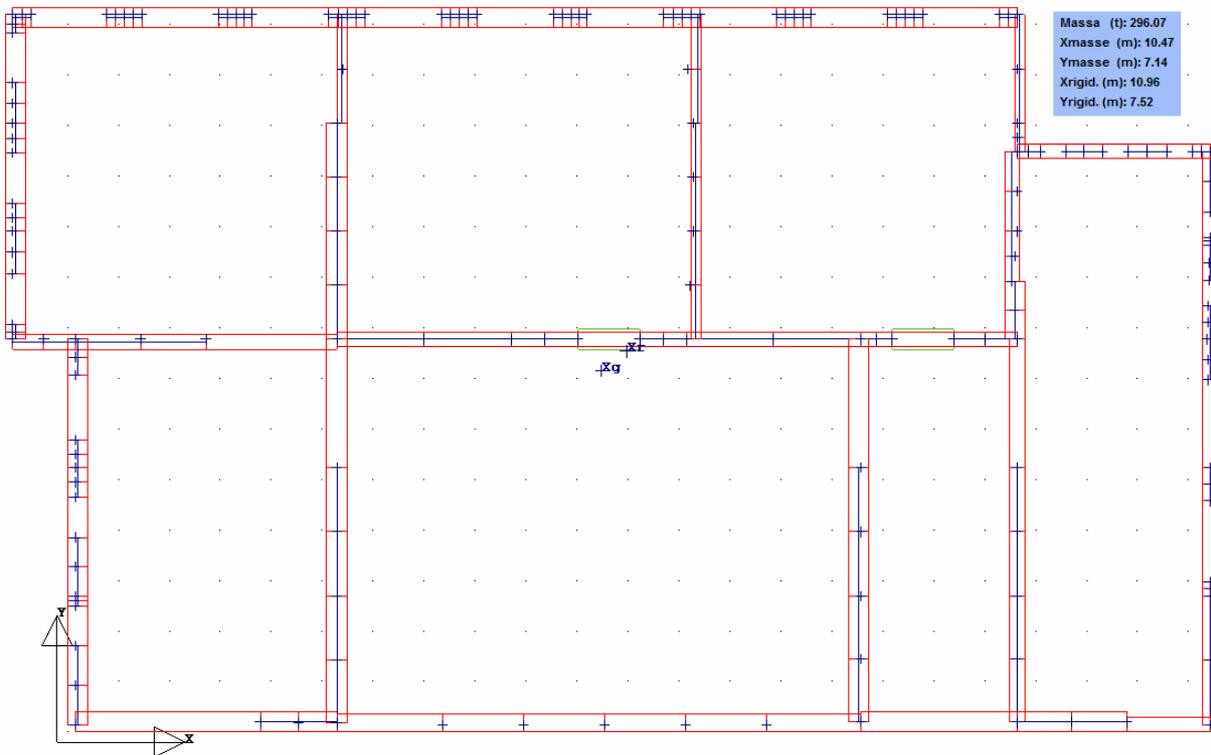


Figura 8 - Piano di copertura

Punto b) – Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta inferiore a 4.

Tale requisito è soddisfatto; infatti le dimensioni in questione sono 24 metro lungo X e 14,5 metri lungo Y. Pertanto tale rapporto è pari a $24/14,5=1,65$

Punto c) – Rientri e sporgenze inferiori al 25%.

Tale requisito può essere controllato verificando che l'area del rettangolo in cui la costruzione è inscritta e l'area lorda in pianta della costruzione stessa differiscano di meno del 25%.

Area rettangolo circoscritto: $24 \times 14,5 = 348 \text{ m}^2$

Area pianta piano tipo: 330 m^2

$330/348 = 0,95$, dunque il 5%.

La verifica è soddisfatta.

Punto d) – Solai infinitamente rigidi nel piano

Requisito soddisfatto

Regolarità in elevazione

Punto e) – Tutti i sistemi resistenti verticali (telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Da questo punto di vista la struttura non può essere assolutamente definita regolare; la particolare genesi costruttiva dell'edificio scorpora addirittura in due i sistemi resistenti, sovrapponendo a quello in cemento armato che spicca dalle fondazioni, quello in muratura che di fatto grava sul primo solo ed esclusivamente come massa sismica.

Punto f) – Massa e rigidezza pressoché costanti lungo l'altezza.

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE								
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)
1	3,75	398,20	10,74	7,34	11,16	7,37	0,42	0,02
2	7,40	436,14	10,62	7,85	11,15	7,47	0,53	-0,38
3	11,00	296,07	10,48	7,14	10,97	7,53	0,49	0,39

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO													
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X					DIREZIONE Y				
				Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta
1	3,75	398,20	0,0	585,29	20,64	28355	0,0	0,016	493,25	18,85	26169	0,0	0,018
2	7,40	436,14	9,5	447,64	12,75	35115	23,8	0,009	355,40	5,86	60665	131,8	0,005
3	11,00	296,07	-32,1	203,24	7,66	26534	-24,4	0,005	156,00	3,83	40696	-32,9	0,003

La carenza rilevata al punto precedente prende forma in tutta la sua criticità nella variazione di rigidezza che dal piano primo avviene passando al piano secondo, arrivando ad assumere valori superiori al 130 %

La verifica non può essere soddisfatta.

Punto g) – NON APPLICABILE

Punto h) – Controllo dei restringimenti tra impalcati (<30% rispetto al primo orizzontamento; <20% rispetto all'impalcato sottostante)

Volendo prendere in esame la dimensione in pianta dei singoli impalcati, si ricorda il restringimento interno al fabbricato, che si registra passando dal piano terra al piano primo.

Tale restringimento assume il valore percentuale di $280/330 = 15.2\%$ pertanto rimane contenuto nei limiti di norma.

La verifica è dunque soddisfatta.

Capitolo 7.2 – Classificazione degli elementi strutturali

Gli elementi strutturali sono classificati in base ai probabili meccanismi di rottura a cui potrebbero andare incontro in caso di sisma. A seconda del tipo di analisi che viene svolta, l'interpretazione di tali caratteristiche di comportamento possono differire.

Nel caso di esecuzione di pushover gli elementi vengono classificati automaticamente dal programma che è in grado di cogliere durante l'analisi se a determinare la crisi è un meccanismo fragile (taglio o pressoflessione fragile) o duttile (flessione o pressoflessione). La gerarchia dei meccanismi viene impostata mediante un confronto tra le capacità rotazionali degli elementi e quelle resistenti a taglio (tenendo comunque conto dell'aliquota di resistenza a taglio sottratta dai carichi statici).

Una notazione importante riguarda invece l'assegnazione del "Tipo di elemento" che viene proposta dal programma utilizzato per l'analisi di ogni elemento. La necessità di non imporre i controlli previsti per gli elementi strutturali che devono essere verificati in termini di "gerarchia delle resistenze" secondo i criteri previsti dal DM08 per la Classe A e Classe B, costringe l'utente ad assegnare agli elementi trave e pilastri modellati nel software la dicitura "secondari"; questo termine non deve confondersi con l'analogo presente nel DM08 al §7.2.3, ma significa solo che quell'elemento verrà considerato sismo resistente senza che per esso vengano controllati i parametri legati al rispetto della gerarchia delle resistenze (ad esempio applicazione dei coefficienti di sovraresistenza al pilastro ed abbinato confronto di forza tra trave-pilastro).

Capitolo 7.3 – Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica

L'analisi dello stato tensionale degli elementi murari mostra la presenza di pareti sottoposte ad un carico di pressione che non supera la resistenza caratteristica a compressione delle murature ($F_{vk} = 40 \text{ Kg/cm}^2$ tenendo conto del fattore di confidenza $FC=1,2$), ma che scavalca il valore limite imposto dalla normativa (ottenuto dividendo F_{vk} per il $\gamma_m = 3,0$).

La seguente figura tipo colormap evidenzia le pareti critiche:

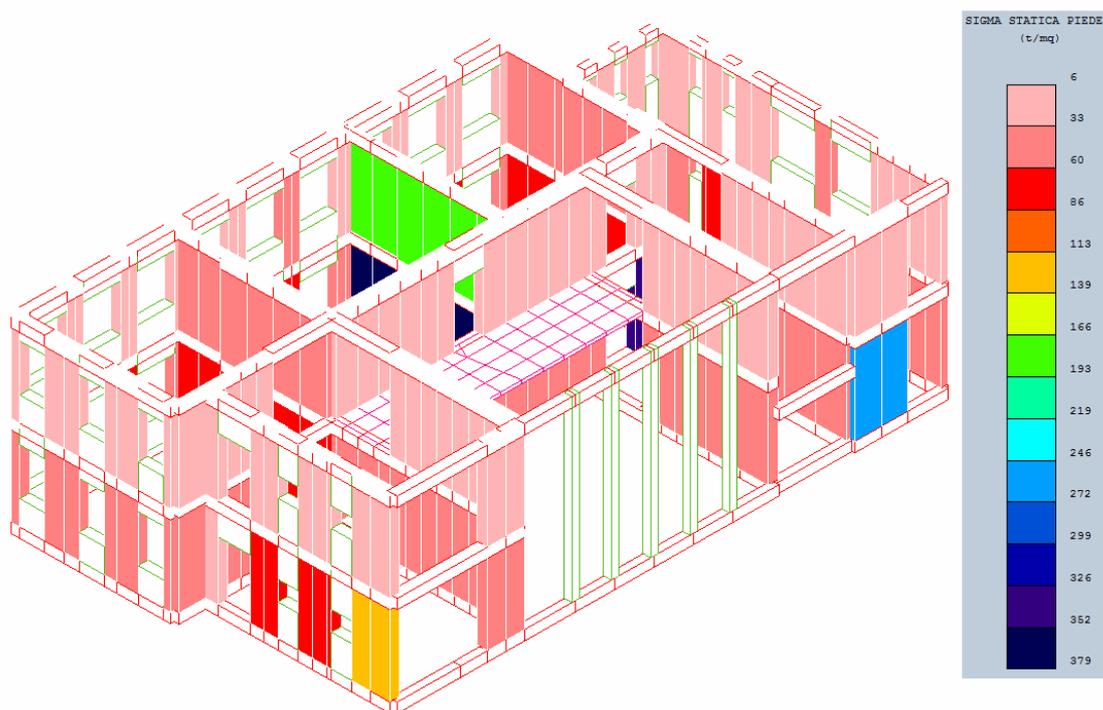


Figura 9 – Stato tensionale statico al piede

A rigore di norma dunque tutte le pareti che superano la tensione statica di $40/3 = 13,3 \text{ Kg/cm}^2$ non verificano, tuttavia ai fini dell'analisi sismica e del giudizio di vulnerabilità globale del fabbricato, si può affermare che gli elementi murari sono impegnati entro i loro limiti di resistenza, anche se in alcuni casi la situazione tensionale è vicina al valore di soglia di attenzione.

Per quello che riguarda gli elementi in cemento armato, volendo porre maggior attenzione sullo stato tensionale dei pilastri, gravati totalmente dal peso delle murature soprastanti il piano interrato, non si rilevano crisi di tipo fragile.

In definitiva, le risultanze delle indagini visive eseguite in situ che non hanno evidenziato la presenza di quadri fessurativi degni di attenzione, nonché l'analisi critica dei risultati delle verifiche strutturali sotto la combinazione statica di riferimento, permettono di affermare che la struttura possiede le risorse necessarie per sopportare in sicurezza i carichi statici di norma mediamente presenti durante un evento sismico.

Capitolo 7.4 – Idoneità statica dei solai

Allo stato attuale i solai non mostrano segni di degrado o quadri fessurativi che possano far ritenere significative delle indagini specifiche sulla stabilità degli impalcati. In più dai dati progettuali originari si evince che gli stessi solai sono stati calcolati per sorreggere un carico accidentale di 300 Kg/m^2 , proprio quello che la norma attuale prevede per i complessi scolastici.

Capitolo 7.5 – Identificazione degli interventi urgenti

Non si identificano interventi urgenti particolari, tuttavia si suggerisce che nella fase progettuale di adeguamento sismico si ponga attenzione anche alle pareti in muratura particolarmente sollecitate dai carichi statici.

Capitolo 8 – Aspetti ulteriori per la valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato

Capitolo 8.1 – Presenza di elementi strutturali “secondari”

Non ci sono elementi riconducibili a tale categoria.

Capitolo 8.2 – Presenza di elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti

Non ci sono elementi riconducibili a tale categoria.

Capitolo 8.3 – Modellazione delle tamponature sismo rilevanti

Come già accennato in precedenza, l'analisi prevede l'inserimento di elementi murari in corrispondenza dei piani sopra quello seminterrato. Le indagini visive in situ hanno evidenziato il buono stato materico e di conservazione degli elementi in muratura che sono stati inseriti nel modello di calcolo ma che, per le ragioni prima esposte, forniscono un contributo assolutamente trascurabile in termini di resistenza e deformabilità globali.

Nel caso di analisi statica non lineare il programma modella i maschi murari riconducendoli ad elementi propri di un telaio equivalente, attivando tutti i controlli previsti dalla normativa vigente per le strutture esistenti in muratura. L'eventuale accoppiamento con gli elementi in cemento armato che di fatto confinano e dunque rinforzano i pannelli murari, non avviene tenendo conto dell'eventuale interazione laterale presente nell'interfaccia di contatto muratura / cemento armato, bensì nel rispetto dell'ipotesi di congruenza degli spostamenti laterali nodali guidati dalle capacità deformative degli elementi in muratura. In questo modo ogni elemento verticale contribuisce con le proprie caratteristiche di deformabilità e resistenza fino al superamento dei limiti deformativi imposti dalle formule normative.

Capitolo 9 – Modellazione della struttura

Il programma utilizzato per l'analisi è il CDS versione 2009, n. licenza 18141.

Ricordate le note sopra descritte riguardo i principi di modellazione delle pareti in muratura, la struttura non presenta per il resto singolarità degne di particolare menzione, sennò quella di aver escluso per scelta propria l'inserimento delle pareti del fronte principale caratterizzate una serie di aperture ad oblò.

I solai sono considerati infinitamente rigidi, gli elementi in c.a. sono stati armati con un quantitativo di barre longitudinali e trasversali così come è stato desunto ed ipotizzato attraverso i dati ricavati dalle indagini in situ.

Le capacità rotazionali degli elementi in c.a., da considerarsi per l'analisi statica non lineare, sono calcolate automaticamente dal software in base alle formule di normativa, tenendo conto di ancoraggi efficaci, ma di staffe non confinanti.

Le armature trasversali delle travi sono state implementate nel programma tenendo conto del contributo dei piegati: non avendo informazioni circa l'esatta collocazione dei sagomati che comunque sono presenti all'interno delle travi, si è deciso di ricorrere al semplice raddoppio del passo d'armatura in corrispondenza delle estremità. Da questo punto di vista si è fatto affidamento ad una consuetudine dell'epoca di costruzione quando la normativa indicava l'opportunità di attribuire metà del taglio di calcolo alle staffe e metà ai piegati.

Per i pilastri si è fatto ricorso all'assegnazione di un quantitativo di armatura trasversale (staffe) che, per considerazioni legate al ruolo strutturale assegnabile a ciascun ritto, è stato desunto dai dati ricavati dagli elementi direttamente indagati.

Nei pilastri il passo delle staffe è risultato abbastanza variabile per cui ai fini della modellazione si è ritenuto necessario utilizzare un passo medio.

Per quello che riguarda le caratteristiche dei materiali sono state assegnate agli elementi murari e di cemento armato le seguenti proprietà meccaniche.

Muratura

Tipologia di partenza: muratura piena e mattoni di calce;

Elaborando in modo prestazionale le indicazioni di norma, alla muratura sono stati assegnati i valori superiori inclusi nella Tab. C8A.2.1, arrivando ai seguenti dati:

$$f_m = 320 \text{ N/cm}^2;$$

$$t_0 = 7,6 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$W = 18 \text{ kN/m}^3$$

Applicando poi i coefficienti migliorativi relativi alla malta buona e tenendo conto del fattore di confidenza pari ad 1,2 (LC 2) si ottengono i seguenti valori definitivi.

Des.	Mattoni pie
Gamma kg/mc	1800
Caratteristiche Meccanici	
Fk mur. kg/cm ²	48
Fkv mur. kg/cm ²	1,13
Mod. E kg/cm ²	22500
Mod. G kg/cm ²	7500
Deform.Ultime	
A taglio (u/h)	0,004
A Fless. (u/h)	0,006
Caratter. Mecc. / Fatt.Conf	
Fk mur. kg/cm ²	40
Fkv mur. kg/cm ²	0,94186868
Mod. E kg/cm ²	18750
Mod. G kg/cm ²	6250

Una nota a parte va comunque fatta per i valori di E e G; infatti, la normativa segnala che i valori inclusi in tabella fanno riferimento a valori non fessurati, per cui le rigidità in fase di calcolo dovranno essere opportunamente ridotte. Conformemente a questa indicazione il programma dimezza automaticamente i valori di E e G sopra scritti.

Cemento armato

A travi e pilastri è stato assegnato lo stesso materiale. A partire dai dati ricavati dalle prove distruttive e non distruttive si ottengono i seguenti valori.

<table border="1"> <tr><td colspan="2">CLASSE MATERIALI</td></tr> <tr><td>Classe Cls</td><td>PROVIN</td></tr> <tr><td>Classe Acciaio</td><td>PROVIN</td></tr> <tr><td colspan="2">-----</td></tr> <tr><td>Mod.El. kg/cm²</td><td>208289</td></tr> <tr><td>Coeff. Poisson</td><td>0,2</td></tr> <tr><td>Peso Sp. kg/mc</td><td>2500</td></tr> <tr><td colspan="2">DATI DA PROVINI</td></tr> <tr><td>fcm kg/cm²</td><td>100</td></tr> <tr><td>fsm kg/cm²</td><td>3200</td></tr> <tr><td colspan="2">DATI DURABILITA'</td></tr> <tr><td>Tipo di Armat.</td><td>POCO S</td></tr> <tr><td>Condiz. Ambien</td><td>ORDINA</td></tr> <tr><td>Scarto Coprif. (cm)</td><td>0</td></tr> </table> <p>Figura 10 - Materiali analisi non lineare – valori di partenza</p>	CLASSE MATERIALI		Classe Cls	PROVIN	Classe Acciaio	PROVIN	-----		Mod.El. kg/cm ²	208289	Coeff. Poisson	0,2	Peso Sp. kg/mc	2500	DATI DA PROVINI		fcm kg/cm ²	100	fsm kg/cm ²	3200	DATI DURABILITA'		Tipo di Armat.	POCO S	Condiz. Ambien	ORDINA	Scarto Coprif. (cm)	0	<table border="1"> <tr><td>fck kg/cm²</td><td>83</td></tr> <tr><td>fcd kg/cm²</td><td>46</td></tr> <tr><td>rcd kg/cm²</td><td>46</td></tr> <tr><td>ftk kg/cm²</td><td>2667</td></tr> <tr><td>fyk kg/cm²</td><td>2667</td></tr> <tr><td>fyd kg/cm²</td><td>2319</td></tr> <tr><td>Ey kg/cm²</td><td>2100000</td></tr> <tr><td>eco %</td><td>0,2</td></tr> <tr><td>ecu %</td><td>0,35</td></tr> <tr><td>eyu %</td><td>1</td></tr> <tr><td>Rapp. Af(%)</td><td>50</td></tr> </table> <p>Figura 11 – Materiali non analisi lineare - valori di calcolo</p>	fck kg/cm ²	83	fcd kg/cm ²	46	rcd kg/cm ²	46	ftk kg/cm ²	2667	fyk kg/cm ²	2667	fyd kg/cm ²	2319	Ey kg/cm ²	2100000	eco %	0,2	ecu %	0,35	eyu %	1	Rapp. Af(%)	50
CLASSE MATERIALI																																																			
Classe Cls	PROVIN																																																		
Classe Acciaio	PROVIN																																																		

Mod.El. kg/cm ²	208289																																																		
Coeff. Poisson	0,2																																																		
Peso Sp. kg/mc	2500																																																		
DATI DA PROVINI																																																			
fcm kg/cm ²	100																																																		
fsm kg/cm ²	3200																																																		
DATI DURABILITA'																																																			
Tipo di Armat.	POCO S																																																		
Condiz. Ambien	ORDINA																																																		
Scarto Coprif. (cm)	0																																																		
fck kg/cm ²	83																																																		
fcd kg/cm ²	46																																																		
rcd kg/cm ²	46																																																		
ftk kg/cm ²	2667																																																		
fyk kg/cm ²	2667																																																		
fyd kg/cm ²	2319																																																		
Ey kg/cm ²	2100000																																																		
eco %	0,2																																																		
ecu %	0,35																																																		
eyu %	1																																																		
Rapp. Af(%)	50																																																		

I valori di calcolo sono ottenuti a partire da quelli di partenza applicando il fattore di confidenza $FC = 1,2$; questa procedura genera il valore di fck riportato in figura 11 che di fatto diviene il valore di resistenza del cemento armato usato per la modellazione delle capacità rotazionali degli elementi. Per le capacità di resistenza ai meccanismi fragili i valori di resistenza derivano da fck diviso $\gamma_c = 1,5$ (per il c.a.) o $\gamma_s = 1,15$ (per l'acciaio).

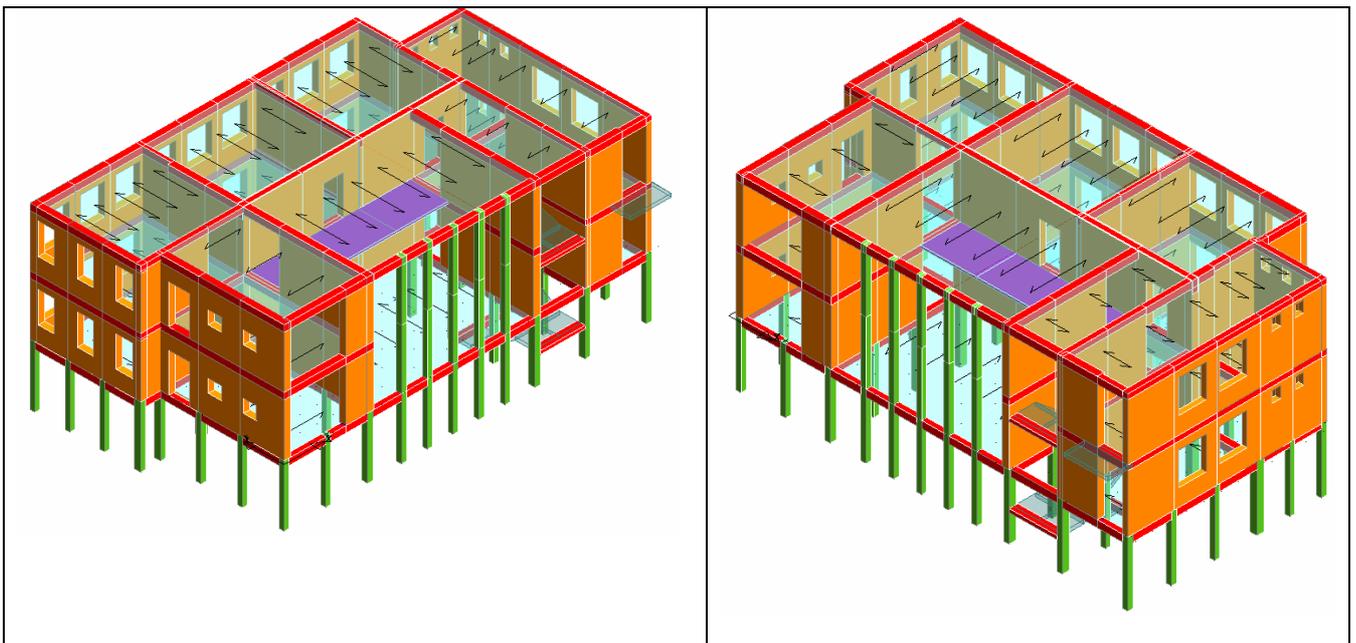
Da ricordare che il valore finale di resistenza ai meccanismi fragili per il calcestruzzo si

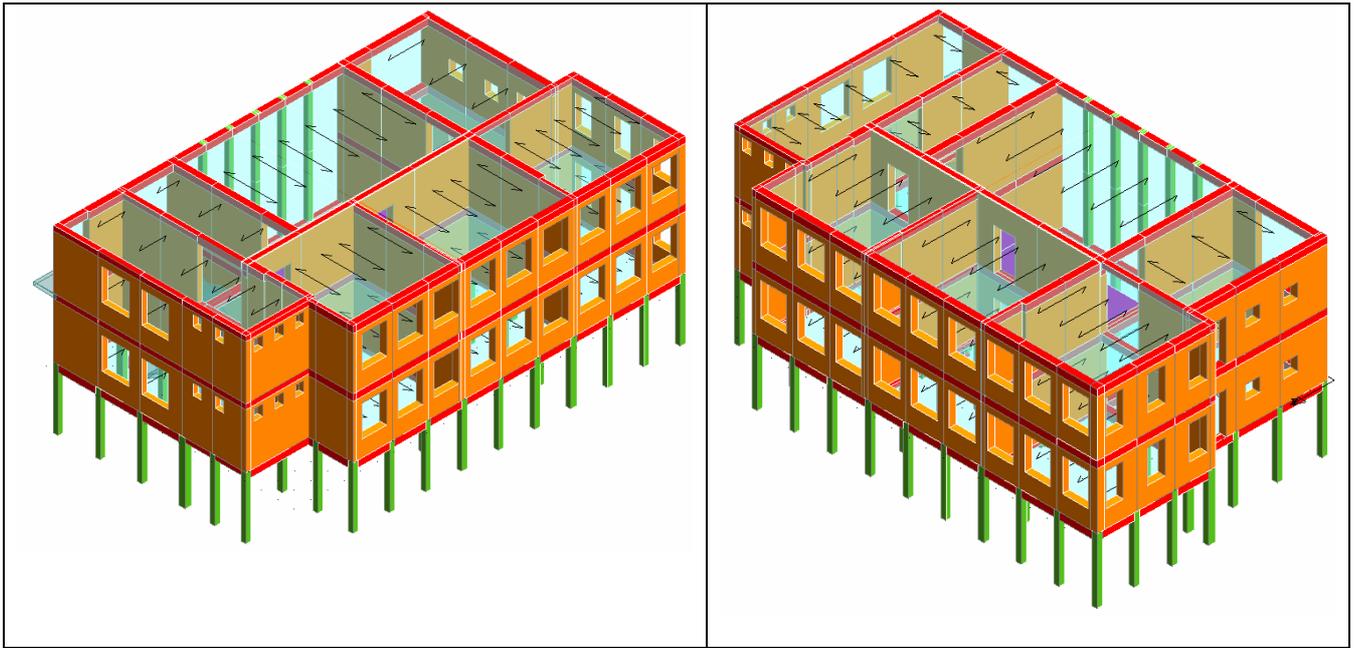
ottiene moltiplicando ulteriormente per il coefficiente $\alpha_{cc} = 0,85$; a tal proposito occorre sottolineare che l'uso di tale coefficiente, che tiene conto dell'effetto della diminuzione della resistenza del calcestruzzo quando sottoposto a carichi di lunga durata, è previsto dalla normativa ma non trova una logica applicabilità a calcestruzzi esistenti dove l'effetto di lunga durata si è già esplicitato ed è probabilmente già ricompreso nei valori di resistenza determinati con le prove sui materiali.

Per quanto riguarda l'analisi statica non lineare invece c'è da sottolineare che il valore di partenza del modulo elastico del cemento armato è esattamente quello sopra riportato; infatti, come è indicato dalla normativa, l'opportunità di dimezzare il valore di E è dovuto al voler tenere in conto la fessurazione del calcestruzzo, cosa che nel caso di analisi lineare è opportuna, mentre nel pushover è considerata intrinsecamente nell'analisi.

Il valore di percentuale di rigidezza torsionale assegnata agli elementi in c.a. è stato abbassato fino ad un 1%.

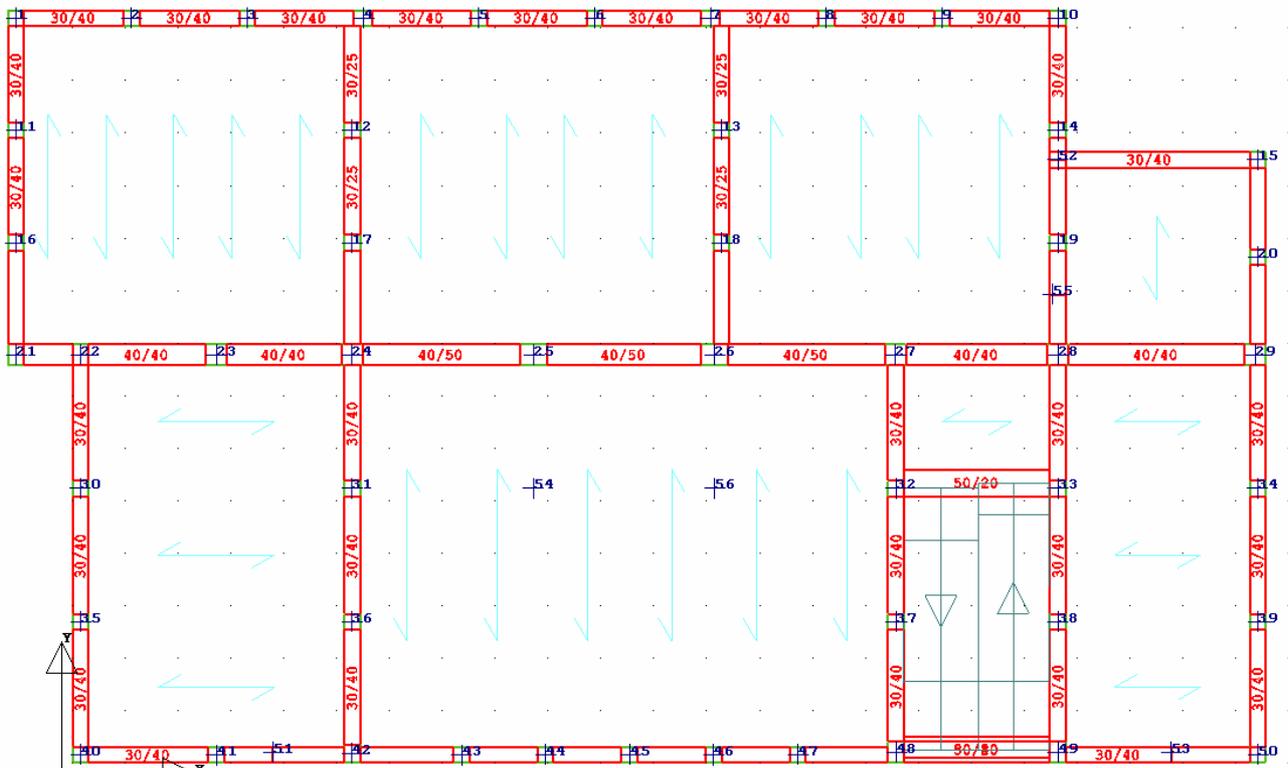
Dal punto di vista grafico il modello implementato è rappresentato dalle seguenti figure.





Il modello rappresenta con significativa conformità la struttura che caratterizza il complesso scolastico; è evidente la presenza del piano seminterrato che per sua natura e conformazione è di fatto un vero e proprio "piano soffice", intendendo con questo un piano resistente privo di tamponature che possano aiutare gli elementi in c.a. a resistere lateralmente mediante una opportuna azione di confinamento.

L'assegnazione dei fili fissi è la seguente:



Capitolo 10 – Input di calcolo

Normativa di riferimento	Pag. 2
Software di calcolo e numero licenza	Pag. 2
Caratteristiche dei materiali	Pag. 17
Parametri sismici	Pag. 19
Coordinate dei nodi	Pag. 20
Assegnazioni aste	Pag. 21
Assegnazione dei carichi	Pag. 22
Vincoli e cedimenti nodali	Pag. 27
Dati delle armature	Pag. 29

Capitolo 11 – Metodi di analisi e criteri di ammissibilità

Il metodo di base per l'analisi sismica della struttura è l'analisi statica non lineare (pushover); benchè soggetta ad una serie di criteri di ammissibilità (peraltro facilmente conseguibili in questi casi) nel caso di strutture miste come appunto questa in esame, la stessa norma suggerisce vivamente l'utilizzo dell'analisi non lineare perché ritenuta l'unica che riesca a tener contemporaneamente conto del comportamento di diverse tipologie di materiali strutturali.

Capitolo 11.3 – Caratterizzazione modale della struttura

Analizzando i dati relativi alla caratterizzazione modale della struttura si evince come essa sia dinamicamente caratterizzata da una significativa regolarità, soprattutto lungo la direzione X; si faccia caso soprattutto ai valori della massa partecipante nei primi due modi principali (traslazionali) riportati nella tabella sotto.

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE													
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	S d/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	12,818	0,49017	5,0		0,337	0,564	0,564	1,031	1,031	1	0,018007	0,004270	-0,00139
										2	0,029590	0,005538	-0,00161
										3	0,036678	0,006292	-0,00156
2	13,266	0,47364	5,0		0,348	0,564	0,564	1,031	1,031	1	-0,011212	0,033182	-0,001157
										2	-0,015860	0,044099	-0,001571
										3	-0,018531	0,050511	-0,001806
3	14,283	0,43989	5,0		0,351	0,564	0,564	1,031	1,031	1	0,017181	-0,015159	0,002392
										2	0,023618	-0,021072	0,003244
										3	0,028202	-0,024737	0,003798
4	36,820	0,17065	5,0		0,351	0,564	0,564	1,025	1,025	1	0,039244	-0,001384	0,000355
										2	0,011327	-0,000596	0,000122
										3	-0,038501	-0,000604	-0,000184
5	43,389	0,14481	5,0		0,336	0,532	0,532	0,933	0,933	1	-0,022119	0,058402	-0,002928
										2	-0,003220	0,008694	-0,000470
										3	0,022038	-0,061573	0,003104
6	44,841	0,14012	5,0		0,329	0,526	0,526	0,916	0,916	1	-0,019052	0,008519	-0,003067
										2	-0,004073	0,002419	-0,000579
										3	0,021746	-0,010697	0,003539
7	58,968	0,10655	5,0		0,285	0,482	0,482	0,797	0,797	1	-0,026436	-0,003385	0,000219
										2	0,034722	0,000799	-0,000017
										3	-0,021195	-0,002206	0,000224
8	73,445	0,08555	5,0		0,257	0,455	0,455	0,722	0,722	1	0,020773	-0,040553	0,000212
										2	-0,029845	0,055859	-0,003619
										3	0,018996	-0,038427	0,002492
9	76,708	0,08191	5,0		0,252	0,451	0,451	0,709	0,709	1	-0,011091	-0,006218	-0,001505
										2	0,015501	0,010879	0,001977
										3	-0,009465	-0,006845	-0,001332

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
SISMA DIREZIONE: 0°								
Massa eccitata (t): 1130.41 Massa totale (t): 1130.41 Rapporto:1								
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	32,223	100,00	1038,30	1	137,65	20,06	-77,65	71,17
				2	244,40	30,35	-204,95	153,82
				3	203,24	25,05	6,75	155,23
2	4,288	13,31	18,39	1	2,62	-19,98	88,66	
				2	3,72	-28,91	138,14	
				3	4,03	-22,61	103,79	
3	0,640	1,99	0,41	1	0,06	-1,51	-24,12	
				2	0,29	-2,10	-37,23	
				3	-0,11	-1,61	-27,82	
4	8,102	25,14	65,64	1	66,62	4,42	46,36	
				2	20,66	1,38	9,52	
				3	-50,28	-3,43	-35,22	
5	0,085	0,26	0,01	1	0,01	-0,48	3,98	
				2	-0,01	-0,07	0,73	
				3	0,00	0,39	-3,10	
6	0,540	1,67	0,29	1	0,39	-2,76	-23,80	
				2	0,06	-0,46	-5,14	
				3	-0,30	2,21	19,73	
7	2,713	8,42	7,36	1	14,61	0,54	-8,08	
				2	-19,90	-0,35	8,53	
				3	8,83	-0,06	-2,69	
8	0,065	0,20	0,00	1	0,01	-0,14	2,38	
				2	-0,02	0,23	-3,64	
				3	0,01	-0,11	1,61	
9	0,004	0,01	0,00	1	0,00	0,01	0,06	
				2	0,00	-0,02	-0,09	
				3	0,00	0,01	0,04	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
SISMA DIREZIONE: 90°								
Massa eccitata (t): 1130.41 Massa totale (t): 1130.41 Rapporto:1								
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	4,155	14,04	17,26	1	17,75	2,59	-10,01	119,07
				2	31,51	3,91	-26,43	257,36
				3	26,20	3,23	0,87	259,70
2	29,581	100,00	875,04	1	-18,04	137,86	-611,57	
				2	-25,67	199,40	-952,92	
				3	-27,80	156,00	-715,93	
3	14,474	48,93	209,51	1	-1,25	34,19	545,68	
				2	-6,54	47,55	842,25	
				3	2,57	36,35	629,51	
4	0,521	1,76	0,27	1	4,29	0,28	2,98	
				2	1,33	0,09	0,61	
				3	-3,24	-0,22	-2,27	
5	3,752	12,68	14,07	1	-0,49	21,42	-176,53	
				2	0,41	3,23	-32,50	
				3	-0,08	-17,16	137,61	
6	3,538	11,96	12,52	1	-2,57	18,08	156,04	
				2	-0,38	3,02	33,70	
				3	1,95	-14,52	-129,34	
7	0,102	0,34	0,01	1	0,55	0,02	-0,30	
				2	-0,75	-0,01	0,32	
				3	0,33	0,00	-0,10	
8	0,598	2,02	0,36	1	-0,09	1,24	-21,71	
				2	0,17	-2,07	33,25	
				3	-0,10	0,99	-14,68	
9	1,173	3,96	1,38	1	0,01	4,71	20,86	
				2	0,00	-7,35	-30,24	
				3	-0,01	3,26	13,08	

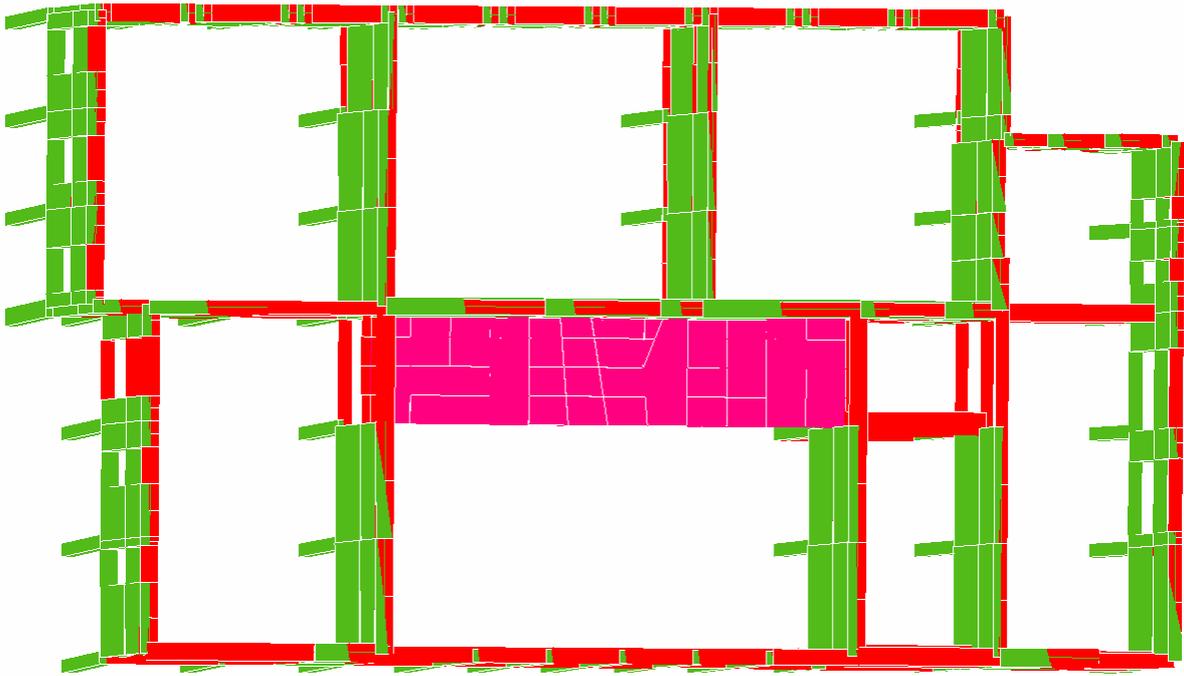


Figura 10 - Modo 1 – traslazionale lungo y

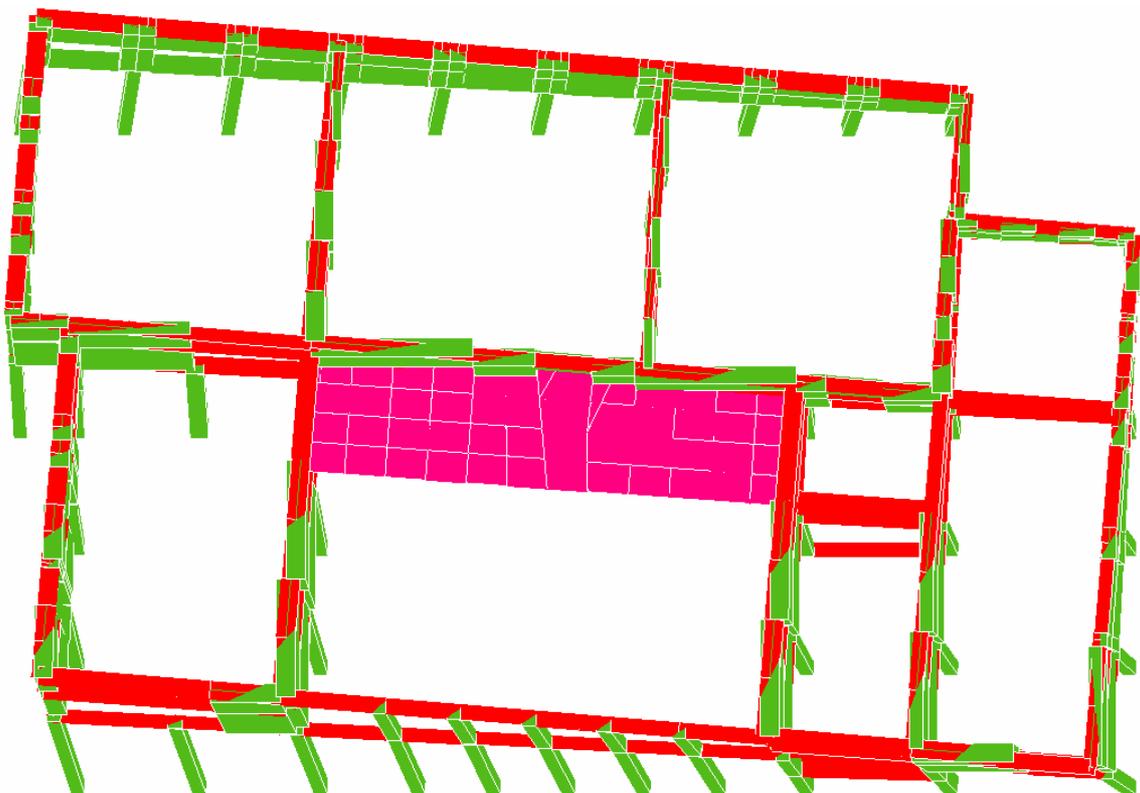


Figura 11 - Modo 2 – traslazionale lungo x

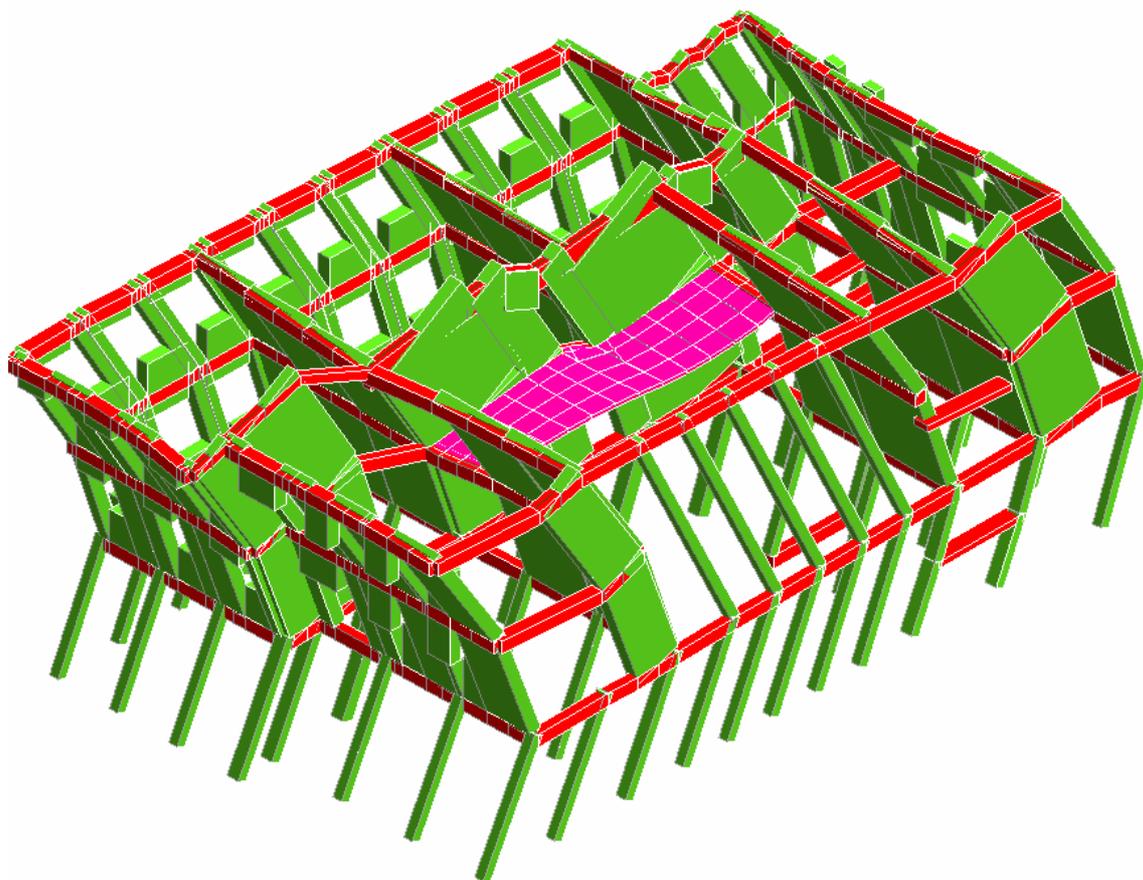


Figura 12 - Modo 4 – flessionale

Modo	Periodo (sec)	M% X	M% Y
1	0,49	91,8	1,5
2	0,47	1,6	77,4
3	0,44	-	-
4	0,17	5,8	18,5
-	TOT	99,2	97,4

E' evidente che i modi flessionali interessano una massa non trascurabile poiché coinvolgono in gran parte la dinamica dei setti di muratura.

Come sarà poi confermato dai risultati dell'analisi questo comportamento dinamico è causato dal fatto che la struttura si comporta praticamente come un oscillatore semplice, la cui massa totale è collocata sopra il piano seminterrato, di fatto l'unico

rappresentativo della rigidezza laterale globale (si ricorda che le pareti murarie non arrivano in fondazione e dunque praticamente non interagiscono in termini di resistenza e rigidezza globali).

Capitolo 11.7 – Analisi statica non lineare (pushover)

L'analisi statica non lineare può essere applicata alle condizioni riportate nel capitolo C8.7.1.4 della Circolare 02 febbraio 2009 n. 617, istruzioni applicative del DM 14 gennaio 2008, che sono appunto totalmente rispettate nel caso in esame.

Capitolo 12 – Output di calcolo

Caratteristiche dinamiche della struttura	Pag. 44
Coordinate baricentri di massa e rigidezza	Pag. 47
Verifica aste in elevazione	Pag. 24
Risultati pushover	Pag. 48

Capitolo 13 – Verifiche di vulnerabilità sismica

Analisi statica non lineare

Con l'obiettivo di valutare le potenzialità duttili della struttura, viene eseguita una analisi statica non lineare attraverso la quale si vuol controllare la capacità della struttura di deformarsi lateralmente (condizione fondamentale per l'innescò di plasticizzazioni strutturali).

A tal proposito vengono lanciate 16 analisi non lineari, tenendo conto delle varie eccentricità accidentali.

Si ricorda che le deformazioni ultime a taglio e flessione per murature esistenti sono rispettivamente lo 0,4% e lo 0,6% dell'altezza del pannello.

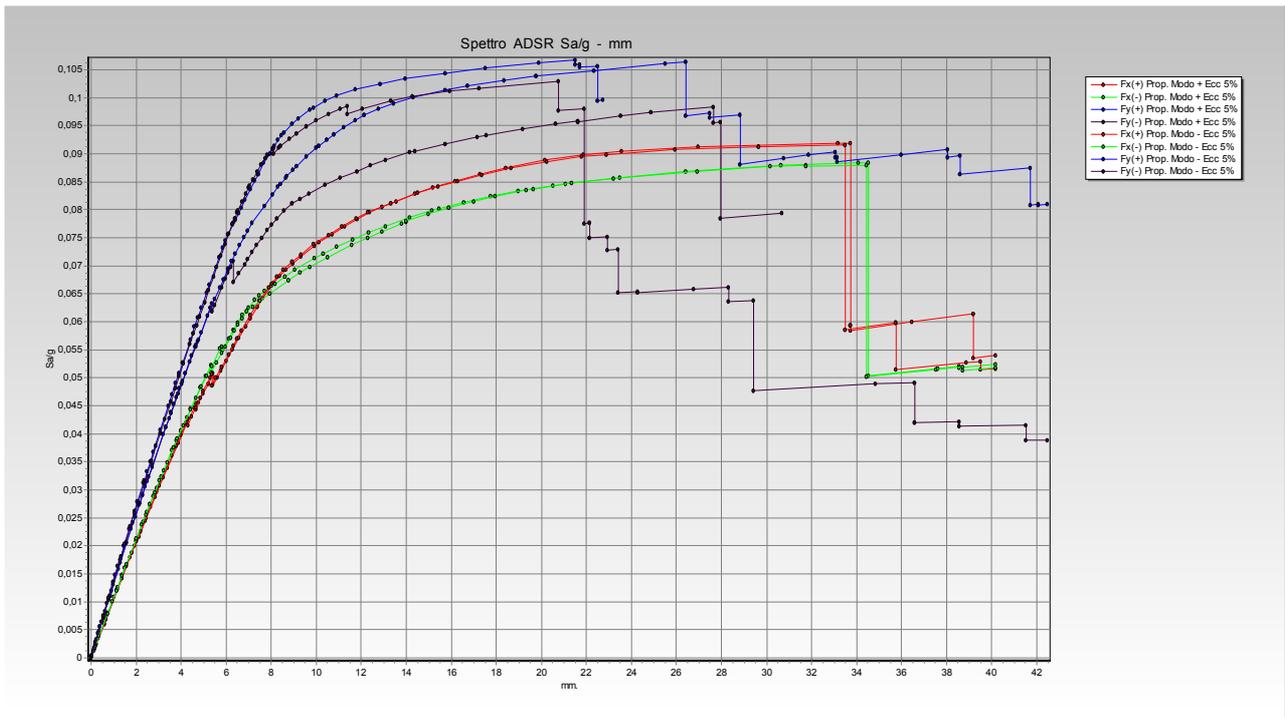


Figura 13 - Curve di capacità pushover modali

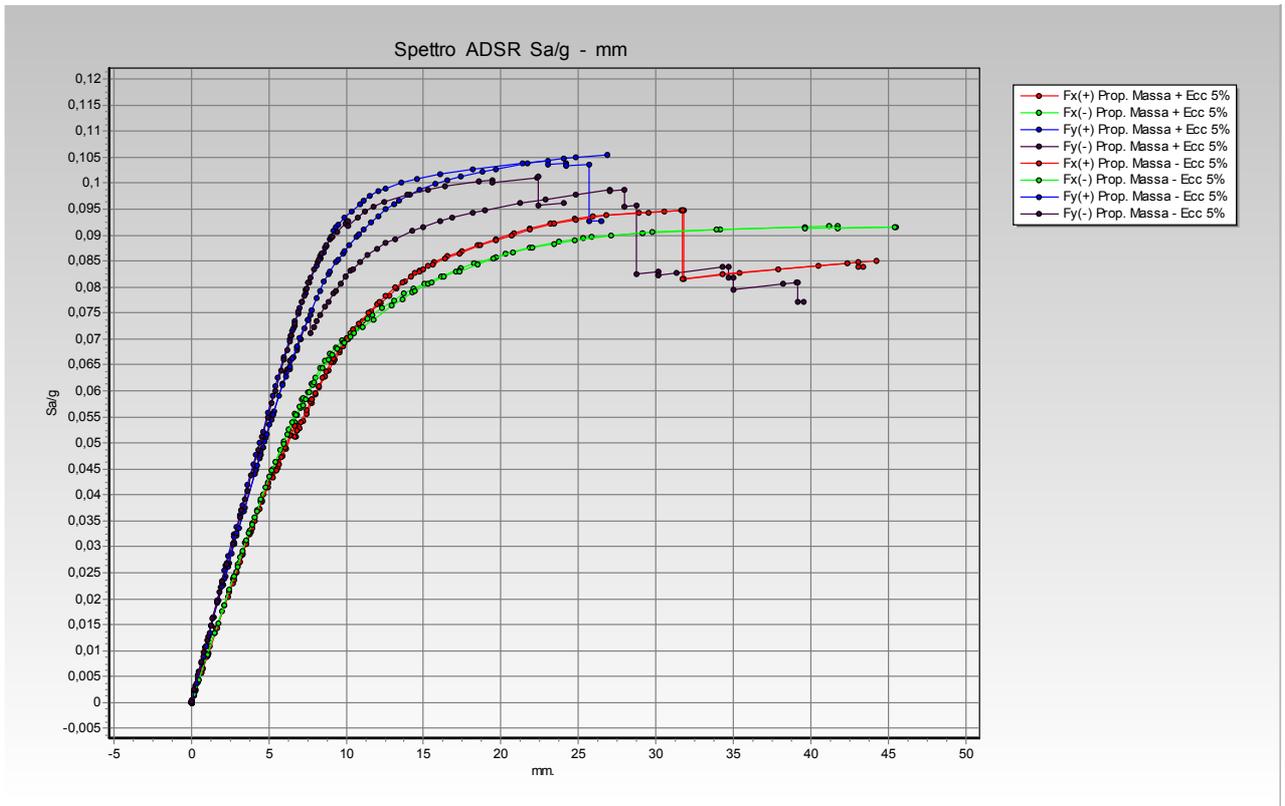


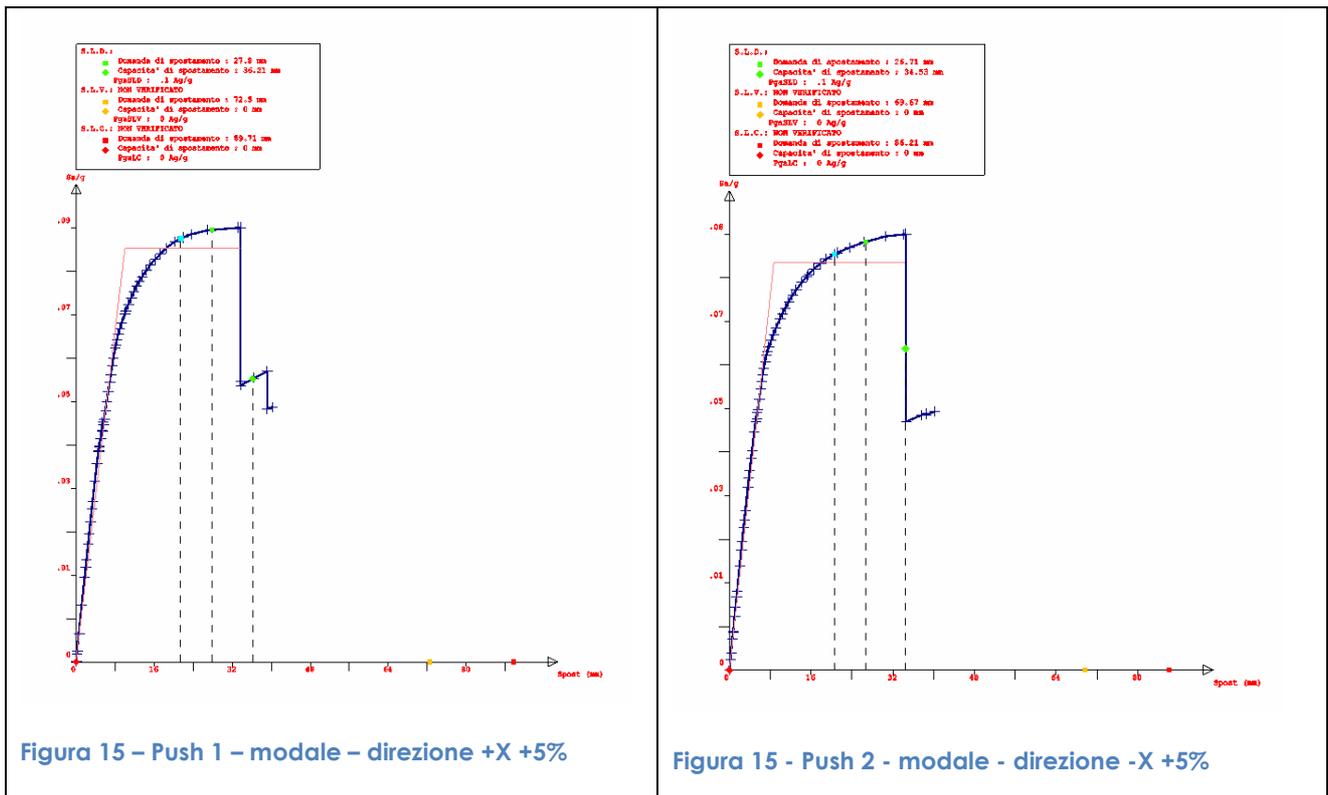
Figura 14 - Curve di capacità pushover massa

Per opportunità di lettura si sottolinea che le curve Verdi e Rosse indicano la direzione X, mentre le curve Blu e Nere la direzione Y.

I dati derivanti dalle curve ci dicono sostanzialmente che, rispetto alla direzione Y, lungo la direzione X la struttura possiede maggiori capacità di spostamento a fronte però di una minore capacità resistente.

Analisi della pushover di tipo modale

Riportiamo le curve in formato ADSR delle analisi statiche non lineari condotte secondo i criteri associati al profilo di forzanti laterali proporzionali ai modi di vibrare.



S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 23.05 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 15.69 mm
 PgaSLD : .05 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 60.11 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLV : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 74.38 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLC : 0 kg/g

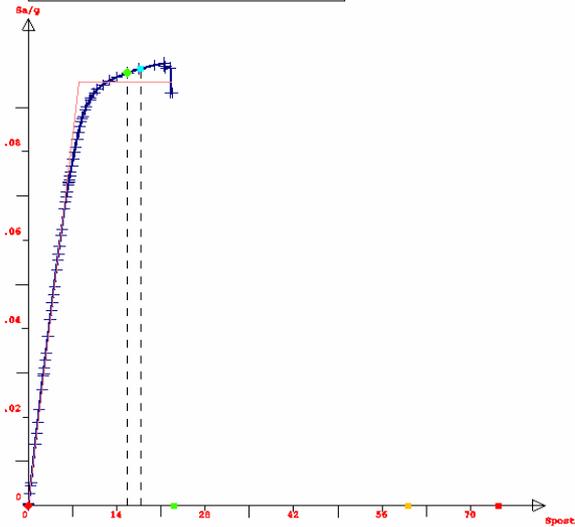


Figura 16 - Push 3 - modale - direzione +Y +5%

S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 23.86 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 19.66 mm
 PgaSLD : .06 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 62.24 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLV : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 77.02 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLC : 0 kg/g

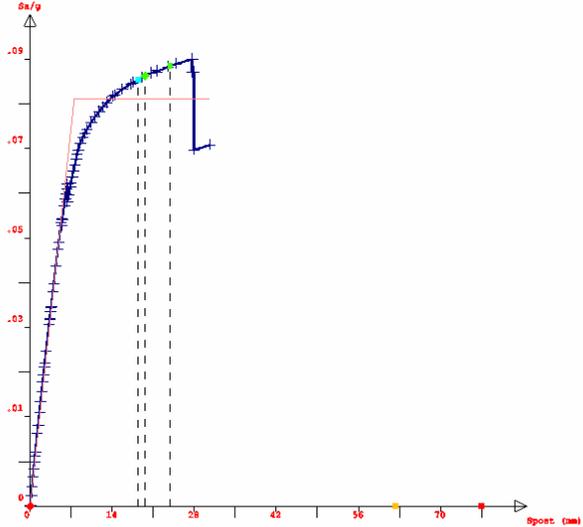


Figura 17 - Push 4 - modale - direzione -Y +5%

S.L.D.:
 ■ Domanda di spostamento : 27.66 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 35.76 mm
 PgaSLD : .1 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 72.13 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLV : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 89.26 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLC : 0 kg/g

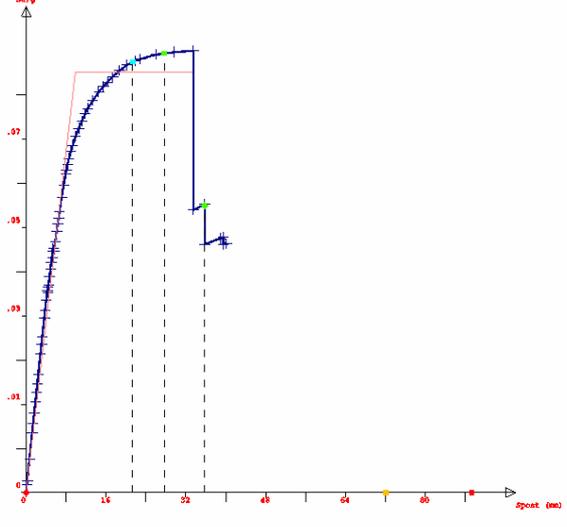


Figura 19 - Push 9 - modale - direzione +X -5%

S.L.D.:
 ■ Domanda di spostamento : 26.43 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 34.44 mm
 PgaSLD : .1 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 69.94 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLV : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 85.3 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 0 mm
 PgaSLC : 0 kg/g

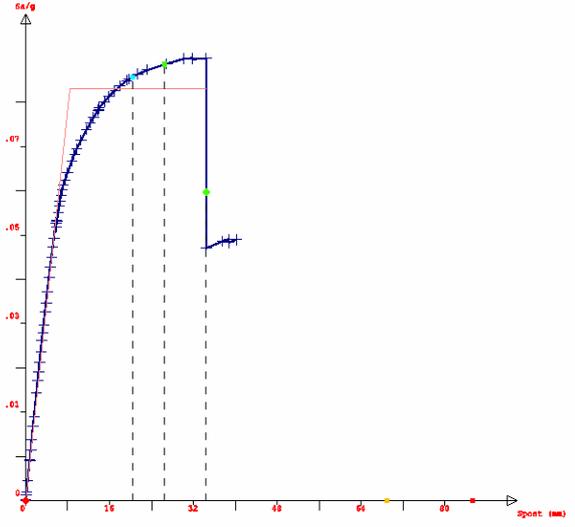
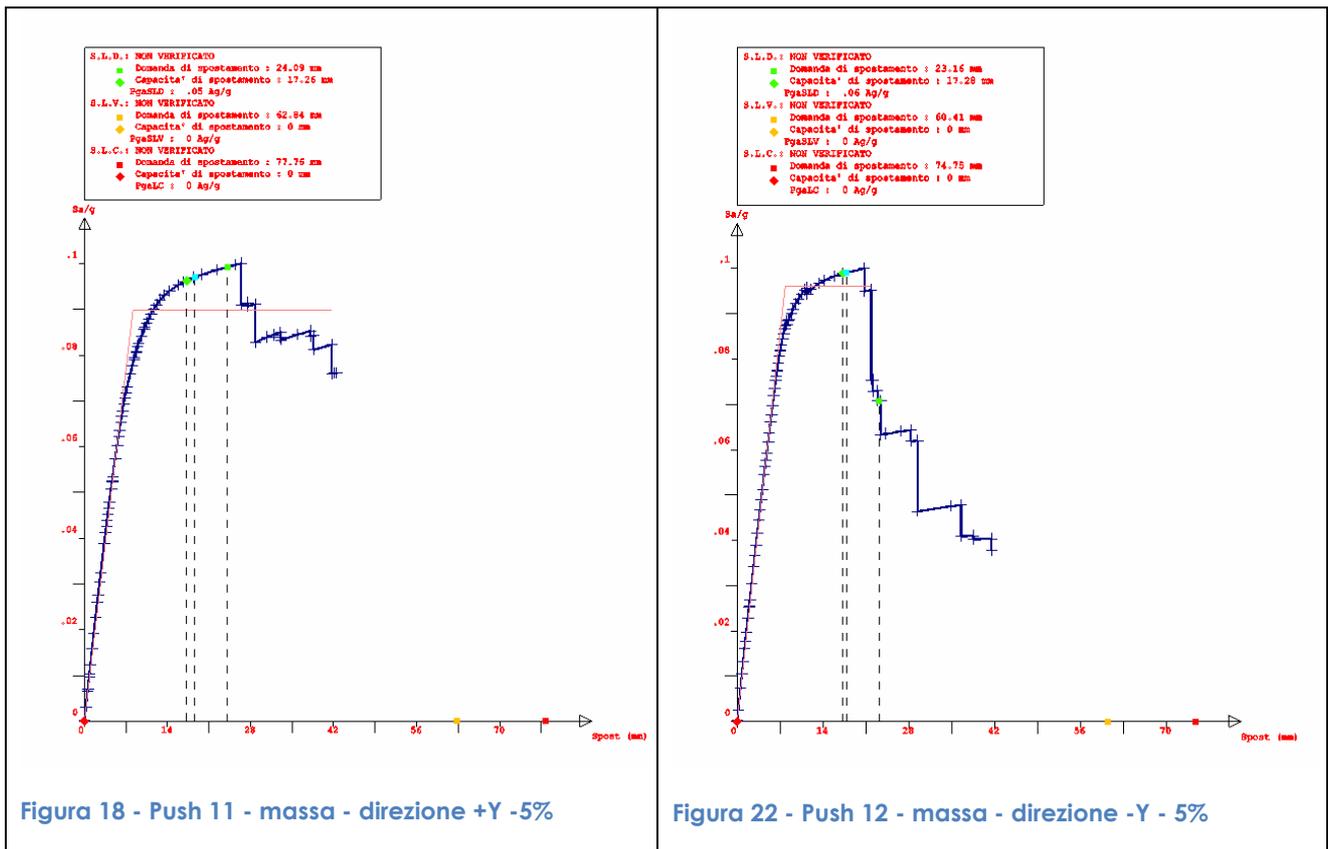


Figura 20 - Push 10 - modale - direzione -X -5%



Occorre innanzi tutto premettere che il risultato visibile nelle tabelle sopra riportate attestante una capacità di spostamento strutturale pari a “zero”, non risulta particolarmente significativo ai fini dell'analisi globale del fabbricato, perché sostanzialmente corrisponde alla crisi per taglio, praticamente immediata, di alcuni conci di trave in c.a.; tale risultato non deve essere sottovalutato, ma di fatto tali carenze, dovute anche ai limiti derivanti dalla modellazione, non contribuiscono a creare una situazione di collasso globale. Infatti l'analisi di spinta va avanti e la struttura risulta ancora in grado di sopportare delle forze laterali crescenti.

Per opportunità nella seguente figura si evidenziano le travi critiche (cerniere blu) per il solo push 1, rimanendo per le altri analisi sostanzialmente le stesse.

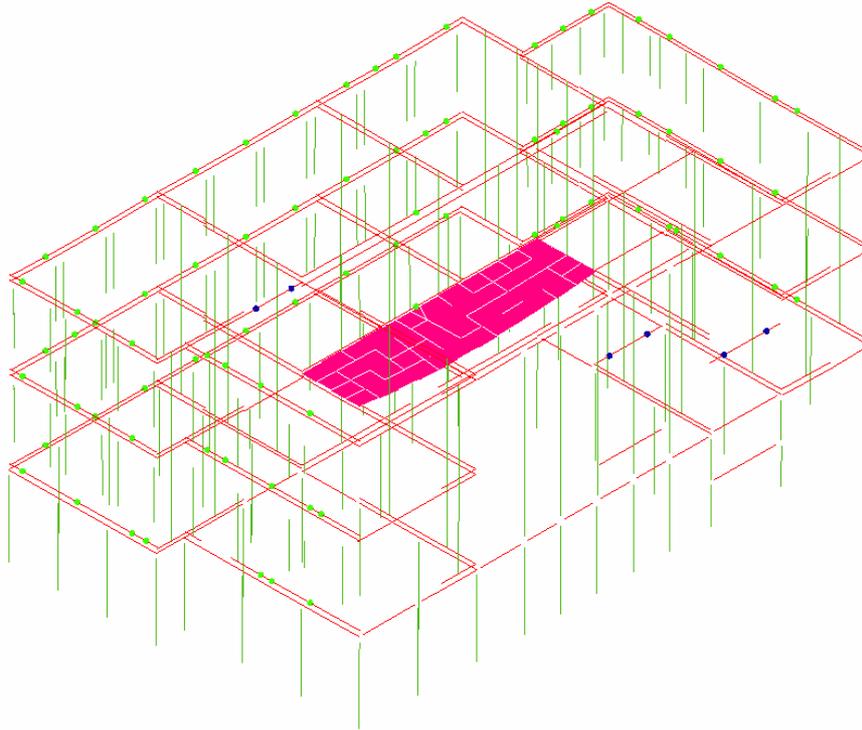


Figura 19- Le travi che determinano lo "zero"

Si tenga presente che la ricerca del primo elemento che va in crisi per un dato meccanismo e la determinazione delle capacità di spostamento laterale vincolata alla crisi di questo solo elemento, è una richiesta specifica della opcm 3274 e s.m.i. che attraverso le disposizioni attuative del DPCM 21 ottobre 2003, obbligava tale percorso.

Oggi la normativa per le strutture esistenti, non essendo più obbligatorio seguire la procedura imposta dallo stesso decreto del 2003, non impone più questo vincolo, pertanto la capacità di spostamento laterale è di fatto valutata criticamente dal progettista che, attraverso la lettura delle varie curve di capacità, deve restituire un dato ingegneristicamente significativo (si vedano poi le conclusioni).

Analisi della pushover di tipo massa

Riportiamo le curve in formato ADSR delle analisi statiche non lineari condotte secondo i criteri associati al profilo di forzanti laterali proporzionali alle masse.

S.L.D.:
 ■ Domanda di spostamento : 30.13 mm
 ■ Capacità di spostamento : 44.25 mm
 PgsLSD : .13 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 78.55 mm
 ■ Capacità di spostamento : 9 mm
 PgsLSD : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 97.2 mm
 ■ Capacità di spostamento : 0 mm
 PgsLSD : 0 kg/g

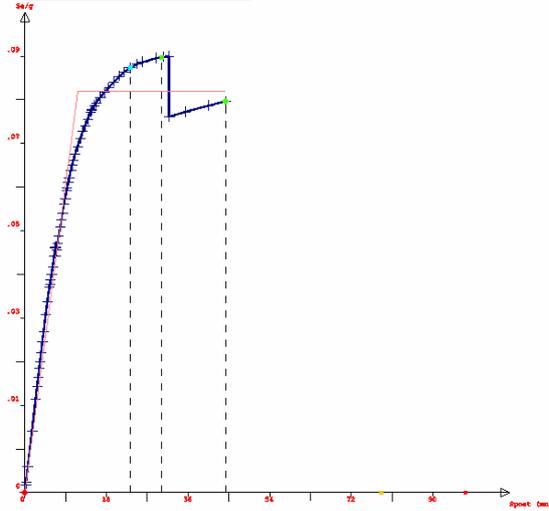


Figura 24 – Push 5 – massa – direzione +X +5%

S.L.D.:
 ■ Domanda di spostamento : 28.52 mm
 ■ Capacità di spostamento : 45.51 mm
 PgsLSD : .12 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 74.59 mm
 ■ Capacità di spostamento : 0 mm
 PgsLSD : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 92.05 mm
 ■ Capacità di spostamento : 0 mm
 PgsLSD : 0 kg/g

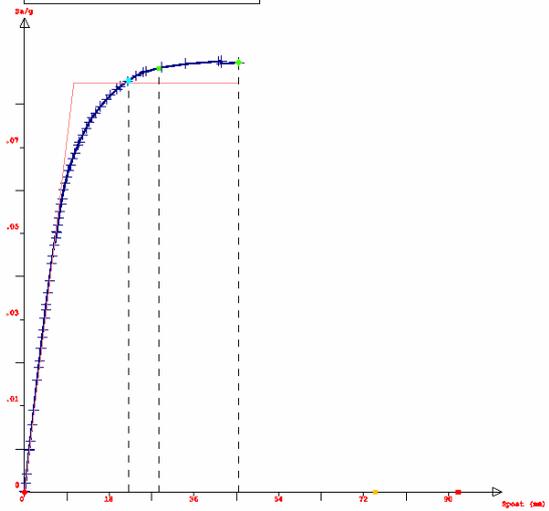


Figura 20 - Push 6 - massa - direzione -X +5%

S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 24.6 mm
 ■ Capacità di spostamento : 17.46 mm
 PgsLSD : .05 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 64.17 mm
 ■ Capacità di spostamento : 0 mm
 PgsLSD : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 79.4 mm
 ■ Capacità di spostamento : 0 mm
 PgsLSD : 0 kg/g

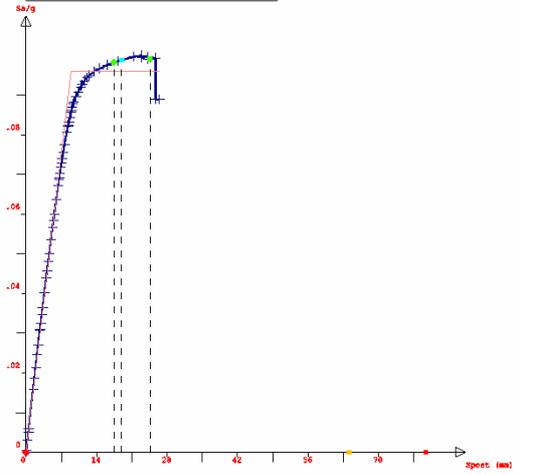


Figura 26 - Push 7 - massa - direzione +Y +5%

S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 25.46 mm
 ■ Capacità di spostamento : 19.93 mm
 PgsLSD : .05 kg/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 66.4 mm
 ■ Capacità di spostamento : 0 mm
 PgsLSD : 0 kg/g
 S.L.C.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 82.16 mm
 ■ Capacità di spostamento : 0 mm
 PgsLSD : 0 kg/g

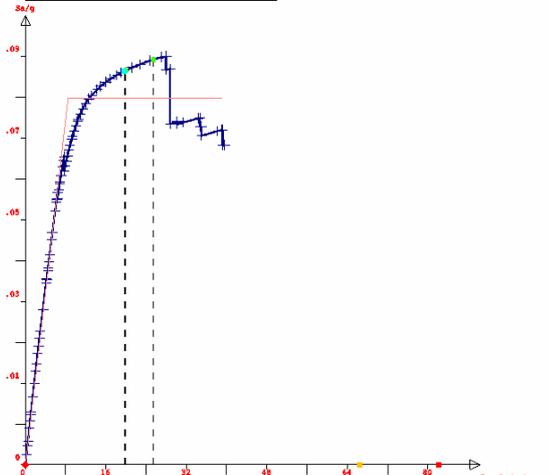


Figura 21 - Push 8 - massa - direzione -Y +5%

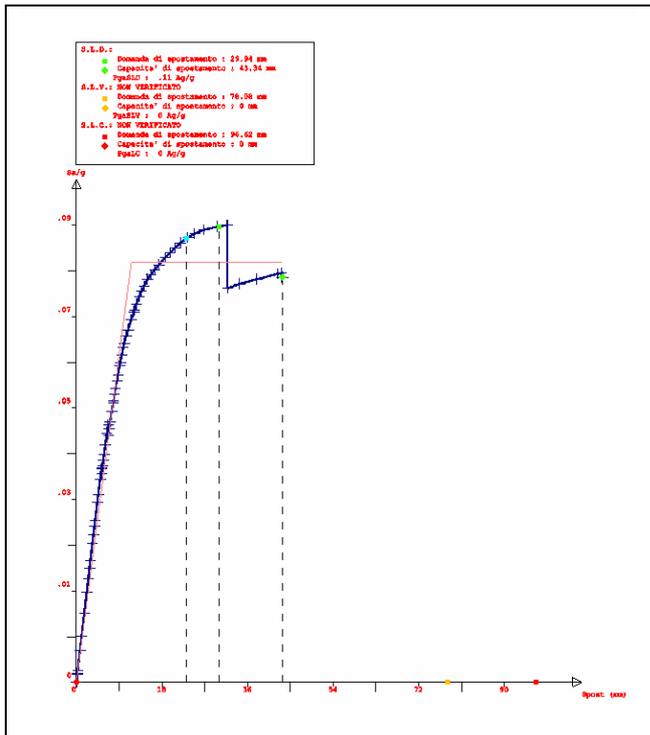


Figura 28 - Push 13 - massa - direzione +X -5%

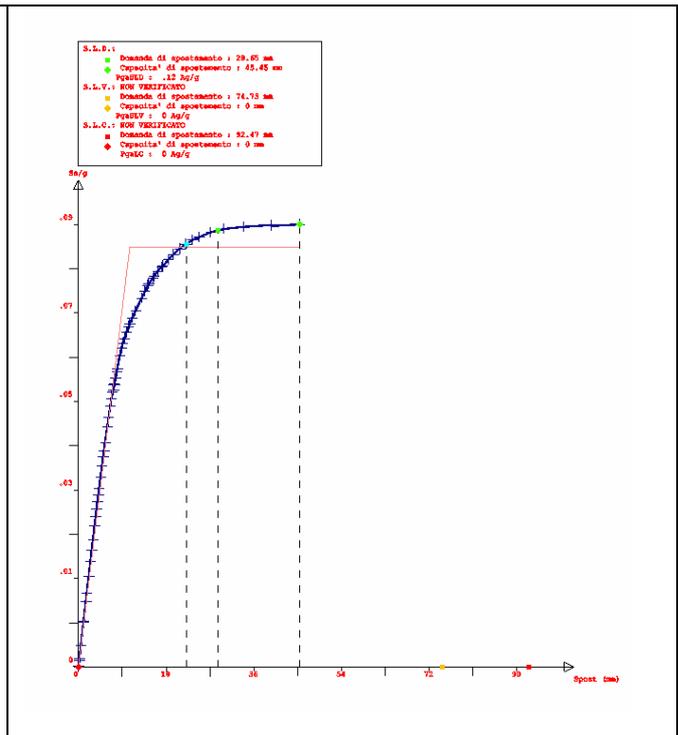


Figura 29 - Push 14 - massa - direzione -X -5%

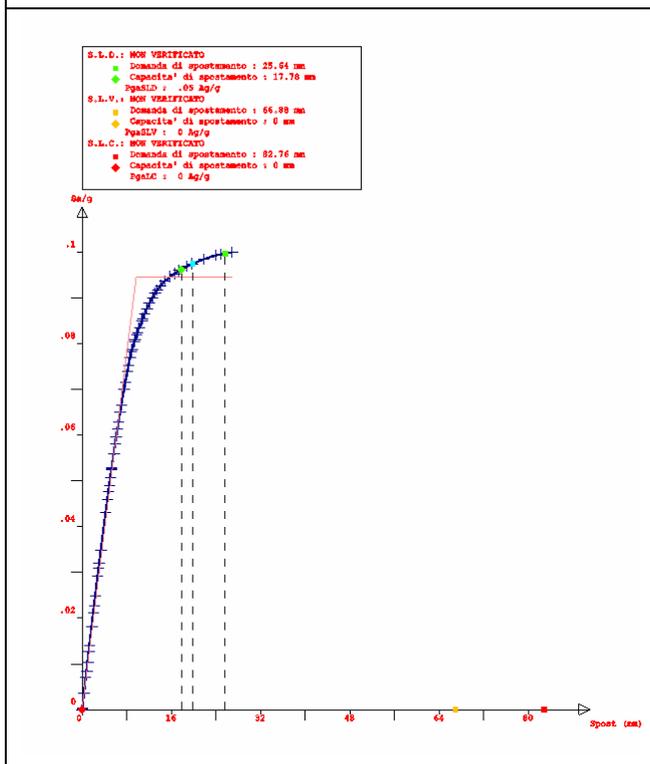


Figura 30 - Push 15 - massa - direzione +Y -5%

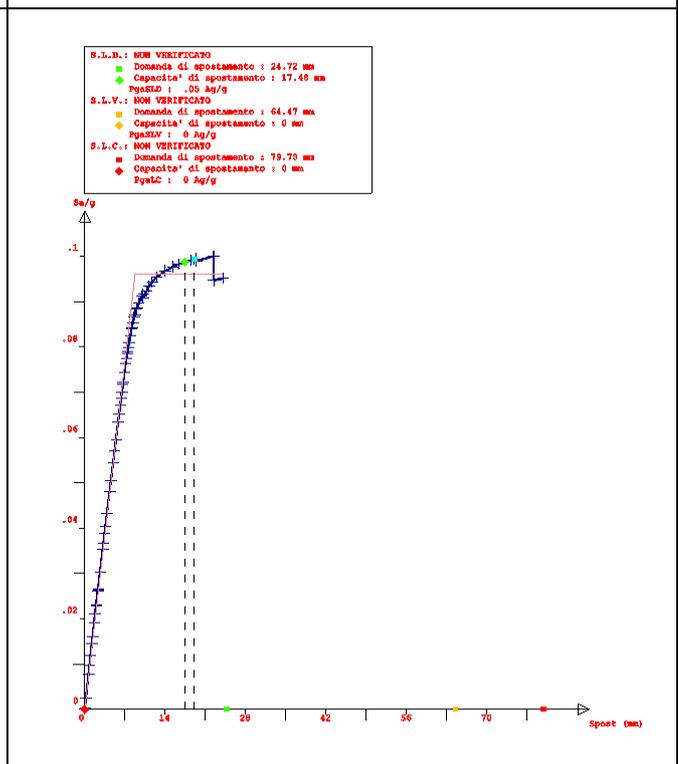


Figura 31 - Push 16 - massa - direzione -Y -5%

Valgono le stesse considerazioni fatte sopra circa la lettura critica del valore "zero" assegnata alla capacità di spostamento laterale globale.

Analisi delle capacità di spostamento e delle modalità di collasso

La natura del comportamento dinamico strutturale evidenziato dalla parametrizzazione modale dell'edificio e la lettura delle curve di capacità in formato ADSR sopra riportate, porta alla conclusione che il pushover di tipo massa è quello che fornisce i risultati peggiori, anche se obiettivamente non è che le differenze siano così significative.

Non poteva essere altrimenti, dato che tanto più una struttura tende a comportarsi come un oscillatore semplice (proprio come in questo caso) quanto più coincidono i risultati dei due tipi di analisi non lineare.

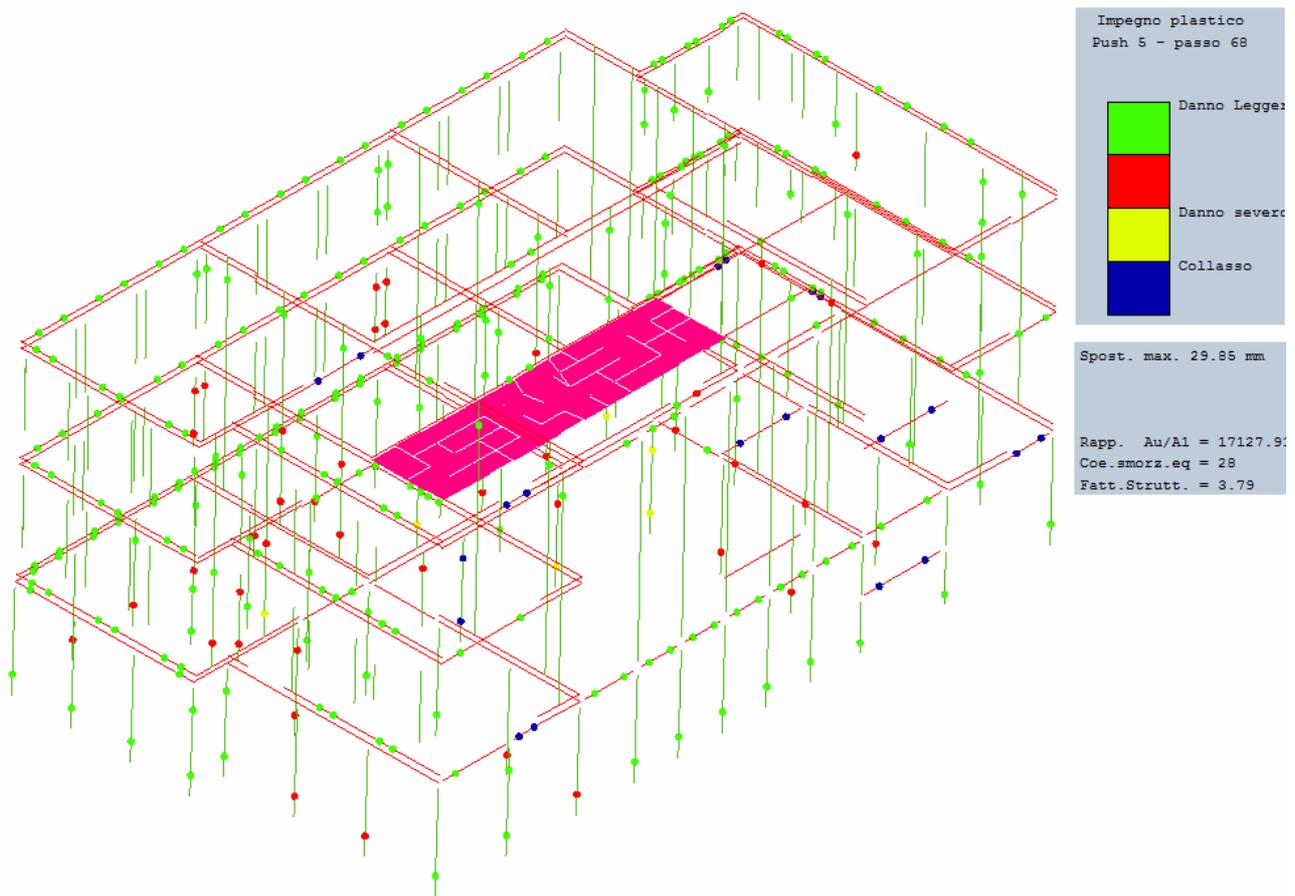


Figura 22 - Push 5 - step di collasso significativo

Come già anticipato precedentemente, la lettura delle curve ADSR deve essere condotta in senso critico, senza fermarsi al mero valore uscente dal software. Assodato che non è il primo collasso ad essere significativo, si spinge la curva a step superiori di spostamento laterale, fino ad arrivare ad un punto in cui, pur non essendo completamente compromesse le riserve di resistenza e deformabilità laterale, è comunque conseguito uno stato di crisi significativo.

Ad esempio, guardando la figura 32, rappresentativa del push 5, si evince che allo step 68, in corrispondenza di uno spostamento laterale pari a circa 30 mm, si ha il primo collasso significativo in un pilastro del telaio centrale del piano seminterrato, mentre due step dopo a circa 32 mm, si ha la crisi del secondo pilastro, limitrofo al primo.

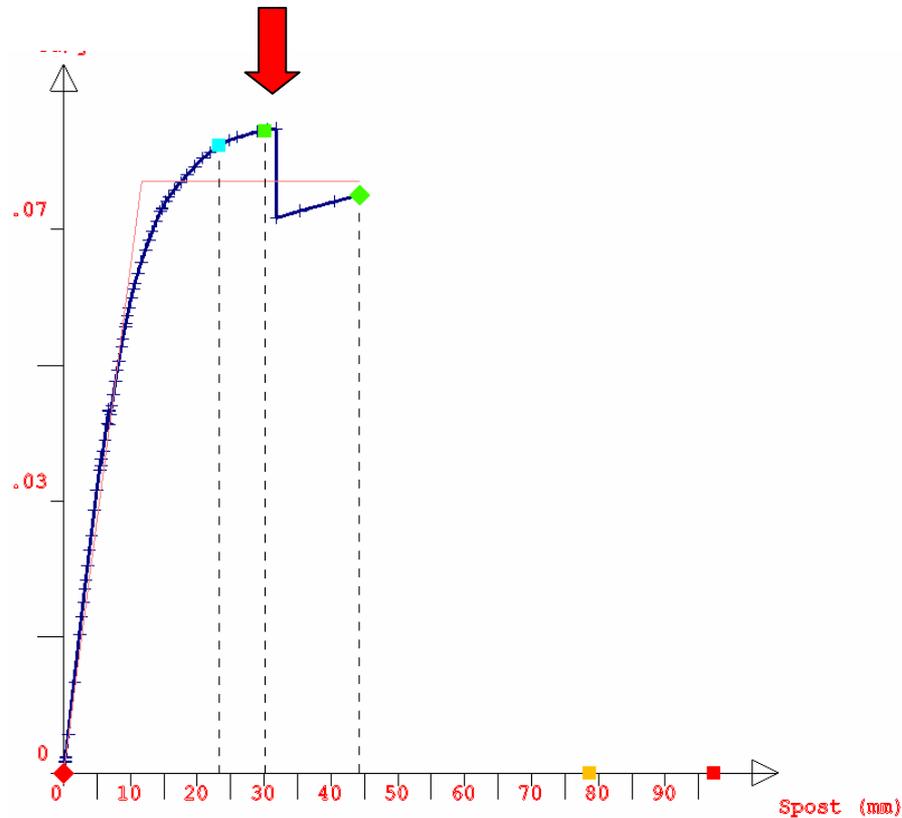


Figura 23 - Step critico

In coincidenza di questi spostamenti la curva ADSR è caratterizzata da una importante caduta di resistenza testimoniata dal tratto verticale evidenziato dalla freccia rossa della figura sopra, pertanto è proprio in corrispondenza dello spostamento laterale di 32mm che si ritiene significativo definire ed assegnare la capacità di spostamento laterale della struttura.

Tale capacità va confrontata con la domanda che nel caso di SLV corrisponde a 78,55 mm, ben superiore al valore appena scritto.

In definitiva, è opportuno per tutte le curve identificare lo step di collasso significativo e determinare così, per lo Stato limite di Salvaguardia della Vita, la capacità di spostamento relazionandola con la domanda.

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente tali dati.

PUSH	CAPACITY (mm)	DEMAND (mm)	CAP. / DEM.
1	34	73	0.456
2	34	70	0.485
3	21	60	0.350
4	28	63	0.444
5	32	78	0.410
6	41	75	0.546
7	23	65	0.353
8	28	65	0.430
9	34	72	0.472
10	34	69	0.492
11	25	63	0.396
12	21	61	0.344
13	32	78	0.410
14	45	75	0.600
15	26	67	0.388
16	22	65	0.338

Benché la normativa italiana indichi che la vulnerabilità del fabbricato va segnalata attraverso un indicatore di rischio che è dato dal rapporto tra i periodi di ritorno del sisma di capacità e di quello di domanda, ovvero dal rapporto tra la PGA del sisma di capacità con quella del sisma di domanda, già gli stessi valori di rapporto tra la capacità di spostamento laterale e la domanda in spostamento riportati in tabella, assumono il senso di un indicatore di rischio.

Per la verità occorre sottolineare che in altri paesi come gli Stati Uniti d'America, dove il problema dei terremoti è molto più rilevante che in Italia, l'indice di rischio si ottiene proprio nel modo sopra esposto.

Ritorniamo alla push 5 che abbiamo già preso come esempio, per analizzare lo stato di apertura delle cerniere in corrispondenza dello step finale (vedi seguente figura)

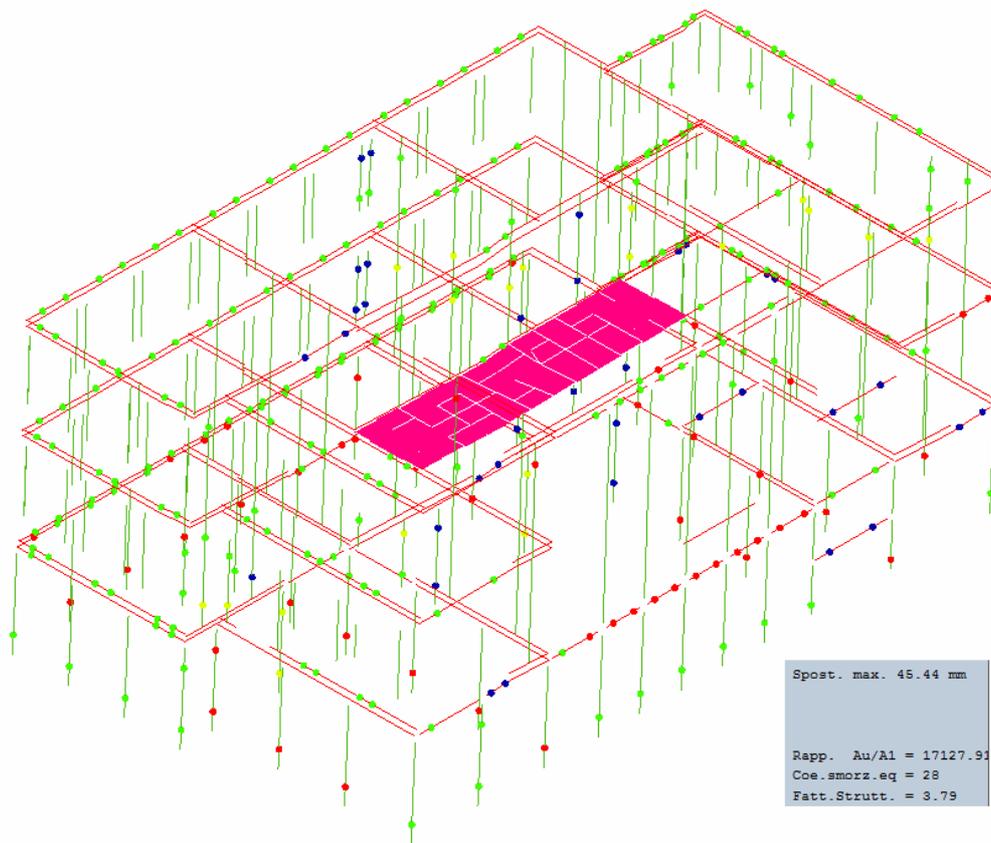


Figura 24 - Step finale push 5

Dalla diffusione dei colori delle varie cerniere plastiche coincidenti con il sopraggiungere di uno stato limite, si evince che le pareti in muratura, collocate sopra il piano seminterrato, siano impegnate in maniera poco rilevante.

In effetti i collassi principali (cerniere blu) si sono sviluppati praticamente solo al piano seminterrato che, come già più volte accennato, è severamente impegnato dal sisma.

Questo fatto costituisce la carenza più significativa della struttura, le cui prestazioni globali sono fortemente condizionate dal solo cemento armato, mentre la muratura, che pur ha delle potenziali ottime capacità plastiche, praticamente non viene coinvolta.

Fortunatamente, come dimostra la successiva figura, i pilastri non collassano per meccanismi fragili (taglio, colorati in arancio) a dimostrazione che il quantitativo di staffe rilevato consente ai piedritti di collassare per pressoflessione. Questo fatto è positivo perché certamente i meccanismi fragili sono i più pericolosi, soprattutto se concentrati sui pilastri, e soprattutto perché portano inesorabilmente ad uno stato limite di collasso oltre il quale non si può certo andare.

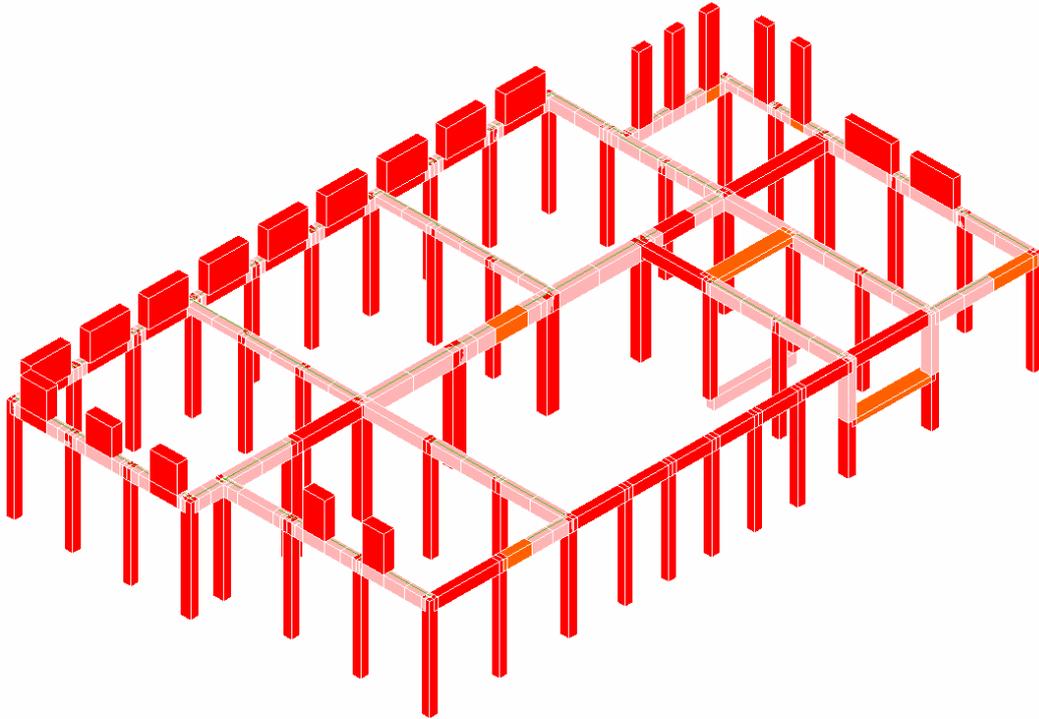


Figura 25 – Meccanismo di collasso push 5

Analisi dei meccanismi di collasso dei nodi non confinati in cemento armato

Attraverso le analisi statiche non lineari fino ad ora condotte, siamo riusciti a considerare il comportamento globale strutturale a prescindere dai meccanismi di collasso che possono verificarsi nei nodi non confinati.

La verifica di questi elementi, viene fatta in seconda battuta a partire dallo step di capacità corrispondente alla prima crisi significativa (vedi tabella sopra);

Per scelta dello scrivente progettista, poiché il programma di calcolo non consente l'esecuzione automatica delle verifiche sui nodi a meno di scelte di input che si ritengono in questo caso inopportune, il controllo dei meccanismi nodali viene eseguito su dei nodi a campione, scelti tra quelli più significativi.

Conoscendo la natura del meccanismo dei nodi si eseguirà un controllo su quelli maggiormente sollecitati a flessione dalla trave che si inesta su di essi; a tal proposito si partirà dunque dalla visualizzazione del diagramma dei momenti flettenti negativi, corrispondenti allo step di riferimento.

Nel caso esempio del push 5, allo step corrispondente ai 32 mm di spostamento laterale, il diagramma dei momenti flettenti è il seguente:

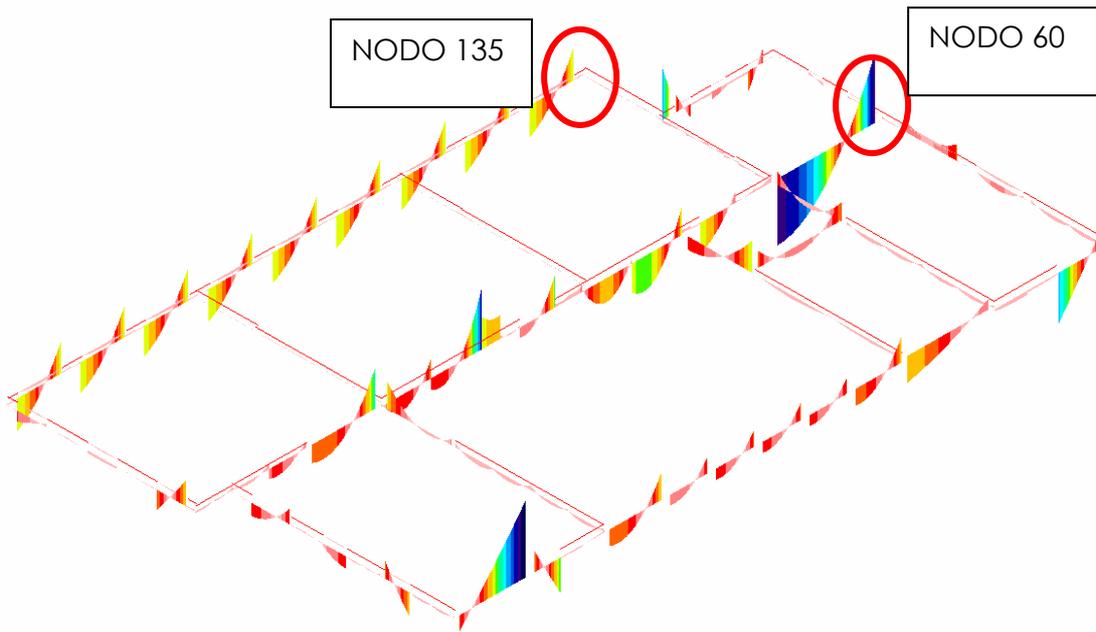


Figura 36 – Diagramma momenti flettenti push 5 – step 32 mm

Le verifiche sono state condotte per i due nodi sopra evidenziati.

VERIFICA DI UN NODO NON CONFINATO									
Dati della sezione				Dati sui materiali					
H (mm)	B (mm)	d' (mm)	d (mm)	Calcestruzzo					
400	400	30	370	fcm (N/mm ²)	FC_cls	c	fd (N/mm ²)		
				10	1,2	1,5	4,72		
Dati delle armature				Acciaio					
Armatura tesa		Armatura compr		fym (N/mm ²)	FC_cls	c	fyd (N/mm ²)		
N° ferri	Diametro	N° ferri	Diametro	260	1,2	1,15	188,41		
3	16	0	18	602,9	0,0				
				0,0	0,0				
				0,0	0,0				
				0,0	0,0				
				0,0	0,0				
Armatura tesa aggiuntiva (mm²)		Armatura compr aggiuntiva (mm²)		As (mm²)	A's (mm²)	Trazione per snervamento (N)			
101	0			703,9	0,0	132615			
Sollecitazioni e tensioni									
Taglio pilastro superiore (N)									
ND									
Flessione sulla trave									
M (Kgm)	5100			Momento flettente negativo					
Parametri del nodo									
σ_{nt_lim} (N/mm ²)	σ_{nc_lim} (N/mm ²)								
0,65	2,36								
Base _x (mm)	Altezza _x (mm)	Base _y (mm)	Altezza _y (mm)	Ag (mm ²)	Trazione sul nodo (N)	Carico assiale (N)			
400	400			160000	132615	0			
σ_{nt} (N/mm ²)	σ_{nc} (N/mm ²)			VERIFICA TENSIONE DI TRAZIONE			NON VERIFICA		
0,83	0,83								
					VERIFICA TENSIONE DI COMPRESSIONE			OK	

Figura 37 – Nodo 60

VERIFICA DI UN NODO NON CONFINATO						
Dati della sezione				Dati sui materiali		
H (mm)	B (mm)	d' (mm)	d (mm)	Calcestruzzo		
400	300	30	370	f _{cm} (N/mm ²)	FC_cls	c
				10	1,2	1,5
Dati delle armature				Acciaio		
Armatura tesa		Armatura compr		f _{ym} (N/mm ²)	FC_cls	c
N° ferri	Diametro	N° ferri	Diametro	260	1,2	1,15
4	10	0	18			
				314,0	0,0	
				0,0	0,0	
				0,0	0,0	
				0,0	0,0	
				0,0	0,0	
Armatura tesa aggiuntiva (mm²)		Armatura compr aggiuntiva (mm²)		As (mm²)	A's (mm²)	Trazione per snervamento (N)
0		0		314,0	0,0	59159
Sollecitazioni e tensioni						
Taglio pilastro superiore (N)						
ND						
Flessione sulla trave						
M (Kgm)	2350	Momento flettente negativo				
Parametri del nodo						
σ _{nt_lim} (N/mm ²)	σ _{nc_lim} (N/mm ²)					
0,65	2,36					
Base _x (mm)	Altezza _x (mm)	Base _y (mm)	Altezza _y (mm)	Ag (mm ²)	Trazione sul nodo (N)	Carico assiale (N)
400	400			160000	59159	0
σ _{nt} (N/mm ²)	σ _{nc} (N/mm ²)	VERIFICA TENSIONE DI TRAZIONE				OK
0,37	0,37	VERIFICA TENSIONE DI COMPRESSIONE				OK

Figura 38 – Nodo 135

Le verifiche mostrano la sofferenza del nodo 60 che a fronte di una capacità resistente di 0,65 Mpa a trazione, viene sollecitato a 0,88 Mpa; dunque allo step di controllo della capacità deformativa laterale valida per la pushover n°5 , un nodo è andato in crisi, pertanto a rigore la capacità di spostamento laterale del fabbricato è minore di quella calcolata con le analisi statiche non lineari.

Le analisi estese anche alle altre analisi statiche non lineari confermano che a soffrire di più sono i nodi perimetrali corrispondenti alle campate finali del telaio di cemento armato centrale, diretto lungo X; gli altri benchè sollecitati mostrano delle capacità resistenti idonee, al più le capacità resistenti sono superate di poco.

Capitolo 14 – Determinazione dell'indicatore di rischio (Ir)

Il programma di calcolo utilizzato per le verifiche non permette di calcolare in modo automatico il valore dell'indicatore di rischio, quando si voglia determinarlo in base a criteri non strettamente legati alle disposizioni del DPCM 21 ottobre 2003. E' necessario dunque ricorrere a mezzi di calcolo propri che conducano al valore ricercato.

Concentriamo l'attenzione sul pushover n° 16 che ha determinato il minor rapporto tra capacità e domanda in termini di spostamento e stimiamo in base a questo l'indice di rischio allo SLV per i meccanismi di trave e per quelli di nodo, secondo le procedure sopra discusse su alcuni elementi a campione.

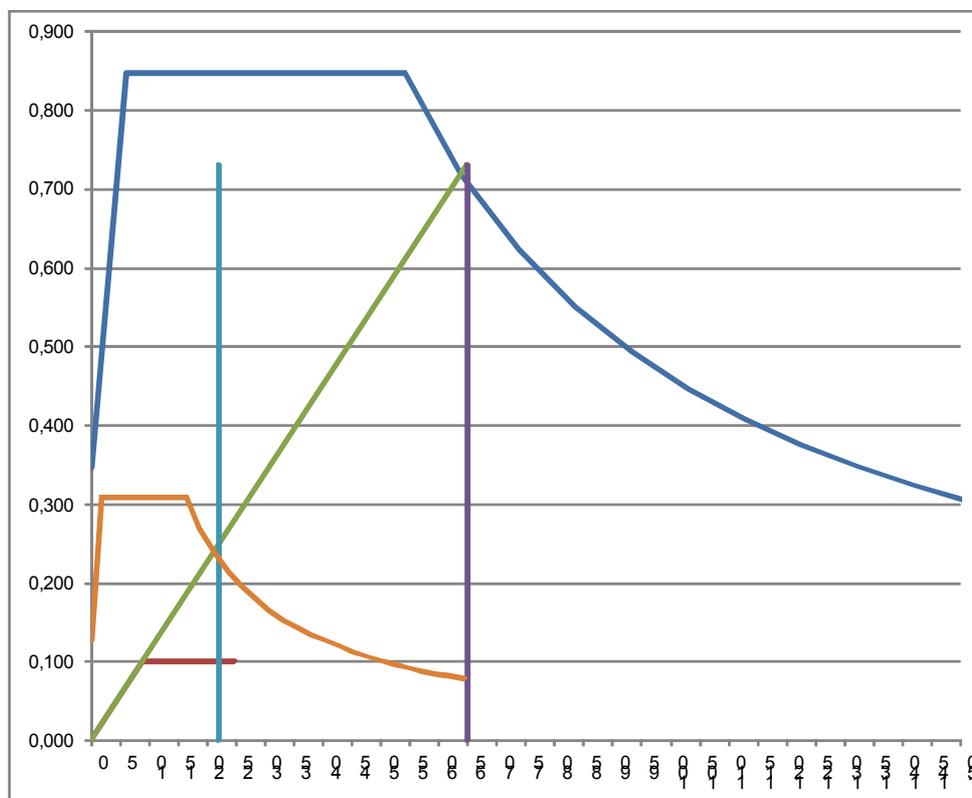


Figura 39 – Ricerca dell'indicatore di rischio in termini di Periodo di ritorno

Dal confronto tra lo spettro di progetto a cui corrisponde la domanda in spostamento e lo spettro di verifica che corrisponde all'input sismico sopportabile in termine di spostamento laterale (determinato iterativamente), l'indicatore di rischio assume il seguente valore:

$$Ir = \left(\frac{Tr_{55}}{Tr_{721}} \right)^{0,41} = 0,350$$

molto simile al valore calcolato in termini di spostamento e riportato nella tabella precedentemente scritta (0,338).

E' pur vero però che abbiamo affermato che a condizionare il risultato di vulnerabilità globale subentra la possibilità di innesco del meccanismo nodale.

A tal proposito si stima che il pushover n.5 prima visionato fornisca il valore più penalizzante; in corrispondenza dello spostamento di verifica pari a 32 mm abbiamo dimostrato che un nodo (n°60) aveva già superato le proprie capacità resistenti in virtù di

un valore del momento flettente superiore (5,1 tm) a quello ammissibile (3,2 tm calcolato modificando iterativamente il valore del momento flettente di calcolo fino alla verifica).

Tale situazione viene a determinarsi allo step 16 in corrispondenza di uno spostamento laterale pari a circa 5,5 mm

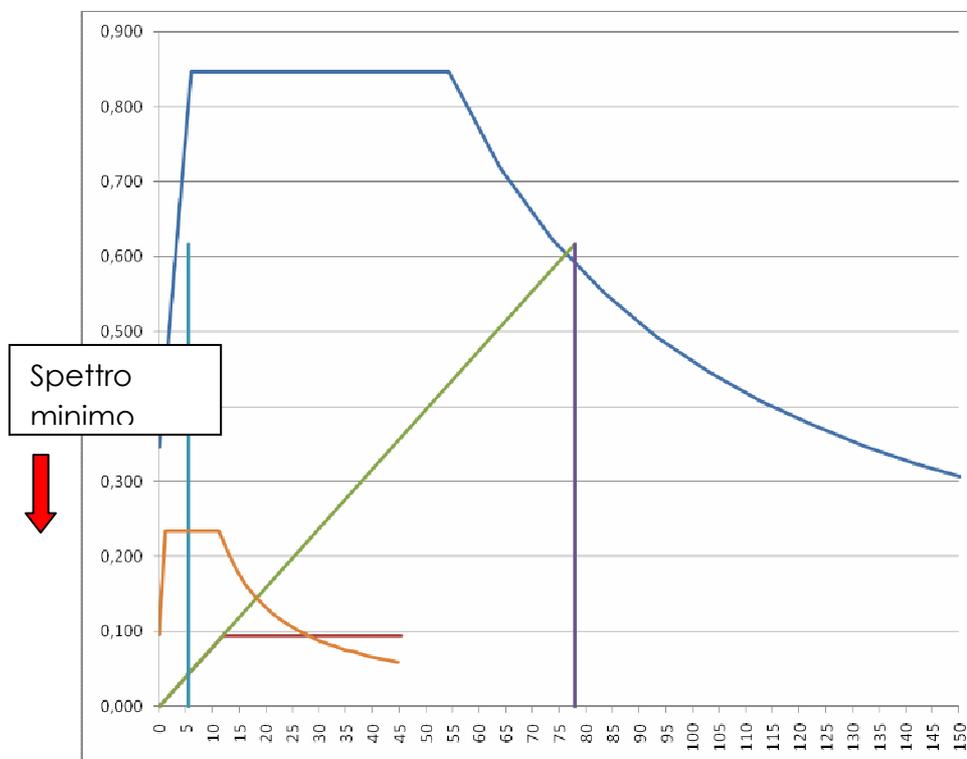


Figura 40 – Ricerca dell'indicatore di rischio in termini di Periodo di ritorno per i meccanismi nodali

Dalla lettura della figura sopra si evince che la possibilità di innesco del meccanismo nodale rappresenta una carenza significativa, poiché anche di fronte al più piccolo input sismico che la norma contempla per le strutture esistenti, il nodo strutturale collassa a trazione.

In termini numerici, volendo calcolare l'indice di rischio in termini di spostamento laterale e supponendo che esso coincida con l'analogo in termini di periodo di ritorno si ha che:

$$Ir = \left(\frac{5,5}{78} \right) = 0,07$$

Capitolo 15 – Valutazione critica dell'indicatore di rischio (Ir)

Al di là dei risultati numerici uscenti dall'analisi strutturale basata su una modellazione della struttura condizionata da scelte legate alle risultanze delle indagini in situ e dunque indissolubilmente legate alla completezza ed affidabilità delle stesse, non si può prescindere dal fatto che l'edificio, allo stato attuale, non mostra segni (quadri fessurativi in atto, ecc....) che possano far ritenere prossimo uno stato limite di collasso.

Si ritiene dunque che l'edificio possa essere staticamente idoneo a sopportare i carichi di esercizio quali quelli a cui attualmente è sottoposto, senza denunciare problemi di stabilità.

E' evidente però che, nonostante le approssimazioni ed i coefficienti di sicurezza con cui è stata valutata la struttura attraverso l'analisi numerica, non è possibile non denunciare una situazione critica soprattutto per quello che riguarda le potenzialità globali di resistenza sismica e deformabilità laterale.

La presenza del piano seminterrato a struttura in cemento armato che non può contare sul contributo della pur buona muratura presente dalla seconda elevazione in su, diminuisce drasticamente le capacità sismiche della struttura, inscindibilmente legate alle caratteristiche meccaniche del solo calcestruzzo.

Le indagini in situ hanno tra l'altro dimostrato che il calcestruzzo non possiede delle buone caratteristiche di resistenza, malgrado il quantitativo di armatura in esso presente inibisca l'innescò dei pericolosi meccanismi fragili di taglio a favore dei più "graditi" meccanismi duttili.

In questa situazione il fabbricato risulta dunque carente sia in termini di capacità resistente che di capacità deformativa, tuttavia è possibile ritenere che degli interventi mirati a "rinforzare" le strutture nel piano seminterrato possano di fatto apportare al sistema resistente complessivo un grado di miglioramento molto significativo.

Il modo di raggiungere tali performance sono da studiare nel dettaglio, tuttavia è possibile avanzare una ipotesi di intervento, che preveda il rinforzo dei nodi e dei pilastri del piano seminterrato (con maggior attenzione ai piedritti del telaio centrale longitudinale), nonché l'innesto nel piano seminterrato stesso di elementi resistenti tipo setti in cemento armato che possano dare continuità, fino alla fondazione, ai setti in muratura posti ai piani sovrastanti.

Capitolo 16 – Valutazione della progressione del danno

Le informazioni ricavabili dall'analisi non lineare del modello completo permettono di capire che i danni strutturali conseguenti ad una analisi di spinta laterale si concentrano in prima istanza sulle strutture del piano seminterrato. Il collasso strutturale avviene in queste condizioni senza che le strutture del piano fuori terra vengano di fatto coinvolte nel meccanismo di danno, se non in maniera molto limitata.

Dal punto di vista strutturale si può indicare una sorta di cronoprogramma dei lavori di adeguamento/miglioramento controllato, che di fatto segue la progressione del danno strutturale man mano che la forza sismica laterale cresce.

-Intervento di rinforzo sui nodi (intervento urgente);

- Intervento di rinforzo sui pilastri (a partire da quelli del telaio longitudinale centrale) sia in termini di resistenza che di deformabilità;

- Intervento di rinforzo della resistenza globale mediante l'inserimento di setti in c.a. che possano dare continuità fino alla fondazione ai setti murari e possano di fatto far collaborare anche essi con gli elementi in c.a.

Si ricorda infine un passo contenuto nella "Circolare contenente le Istruzioni per l'applicazione del nuovo DM08", particolarmente significativo per l'interpretazione dei risultati derivanti dalle verifiche e particolarmente utile al fine della gestione dei risultati di verifica ottenuti.

"Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.

Per le opere pubbliche strategiche con finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, date le possibili implicazioni economiche e sociali degli esiti delle verifiche, è opportuno che le stesse siano anche esaminate da revisori non intervenuti nella valutazione.

È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito."

Allegati

- allegato fotografico
- tabulati di calcolo
- tabella dati riepilogativi
- scheda di sintesi della verifica sismica

documentazione storica:

- pianta piano terreno – 1958
- pianta piano primo – 1958
- calcoli statici strutture in c.a. – 10.04.1960
- tav. 1 - pilastri sui pali di fondazione e cordolo di collegamento delle basi – 01.03.1960
- tav. 2- travi longitudinali e pilastri relativi – piano terreno – 01.03.1960
- tav. 3- travi longitudinali e pilastri relativi – piano terreno – 01.03.1960
- tav. 4- travi e cordoli trasversali – piano terreno – 01.03.1960
- relazione – verbale di visita e certificato di collaudo – 22.09.1962
- relazione riservata del collaudatore sulle osservazioni del d.l. – 19.11.1962
- libretto delle misure n.1 – 30.11.1960
- libretto delle misure n.2 – 20.01.1962
- planimetrie catastali – 22.01.1968

Indagini Diagnostiche su alcuni Elementi Strutturali - Relazione tecnica
redatta dal Dott. Ing. Maurizio Sacznani - Studio Indagini Diagnostiche - Laboratorio Prove Materiali