

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PARMA

Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DELL'EDIFICIO "EX-MAGISTRATO PER IL PO"

EVALUATION OF THE SEISMIC VULNERABILITY OF THE BUILDING "EX-MAGISTRATO PER IL PO"

Relatore:

Chiar. mo Prof. Roberto Cerioni

Correlatori:

Dott. Ing. Patrizia Bernardi

Dott. Ing. Elena Michelini

Tesi di Laurea di:

Carmine lembo

ANNO ACCADEMICO 2011-2012



Indice

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1	
INDAGINI SPECIALISTICHE	3
1.1 Prove in sito	3
1.1.1 Prova con martinetti piatti su muratura	3
1.1.2 Prove sclerometriche sui mattoni	11
1.2 Prove in laboratorio	13
1.2.1 Prove di caratterizzazione della malta	16
1.2.2 Prove di compressione sul laterizio	18
1.3 Quadro fessurativo e di degrado	20
1.4 Vulnerabilità secondarie	34
CAPITOLO 2	
AZIONI SULLA STRUTTURA E LORO COMBINAZIONE	43
2.1 Azione della neve	44
2.2 Azione del vento	45
2.3 Azione sismica	47
2.4 Analisi dei carichi	49
2.4.1 Peso proprio degli elementi strutturali	49
2.4.2 Carico dei solai per tipologia	49
2.4.3 Peso proprio del rivestimento esterno	58
2.4.4 Carico delle scale	59
2.4.5 Carico del cornicione e del frontone sul prospetto principale	61
2.4.6 Carico del sottotetto e della copertura	62
CAPITOLO 3	
MODELLAZIONE E ANALISI NUMERICA	65
3.1 Analisi di regolarità	65
3.1.1 Regolarità in pianta	65
3.1.2 Regolarità in altezza	68
3.2 Descrizione degli elementi strutturali presenti	70
3.3 Proprietà meccaniche assunte per i materiali strutturali	74
3.4 Ipotesi di base della modellazione	77
3.4.1 Schematizzazione a macroelementi finiti bidimensionali e passaggio al telaio equivalente .	79
3.4.2 Modellazione dei maschi murari	80
3.4.3 Modellazione delle fasce di piano e dei sottofinestra	84
3.4.4 Modellazione degli elementi strutturali in c.a	85
3.4.5 Modellazione degli impalcati	86
3.4.6 Vincolamento dei nodi	86

3.5 Realizzazione del modello globale dell'edificio	87
3.5.1 Creazione del modello a telaio equivalente	88
3.5.2 Definizione dei solai	100
3.5.3 Definizione dei carichi	105
3.6 Realizzazione dei modelli delle singole parti divise dal giunto strutturale	108
3.7 Analisi statica	108
3.8 Analisi sismica dei meccanismi locali	109
3.9 Analisi sismica globale	109
3.9.1 Analisi statica non lineare (pushover)	109
CAPITOLO 4	
VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITA'	111
4.1 Verifiche di vulnerabilità statica	111
4.1.1 Verifiche sui solai	111
4.1.2 Verifiche sulle pareti murarie (pressoflessione fuori piano)	142
4.2 Verifiche di vulnerabilità sismica	162
4.2.1 Verifiche sismiche del modello globale a deformabilità effettiva	164
4.2.2 Verifiche sismiche del modello "Blocco Nord" a deformabilità effettiva	192
4.2.3 Verifiche sismiche del modello "Blocco Sud" a deformabilità effettiva	197
4.2.4 Verifiche di vulnerabilità sismica nel caso di sottosuolo di categoria D	201
4.2.5 Verifiche sismiche del modello globalle con solai infinitamente rigidi	208
4.2.6 Verifiche sismiche del modello "Blocco Nord" con solai infinitamente rigidi	235
4.2.7 Verifiche sismiche del modello "Blocco Sud" con solai infinitamente rigidi	238
CONCLUSIONI	241
BIBLIOGRAFIA:	243

INTRODUZIONE

La presente tesi ha come oggetto la verifica tecnica e di sicurezza sismica dell' edificio denominato "Magistrato per il Po-Genio Civile". Tale verifica è stata eseguita in accordo con le disposizioni normative previste dal D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e dalla Circ. Min. esplicativa n.617 (02/02/2009). Per l'esecuzione delle verifiche tecniche verranno inoltre seguite le indicazioni contenute nell'O.P.C.M n. 3274 del 20/03/2003 e la D.G.R. n. 1154/2010 della Regione Emilia-Romagna.

Il progetto dell'edificio ex sede del Magistrato per il Po – Genio Civile, firmato dall'Ingegnere Capo G. Chiodarelli, è stato presentato presso il Comune di Parma il 26/06/1947, mentre i lavori di costruzione, eseguiti dall'impresa Manara Roberto, risultano terminati nel 1959, come indicato in una pratica depositata presso l'archivio della Regione Emilia-Romagna.

L'edificio in esame, è situato nel Comune di Parma in strada Giuseppe Garibaldi n° 75.



Figura 1.1 – Inquadramento generale.

La georeferenziazione dell'edificio, eseguita consultando Google Earth, ha permesso di desumere le sequenti coordinate:

- Geografiche WGS84: latitudine 44.808052° (44°48'28.99" N), longitudine
 10.330286° (10°19'49.03" E)
- Piane UTM ED50: 32T Est = 605196.42, Nord = 4962489.60.

Il lotto si sviluppa in un'area pianeggiante (come si può osservare dalla fotografia aerea di Figura 1.2) ad una quota di circa 60 m s.l.m., posta nella zona centrale della città, a circa 250 m dalla stazione ferroviaria, 900 m da Piazza Garibaldi ed a circa 375 m dal torrente Parma. L'edificio risulta isolato, pertanto non vi sono interazioni con altre strutture.



Figura 1.2 – Fotografia aerea della zona.

L'edificio in oggetto, costruito tra il 1947 ed il 1959, presenta una pianta irregolare di forma trapezoidale, leggermente allungata lungo l'asse Nord-Sud rispetto a quello Est-Ovest, con al suo interno un cortile di circa 446 mg. La lunghezza del fabbricato è di circa 40 m per i lati su viale Mentana e viale Fratti, 50 m per il corpo ovest comprendente il prospetto principale su via Garibaldi e di circa 56 m per la porzione di fabbricato ad est (via Muggia). La struttura principale è costituita da un piano seminterrato contenente cantine ed archivi, quattro piani fuori terra prevalentemente adibiti ad uffici ed un quinto piano, relativo alla sola ala Est dell'edificio (prospiciente Via Muggia), in cui è presente un terrazzo da cui si accede a vani di sottotetto; un ulteriore terrazzo dalle dimensioni più ridotte ha funzione di copertura della parte centrale dell'ala Ovest (su via Garibaldi). L'edificio, caratterizzato da una struttura in muratura con solai in laterizio armato, risulta attualmente suddiviso in due corpi indipendenti mediante un giunto strutturale, inserito durante i primi anni '80 tra l'ala prospiciente viale Mentana ed il resto del fabbricato per arginare il problema degli eccessivi cedimenti differenziali. Le coperture presentano una struttura composta da travature in cemento armato e solai inclinati in laterizio armato, con manto di copertura in tegole piane tipo Marsigliesi in laterizio.

Attualmente, la proprietà dell'edificio è suddivisa tra diversi Enti (Regione Emilia Romagna, AIPO, Demanio dello Stato). Malgrado la variazione, nel corso dei decenni, degli enti occupanti l'edificio, la destinazione d'uso dei locali è sempre rimasta quella originaria di progetto (es. uffici, cantine, depositi ed archivi, etc.).

Capitolo 1 INDAGINI SPECIALISTICHE

Per la definizione della tipologia di muratura e le sue caratteristiche meccaniche sono state effettuate delle indagini specialistiche, cioè quelle indagini che vanno oltre i semplice esami a vista o saggi manuali - sono principalmente consistite nell'esecuzione di prove di laboratorio per la caratterizzazione delle malte e dei mattoni ed in una prova in sito con martinetto doppio, finalizzate all'individuazione della tipologia di muratura e alla sua conseguente caratterizzazione secondo quanto previsto dalla Circolare 617/09. La caratterizzazione meccanica delle murature costituisce un presupposto fondamentale per la valutazione della sicurezza di una struttura esistente, dal momento che i parametri ottenuti entrano come dati nei modelli numerici utilizzati per la valutazione degli attuali stati di sforzo e di deformazione presenti nell'edificio. A complemento delle prove effettuate, sono stati inoltre condotte alcune indagini non distruttive sui mattoni, mediante sclerometro, per integrare ulteriormente le informazioni già disponibili.

1.1 Prove in sito

1.1.1 Prova con martinetti piatti su muratura

La prova con martinetti piatti è stata eseguita sull'edificio in esame dalla Ditta 4 Emme Service S.p.A. di Modena, viene richiesta dalla Circolare 617/09 per il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2. Come riportato in diversi documenti("Linee guida per le modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili", ed articoli ("La caratterizzazione meccanica delle murature" del prof. Jurina), questa tipologia di indagine risulta particolarmente interessante tra le possibili prove in sito perché consente di fornire informazioni abbastanza attendibili sulle principali caratteristiche meccaniche di una struttura in termini di deformabilità, stato di sforzo e resistenza. Essa si articola infatti in due fasi distinte, che consistono rispettivamente nella determinazione dello stato tensionale in sito (tramite martinetto piatto singolo) e nella successiva valutazione delle caratteristiche di deformabilità e della tensione di collasso per compressione della muratura (tramite martinetti doppi).

Nel caso in esame, la prova è stata eseguita in corrispondenza di un setto murario del piano seminterrato (Figura 1.1), il quale , in seguito ad un sopralluogo preliminare, è risultato relativamente sgombro da scaffalature e caratterizzato da una sostanziale continuità verticale fino alla sommità dell'edificio (e quindi in grado di offrire un contrasto adeguato). Nonostante la muratura del piano seminterrato fosse caratterizzata da una tessitura più irregolare rispetto ai piani superiori ed è formata da mattoni probabilmente più vecchi e geometricamente dissimili tra loro (sebbene sia comunque riscontrabile una sostanziale orizzontalità dei filari e lo sfalsamento dei giunti verticali); si è scelto comunque di effettuare la prova in tale zona, sia per limitare il disturbo alle attività lavorative che si svolgono regolarmente ai piani superiori nello stabile, sia perché i risultati ottenuti rappresenteranno verosimilmente una sorta di "limite inferiore" per le

caratteristiche della muratura dell'edificio, in generale migliore.

PIANTA PIANO INTERRATO (SCALA 1:500)

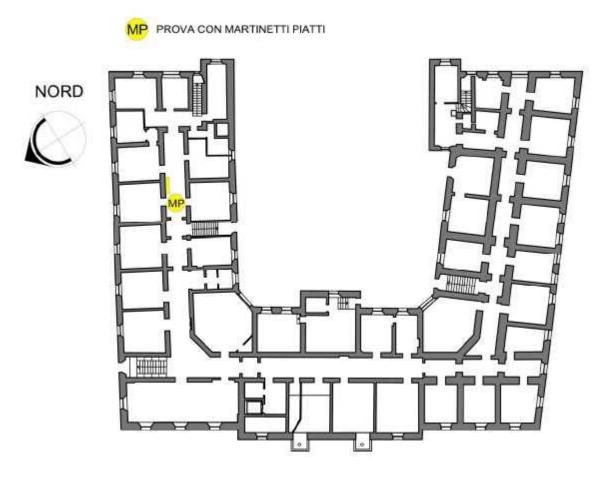


Figura 1.3 – Ubicazione della prova.

E' stata anzitutto eseguita la prova con martinetto piatto singolo, finalizzata al rilievo in sito delle tensioni di esercizio, che ha previsto l'esecuzione di un taglio nella parete muraria e la successiva applicazione, lungo le sue superfici del taglio stesse, di una pressione nota che porti al ripristino delle condizioni iniziali dell'elemento. Nello specifico, la metodologia di prova prevede l'esecuzione di un taglio sul piano normale alla superficie della parete muraria e la successiva valutazione della convergenza della fessura, attraverso misure di spostamento relativo fra due o più punti situati in posizione simmetrica rispetto al taglio stesso, tramite dei trasduttori di spostamento di tipo potenziometrico (Figura 1.4a-b). Inserito il martinetto piatto all'interno del taglio (Figura1.4c), esso viene portato gradualmente in pressione fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata (Figura 1.4d); in queste condizioni, la pressione all'interno del martinetto sarà pari alla

sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio praticato e di un coefficiente di rigidezza del martinetto, secondo una relazione del tipo:

 $\sigma_v = P \cdot k \cdot k_m$

essendo σ_v la tensione verticale di esercizio in sito, P la pressione del martinetto per la quale si recupera lo stato di sollecitazione antecedente al taglio, k una costante adimensionale data dal rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio (in genere minore di 1) e k_m il coefficiente di bordo del martinetto. Nel caso in esame, il taglio è stato praticato mediante una troncatrice a motore ad utensile diamantato (Figura 1.4b) in corrispondenza di un corso di mattoni (e non in un letto di malta, Figura 1.5a); tale scelta è giustificata dal fatto che in tal modo il taglio risulta molto più netto ed è minore il pericolo di movimento dei mattoni superiori, causato dal rotolamento degli inerti di maggiore pezzatura presenti nella malta. Il martinetto utilizzato, di forma semicircolare, è mostrato in Figura1.5b. Gli spostamenti della muratura sono stati rilevati medianti 6 trasduttori di spostamento collegati in continuo ad una apparecchiatura di registrazione automatica (Figura 1.5c), che ha permesso di ottenere in tempo reale i grafici tensione – deformazione – tempo, utili ai fini dell'interpretazione delle prove.



Figura 1.4 – Fasi della prova di martinetto piatto singolo: (a) posizionamento dei trasduttori per la misura degli spostamenti; (b) esecuzione del taglio; (c) inserimento del martinetto piatto nel taglio; (d) ripristino dello stato tensionale iniziale tramite pompa idraulica

Gli esiti della prova con martinetto piatto singolo non sono stati granché soddisfacenti, infatti il ripristino tensionale, effettuato mediante due cicli di carico che si sono spinti rispettivamente fino a 23.8 e 19.8 kg/cm², ha evidenziato un comportamento anelastico della muratura, che non ha reso possibile una corretta determinazione dello stato tensionale in sito. L'incremento di pressione applicato al martinetto ha infatti provocato uno spostamento (seppur limitato) dei lembi del taglio, ma non è stato possibile osservare un ritorno dei lembi del taglio stessi sui valori pre-ripristino.



Figura 1.5 – (a) Taglio nella muratura; (b) martinetto piatto utilizzato per la prova; (c) centralina di acquisizione dati

La prova è stata quindi completata mediante la misurazione della resistenza a compressione della muratura. A tal fine si è proceduto a rimuovere la strumentazione di misura e a praticare un ulteriore taglio parallelo al primo, posto al di sopra di esso in posizione sufficientemente distanziata, all'interno del quale è stato posizionato un secondo martinetto piatto (prova di martinetto piatto doppio, Figura 1.6). Sono stati inoltre praticati due ulteriori tagli verticali, tra loro paralleli, disposti a delimitare lateralmente un parallelepipedo murario con una sola faccia (quella posteriore) collaborante con la struttura muraria adiacente. Secondo quanto riportato in letteratura (Jurina), questa prassi permette di eliminare quasi totalmente l'effetto del contenimento laterale, fornendo quindi dei risultati più facilmente interpretabili in quanto più prossimi a quelli ottenibili da prove monodimensionali. Dopo aver riposizionato opportunamente i trasduttori di spostamento (di cui 3 nella zona compresa tra i due martinetti, Figura 1.6c), si è quindi effettuata la prova a compressione vera e propria, aumentando contemporaneamente la pressione nei due martinetti per mezzo di una pompa idraulica e determinando così la nascita di uno stato di tensione monoassiale sulla porzione di muratura compresa fra i due martinetti stessi (riproducendo quindi una prova in condizioni simili a quelle di un test uniassiale convenzionale, Figura 1.6d). La prova è stata eseguita applicando il carico per cicli di carico e scarico, con intensità via via crescente fino al raggiungimento del carico di rottura della muratura stessa.



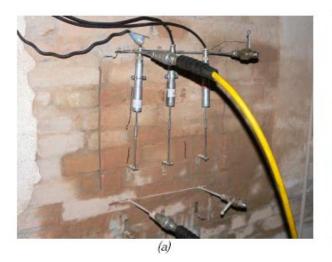
Figura 1.6 – (a) Esecuzione del secondo taglio parallelo al primo; (b) posizionamento del secondo martinetto; (c) posizionamento dei trasduttori di spostamento; (d) esecuzione della prova a compressione vera e propria.

La pressione di rottura è stata stabilita sulla base dell'analisi dei grafici prodotti dalla centralina collegata ai sensori di spostamento posti tra i due martinetti, accompagnata da

un'ispezione visiva della muratura stessa, finalizzata al rilievo del progressivo danneggiamento della malta e dei mattoni (Figura 1.7). Per determinare la resistenza a compressione della muratura è infatti possibile incrementare le pressioni applicate fino all'apparire delle prime fessure verticali nei mattoni. In funzione delle letture effettuate, la resistenza in sito può essere ricavata mediante la relazione:

$$\sigma_v = P \cdot (A_m/A_t^*) \cdot k_m^*$$

essendo σ_v la tensione verticale di rottura in sito, P la pressione erogata dai martinetti, A_m ed A_t^* rispettivamente l'area del martinetto ed il valore medio delle due aree di taglio, k_m^* il valore medio del coefficiente di bordo dei due martinetti.



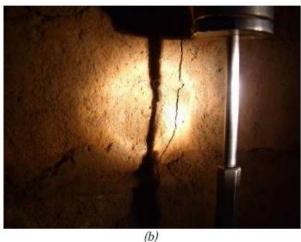


Figura 1.7 – (a) Quadro fessurativo al termine della prova e (b) dettaglio di una lesione.

La prova in esame ha restituito un valore di tensione della muratura all'incirca pari a 23.8kg/cm₂, sebbene sia stato individuato un possibile valore di rottura della malta, di consistenza molto friabile, già per una pressione inferiore, prossima a 18.2 kg/cm2. Il dato misurato, piuttosto modesto, risulta sostanzialmente coincidente con il minimo proposto dalla normativa in tabella C8A.2.1 (riportata per comodità di lettura in Figura 1.8) per una muratura con mattoni pieni e malta di calce come quella in esame. Tra l'altro, va sottolineato che i valori restituiti dalla norma sono riferiti ad una muratura con malta di caratteristiche scarse e con giunti non particolarmente sottili, in assenza di ricorsi; nel caso in esame, sebbene i primi due requisiti siano certamente "rispettati" (nel senso che la malta è risultata molto friabile e i giunti di spessore irregolare e comunque non sottili), si deve sottolineare invece la presenza di una sorta di "listatura" nella muratura, risalente all'epoca di costruzione dello stabile, consistita nell'inserimento di 3 corsi di mattoni standard - come quelli utilizzati ai piani superiori - tra quelli irregolari che caratterizzano il paramento murario del piano seminterrato (Figura 1.9). I valori della Tabella C8A.2.1 sono stati inoltre ricavati nell'ipotesi che la muratura in mattoni pieni presenti un nucleo interno realizzato con materiale di reimpiego reso coeso; tale ipotesi può essere ritenuta ragionevole anche per il caso in esame, dal momento che, sebbene per le pareti perimetrali i saggi abbiano evidenziato un buon grado di connessione tra i paramenti ed il rispetto della regola d'arte, in alcuni muri interni di spessore maggiore è stata effettivamente riscontrata la presenza localizzata di un riempimento costituito da mattoni rotti. Si ritiene tuttavia utile sottolineare nuovamente che la presenza di una muratura con caratteristiche di maggiore irregolarità, come quella testata, è presente soltanto al piano seminterrato (e oltretutto nell'ala di viale Mentana essa risulta consolidata e quindi verosimilmente più resistente); di conseguenza, sembra ragionevole fare riferimento, nelle successive modellazioni numeriche, ai valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1., come peraltro previsto dalla Normativa nel caso del raggiungimento del livello di conoscenza LC2.

 \mathbb{E} G $f_{\mathbf{m}}$ τ_0 w Tipologia di muratura (N/cm^2) (N/cm²) (N/rnm^2) (N/mm^2) (kN/m³) Min-max min-max min-max min-max 100 690 230 Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre 2.0 19 erratiche e irregolari) 180 3.2 1050 350 Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato 200 3,5 1020 340 20spessore e nucleo interno 300 5.1 1440 480 260 5.6 1500 500 Muratura in pietre a spacco con buona tessitura 21 380 7.41980 660 2.8 Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, 140 900 300 16 ecc.) 1260 240 4.2 420 600 780 9,0 2400 Muratura a blocchi lapidei squadrati 22 800 12.0 3200 940 6,0 1200 400 240 Muratura in mattoni pieni e malta di calce 18 9,2 1800 400 600 Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia 500 24 3500 875 15 (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%) 800 32 5600 1400 Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 400 30,0 3600 1080 12 45%) 600 40.0 5400 1620 Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti 10,0 2700 300 810 11 verticali a secco (perc. foratura < 45%) 400 13,0 3600 1080 Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa 150 9,5 1200 300 12 12.5 400 (perc. foratura tra 45% e 65%) 200 1600 Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni 300 18,0 2400 600 14 24,0 3520 880 (foratura < 45%) 440

Figura 1.8 – Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09 relativa alle proprietà meccaniche della muratura



Figura 1.9 – (a), (b) Presenza di tre corsi di mattoni più regolari all'interno del paramento murario.

1.1.2 Prove sclerometriche sui mattoni

Come già detto in precedenza, state condotte alcune prove sclerometriche sui mattoni, nelle posizioni evidenziate in Figura 1.10, che hanno fornito una misura della durezza superficiale del materiale.

PIANTA PIANO INTERRATO (TAVOLA RIASSUNTIVA PUNTI DI INDAGINE)

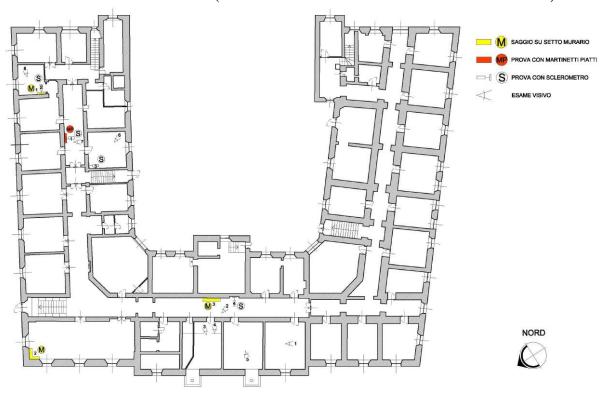


Figura 1.10 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio: piano seminterrato.

Nel caso delle strutture in c.a., è ormai consolidata la procedura ingegneristica di correlare la resistenza del calcestruzzo alla sua durezza superficiale rilevata misurando il rimbalzo dello sclerometro; l'affidabilità del metodo, che pure conserva significativi margini di errore, è infatti legata all'amplissimo numero di prove sperimentali su cui è stata eseguita la

calibratura della procedura stessa. Nell'ambito della meccanica delle murature, tale metodologia conserva validità dal punto di vista teorico, in quanto il collasso della muratura di mattoni pieni è generalmente innescato dalla rottura per trazione trasversale indotta dei mattoni; tuttavia, la sua calibrazione è ancora oggetto di ricerca scientifica, data la notevole varietà delle tipologie murarie esistenti e la relativa scarsità di dati disponibili come base di riferimento. Tuttavia, il prof. Brencich ha recentemente messo a punto delle curve di calibratura accettate dalla comunità scientifica internazionale ed adottate nella normativa internazionale per la verifica dei ponti ferroviari (IC, 2007); tali curve sono riportate in Figura 1.11, insieme al confronto con i dati sperimentali sulla base dei quali sono state tarate. Dall'esame di figura si può notare come la curva parabolica utilizzata fornisca buone stime della resistenza meccanica della muratura f_c per bassi valori della misura dell'indice di rimbalzo Nr.

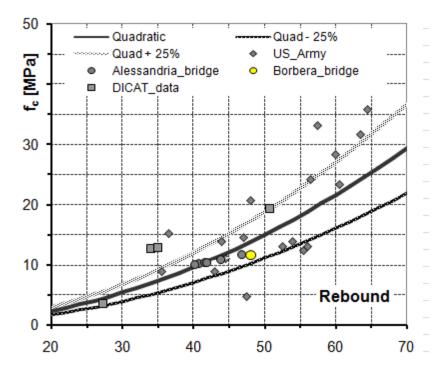


Figura 1.11 – Curve di calibratura della prova sclerometrica su muratura di mattoni pieni (prof. Brencich)

I risultati ottenuti dalle prove sclerometriche effettuate in sito sono riassunti in Tabella 1.1; si sottolinea che il punto di misura S1 è stato scelto coincidente con quello di esecuzione della prova con martinetto piatto precedentemente descritta. Come si può notare, i dati risultano piuttosto dispersi, per tale ragione, la resistenza della muratura è stata ricavata con riferimento alla curva inferiore riportata nel grafico di Figura 1.11, ottenendo un valore pari a 5.2 MPa (con un minimo di 4.5 MPa) e quindi ben superiore a quella precedentemente ottenuta dalle prove di martinetto piatto.

Punto											Inc	lice di	rimba	Izo										
Funto												[-]											
4	35	53	44	32	34	42	34	36	29	30	30	35	29	30	31	41	33	45	41	30	30	30	34	34
'	35		44	32	34	42	34	36		30	30	35	29	30	31	41	33	45	41	30	30	30	34	34
1 BIS	32	34	42	34	36	29	30	30	35	29	30	31	41	30	30	30	34	34						
1 813	32	34		34	36		30	30	35	29	30	31	41	30	30	30	34	34						
2	34	32	37	39	32	36	35	38	43	45														
	34		37	39	32	36	35	38	43															
_	25	28	37	25	33	35	23	43	32	38														
3	25	28	37	25	33	35			32	38														
4	30	38	30	29	25	40	33	42	27	49														
4	30	38	30	29		40	33	42	27															

Punto	Dev. St. [-]	Media [-]	CdV [%]	fc [MPa]
1	5.0	34.5	14.4	5.4
1 BIS	3.2	32.5	9.8	4.8
2	3.4	36.8	9.2	6.1
3	5.1	31.6	16.2	4.5
4	5.6	33.6	16.7	5.1
			Media	5.2

Tabella 1.1 – Risultati delle prove sclerometriche condotte. Il punto 1BIS corrisponde al punto di sondaggio S1, eliminando i valori ottenuti sui corsi di mattoni più regolari (listatura).

1.2 Prove in laboratorio

Come previsto dalla Normativa, si è inoltre provveduto all'effettuazione di alcune prove di caratterizzazione dei singoli componenti della muratura, ovvero della malta e dei mattoni, al fine di stabilire se la muratura stessa abbia un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto. I punti di prelievo dei campioni sono indicati nelle Figure 1.10 e 1.12, con riferimento alla simbologia illustrata in Tabella 1.2, riportata qui sotto per comodità di lettura.

TIPOLOGIA INDAGINE	Nº INDAGINI	SIGLA
Rilievo visivo della tipologia muraria, di cui:	19	
- con rimozione dell'intonaco	10	da M2 a M10, F5
- senza rimozione dell'intonaco	1	M1
- senza rimozione dell'intonaco	8	da 1 a 8
Fori con punta da 10 mm per la valutazione	3	M1 M2 E5
dello spessore totale	3	M1, M3, F5
Prelievo di malta	11	da M1 a M9, F5 (2 campioni)
Prelievo di mattoni	7	M1, M3, M5, F5, M6, M7, M9
Prove con martinetti piatti	1	MP1
Prove sclerometriche sui mattoni	4	da S1 a S4

Tabella 1.2 – Prospetto riassuntivo delle indagini sulla muratura

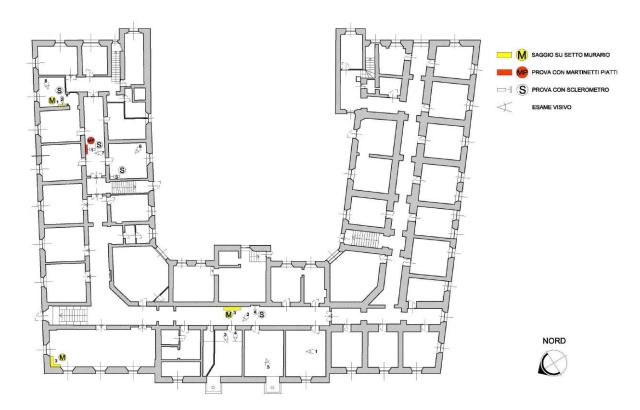


Figura 1.10 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio: piano seminterrato.

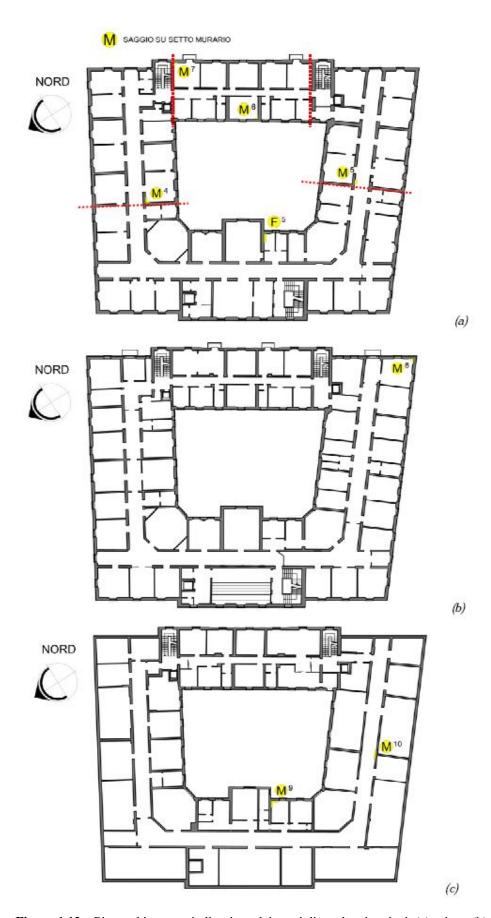


Figura 1.12 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio, piani: (a) primo, (b) secondo; (b) quarto. Sulla pianta del piano terra sono stati indicati qualitativamente i 4 stralci che compongono il fabbricato.

1.2.1 Prove di caratterizzazione della malta

Sono state eseguite delle prove di caratterizzazione della malta, principalmente finalizzate alla determinazione del tipo di legante e di aggregato presenti, al rapporto legante/aggregato, etc. A tal fine sono stati prelevati in sito 11 campioni di malta (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario, Figura 1.13), che sono stati quindi sottoposti ad opportune prove di laboratorio. Nello specifico, queste sono consistite nell'osservazione microscopica di provini in sezione sottile opportunamente preparati a partire dal materiale prelevato in sito, utilizzando un microscopio ottico da mineralogia, che può raggiungere circa 600 ingrandimenti ed è dotato di due polarizzatori della luce. Tale indagine ha permesso di individuare la composizione mineralogico-petrografica delle malte in esame, che ha messo in evidenza la presenza, in tutti i campioni esaminati, di un legante di tipo carbonatico con presenza di microcristalli e piccoli ossidi di ferro (M3). Gli aggregati sono risultati costituiti da sabbia mista con quarzite di origine metamorfica, frammenti serpentinitici e carbonatici; sono presenti anche miche e olivine di piccole dimensioni in parte alterate e piccole quantità di minerali argillosi a reticolo espandibile ridotto (cloriti). Gli aggregati presentano dimensioni variabili, da 0,05 mm a 1 mm, alta sfericità e arrotondamento variabile, da angoloso a sub-arrotondato, e sono di provenienza mista da cava e da fiume (con tutta probabilità di origine appenninica, per la presenza di piccoli frammenti di ofioliti).La distribuzione degli aggregati è irregolare, con un rapporto in volume rispetto al legante che varia da 66% (F5 1; F5 2; M2) a 80% per le malte più magre (M1; M3; M4, M6; M7). Il gruppo di malte costituito da F5_1, F5_2 ed M2 nel complesso presenta clasti seriati (conglomerato medio-fine) con addensamento medio e risulta essere di migliore qualità rispetto agli altri campioni.



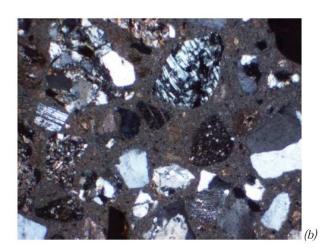


Figura 1.13 – (a) Esempio di un punto di prelievo della malta e (b) corrispondente immagine del campione al microscopio.

Si è inoltre provveduto ad effettuare un'analisi diffrattometrica dei raggi X dei campioni di malta ridotti in polvere, finalizzata all'individuazione delle diverse specie minerali presenti. Tramite l'interazione dei campioni di malta finemente polverizzati con i raggi X di definita lunghezza d'onda è infatti possibile ottenere degli effetti di diffrazione (interferenza positiva) dei raggi X stessi. Lo strumento utilizzato permette di trasformare tali effetti di diffrazione trasformandoli in picchi registrati su carta, la cui altezza dipende dall'intensità della diffrazione stessa. Dal momento che le diffrazioni dipendono a loro volta dalle

caratteristiche strutturali dei singoli minerali che compongono il campione, i diversi picchi registrati consentono di individuare le specie mineralogiche presenti. Nel caso in esame, tale indagine ha evidenziato la presenza delle seguenti fasi cristalline: quarzo, ossidi di ferro, diopside, microclino, albite. Le malte presentano un alto contenuto di quarzo, carbonati, silicati di ferro e magnesio, fillosilicati, feldspati. Sono presenti, come minerali accessori, pirosseni, plagioclasi (albite) e minerali argillosi (illite/montmorillonite); i campioni M3 e M7 presentano inoltre un più alto contenuto di ossidi di ferro. Riassumendo, le indagini svolte hanno evidenziato che la composizione delle malte di calce analizzate, in particolare in termini di rapporto tra legante e aggregato, è differente; tuttavia tutti i campioni presentano uno scarso contenuto di legante e una porosità irregolare diffusa, indice di un elevato contenuto di acqua nell'impasto. I campioni hanno tutti consistenza friabile al tatto per l'elevata percentuale di aggregato presente. La presenza di minerali argillosi a reticolo espandibile può ulteriormente compromettere la coesione della malta in presenza di acqua (allo stato liquido e di vapore). I campioni F5_1, F5_2 ed M2, nonostante la migliore classazione dei clasti, sono incoerenti e friabili al tatto, questo potrebbe essere dovuto all'impiego di acqua con un'alta percentuale di impurità (alto tenore di cloruri, presenza di sostanze organiche).

1.2.2 Prove di compressione sul laterizio

Per quanto concerne le indagini di laboratorio sui mattoni, sono state effettuate delle prove di compressione su cubi di laterizio, ricavati mediante sega circolare ad umido dai mattoni prelevati in sito (figura 1.14a).



Figura 1.14 – (a) Prelievo dei mattoni in sito, (b) vista d'insieme di tutti i campioni, (c), (d) misurazione dei campioni.

Da ciascun mattone è stato possibile ricavare 4 cubi di lato 5 cm (5 cubi per il solo campione M3), ad eccezione del campione F5, da cui sono stati ricavati 3 cubi di lato 7 cm (Figura 1.14 c-d), per un totale di 28 provini (Figura 1.14b). I provini non hanno subito nessun condizionamento; sono stati infatti lasciati a temperatura ambiente (25-27° C) e all'umidità dell'aria (UR = 50-60%) fino a che il loro peso si è stabilizzato, ovvero fino a quando la differenza tra due pesate successive effettuate a distanza di un'ora l'una dall'altra è risultata inferiore ad 1/1000 del peso iniziale. Prima dell'esecuzione delle prove di compressione (Figura 1.15), le facce dei provini sono state trattate con materiale abrasivo per renderle effettivamente complanari.

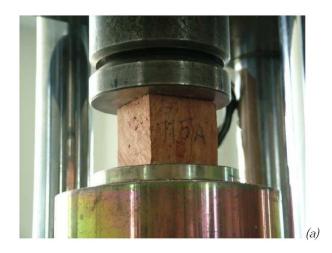




Figura 1.15 – (a), (b) Esecuzione della prova di compressione su uno dei campioni esaminati.

Le sigle dei singoli campioni sono composte dal codice identificativo del punto di prelievo, in accordo alle Figura 1.10 -1.12 e alla Tabella 1.2, seguito da una lettera progressiva per distinguere i diversi campioni ottenuti dallo stesso mattone. In Tabella 1.3 si riportano i valori medi di resistenza a compressione f_{bm} ottenuti per ciascuna serie di campioni provenienti dal medesimo mattone.

SERIE	N° CUBETTI	RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE f _{bm} [MPa]
M1	4	17.6
M3	5	23.5
M5	4	19.6
M6	4	24.1
M7	4	17.8
M9	4	29.3
F5	3	29.4

Tabella 1.3 – Valori medi della resistenza a compressione ricavata per le diverse serie di campioni.

Come si può notare, i valori di resistenza media così ottenuti risultano compresi tra 17.6 e 29.4 MPa, e quindi abbastanza in linea con i valori attesi per i mattoni pieni. I valori ottenuti sono tuttavia risultati alquanto dispersi, anche all'interno della stesso gruppo di campioni, specialmente per quanto riguarda la serie M1 (prelevata in prossimità della zona dove è stata successivamente effettuata la prova di martinetto piatto) ed M9 (prelevata nel sottotetto). In generale, va comunque ricordato che i dati sperimentali derivati da campioni di piccole dimensioni possono essere affetti da rilevante dispersione a causa delle disomogeneità interne del materiale.

1.3 Quadro fessurativo e di degrado

In seguito ai numerosi sopralluoghi condotti all'interno ed all'esterno dell'edificio è stata riscontrata la presenza di alcune vulnerabilità sia strutturali che non strutturali "non quantificabili" che dovranno essere oggetto di una più accurata indagine e valutazione nella successiva fase di lavoro. Tuttavia, non essendo presenti quadri fessurativi di rilievo l'edificio si trova complessivamente in un buono stato, sono tuttavia presenti alcune situazioni, principalmente legate da un lato ad una manutenzione non sempre ottimale, dall'altro ai cedimenti differenziali subiti dal fabbricato prima dell'intervento consolidamento degli anni Ottanta, che necessitano di essere evidenziate ed approfondite. La manutenzione dell'edificio ha inciso soprattutto sul suo stato di degrado, per cui sono presenti, in particolare nel piano seminterrato, diverse condizioni di fatiscenza legate ad infiltrazioni di umidità dal terreno. Anche il quarto piano, nella parte adibita ad archivio, è caratterizzato da diverse situazioni di fatiscenza legate ad un sostanziale abbandono dei locali, soprattutto in corrispondenza degli appoggi della copertura sui muri portanti, dove sono presenti lesioni che provocano infiltrazioni di acqua. Possono essere ricondotte alla cattiva manutenzione anche le numerose lesioni e cavillature presenti nell'edificio che interessano essenzialmente lo strato superficiale di intonaco; queste sono principalmente imputabili a fenomeni di ritiro, oppure agli interventi - avvenuti in tempi diversi - per la realizzazione di tagli nella muratura (necessari per inglobare canne fumarie e/o canaline per il passaggio degli impianti) e per la chiusura di alcune aperture, che hanno lasciato tracce visibili sull'intonaco. L'esame del quadro fessurativo presente ha richiesto l'esecuzione di numerosi sopralluoghi, che hanno avuto inizio nel novembre 2011 e si sono prolungati fino al giugno 2012; in tal modo, è stato quindi possibile registrare il comportamento dell'edificio anche a seguito delle numerose scosse sismiche che hanno interessato il territorio di Parma nei mesi di gennaio e maggio 2012. Tali eventi, come verrà meglio illustrato nel seguito, non hanno prodotto danni significativi sul fabbricato in esame, ma hanno principalmente causato la formazione di alcune nuove fessure nei muri divisori e hanno accentuato altre lesioni preesistenti. L'effetto più evidente prodotto dal sisma (in particolar modo dalle scosse di gennaio) è stato invece lo spostamento relativo dei due lembi del giunto che separano l'ala di viale Mentana dal corpo principale (Figura 1.16), di entità comunque inferiore al centimetro, sia in corrispondenza della scala a sudest, che nel corridoio prospiciente strada Garibaldi. Tale spostamento ha provocato la rottura del rivestimento in marmo dei gradini e diverse lesioni nella parte sottostante alla scala, oltre che il distacco del coprigiunto in legno, laddove presente.



Figura 1.16 – Scostamento dei labbri del giunto: (a) situazione precedente ai sismi del 2012; (b) situazione dopo le scosse di gennaio 2012; (c) situazione dopo le scosse di maggio 2012.

Un discorso a parte merita il rivestimento esterno dell'edificio, attualmente oggetto di lavori di risistemazione e fissaggio, iniziati nel giugno 2012. Tale rivestimento, realizzato in marmo nella parte inferiore dell'edificio (al di sopra della zoccolatura in pietra) e in mattoncini facciavista per la parte superiore, presentava numerose ed evidenti lesioni già prima degli eventi sismici del 2012, come appare chiaro dai primi rilievi fotografici effettuati nel novembre 2011; tuttavia, gli eventi sismici possono in alcuni casi avere accentuato l'entità di queste fessure. L'origine delle lesioni può essere in parte riconducibile ai cedimenti fondali a cui l'edificio è stato soggetto fino agli anni Ottanta, come sembra evidente almeno per il prospetto sud rivolto verso viale Mentana, ma in parte sono probabilmente legate agli sbalzi termici stagionali e alla modalità di posa in opera del rivestimento stesso. Partendo dai prospetti esterni, si sono rilevate, come detto, diverse lesioni su tutto il perimetro dell'edificio, sia nella parte inferiore che superiore (Figure 1.17 a-d), che interessano quindi entrambe tipologie di rivestimento presenti (lastre di marmo e mattoncini).



Figura 1.17 – Dettagli di alcune lesioni presenti nei prospetti (a) lungo viale Mentana; (b) verso strada Garibaldi; (c) verso viale Fratti; (d) verso l'area cortilizia su via Muggia.

Come già sottolineato in precedenza, le lesioni erano in massima parte già presenti prima degli eventi sismici del 2012; tuttavia, in seguito alle recenti scosse (che hanno messo maggiormente in luce tale problematica), la Proprietà ha ritenuto opportuno procedere alla verifica della stabilità di tutto il rivestimento esterno e alle operazioni di consolidamento e fissaggio necessarie. Nello specifico, tale intervento ha quindi comportato una prima fase di rimozione del rivestimento non sufficientemente ancorato alla muratura ed una seconda di eventuale consolidamento delle lesioni presenti (qualora queste interessassero anche la muratura) e di sostituzione del rivestimento stesso. Durante le operazioni di verifica è stata in particolare messa in luce nel prospetto sud, verso viale Mentana, una lesione presente a tutti i livelli dell'edificio in corrispondenza della seconda finestra a partire dallo spigolo di sud-est (Figura 1.18a). In seguito alla rimozione del rivestimento tra le finestre del primo e del secondo piano si è potuto osservare come questa fessura interessi in modo molto evidente anche la muratura sottostante e l'architrave in cemento armato al di sopra della finestra (Figura 1.18c). Sullo stesso prospetto, lungo il medesimo allineamento, si sono osservate analoghe fessure anche a livello di tutti i davanzali e del cornicione (Figura 1.18b). Tale situazione fessurativa sembra tuttavia interessare solo la parte esterna dell'edificio, dal momento che durante sopralluoghi condotti all'interno del fabbricato non si sono osservate lesioni in corrispondenza di quelle esterne. Questo fatto fa presupporre che l'origine della fessura sopra descritta, comunque importante e significativa in quanto corre per tutta l'altezza del prospetto, possa essere ricondotta ai cedimenti differenziali che hanno interessato l'edificio precedentemente all'intervento di realizzazione del giunto. E' noto dalla documentazione storica pervenuta come l'efficacia di tale intervento sia stata verificata tramite l'esecuzione di opportuni monitoraggi dei cedimenti, iniziati nel 1983 (nella fase immediatamente precedente al taglio) e proseguiti fino alla fine del 1984. Come già ricordato in precedenza, tali monitoraggi hanno evidenziato - dopo una prima fase di assestamento seguita all'evento sismico del 1983 - degli incrementi assoluti dei cedimenti contenuti nell'ordine di 0.5 mm in 10 mesi, che pertanto possono ritenersi senz'altro accettabili sotto il profilo statico; tuttavia non si esclude che questi possano aver comunque influenzato l'evoluzione del quadro fessurativo, soprattutto se formatosi precedentemente alla realizzazione dell'intervento stesso.







Figura 1.18 – Lesione presente nel prospetto lungo viale Mentana: (a) rimozione rivestimento tra le finestre del primo e del secondo piano; (b) particolare della lesione a livello del cornicione; (c) lesione a livello dell'architrave.

Le lesioni evidenziate sul prospetto sono state chiuse mediante iniezioni di resina, al fine di evitare infiltrazioni di acqua che avrebbero potuto, conseguentemente alle variazioni stagionali di temperatura, lesionare nuovamente il rivestimento sostituito. Sempre relativamente ai prospetti esterni, si possono comunque evidenziare situazioni di degrado in corrispondenza dei cornicioni, a volte legate alla presenza di un modesto quadro fessurativo oppure direttamente ad infiltrazioni d'acqua dalla copertura; la presenza di umidità ha quindi determinato un distacco del tinteggio e il deterioramento dell'intonaco. Tale condizione è riscontrabile in tutti i prospetti, ma in modo più evidente in quelli rivolti verso il cortile interno (Figure 1.19a,d, 1.20a-b). Tali prospetti, non rivestiti, sono inoltre interessati da un modesto quadro fessurativo, per lo più legato a cavillature dell'intonaco presenti in corrispondenza delle finestre o dei punti di passaggio degli impianti (Figura 1.19a-c, cerchiate in rosso).



Figura 1.19 – Prospetti sul cortile interno, particolari di lesioni e degrado cornicioni in corrispondenza di: (a) lato est; (b) lato ovest (c) lato nord; (d) lato sud.

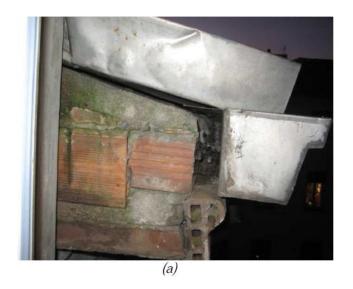




Figura 1.20 – Particolare del degrado dei cornicioni posti (a) nel cortile interno lato viale Fratti; (b) nel cortile interno lato viale Mentana.

Sempre con riferimento alla parte esterna dell'edificio, si possono notare ulteriori situazioni di degrado, ancora una volta legate all'umidità, in corrispondenza dei muretti posti al di

sopra della linea di displuvio della copertura delle soffitte (lato via Muggia), che risultano fortemente degradati con perdita totale del copriferro e conseguente ossidazione delle barre di armatura, come evidenziato nelle Figure 1.21 a-b. Lo stato di conservazione della copertura (in tegole) e dei comignoli in cotto risulta invece buono, anche se questi possono dare luogo a vulnerabilità secondarie come verrà meglio specificato nel seguito.



Figura 1.21 – Muretto sopra la copertura delle soffitte, lato via Muggia: (a) Vista generale; (b) particolare.



Figura 1.22 – Quadro fessurativo al piano seminterrato: (a) e (b): archivi lato viale Mentana; (c) cantina lato viale Fratti; (d) corridoio ala viale Fratti.

Passando ad esaminare gli interni del fabbricato, i quadri fessurativi più marcati così come le zone interessate dal maggior degrado sono presenti, come già anticipato in precedenza, al piano seminterrato e al quarto piano (nel sottotetto destinato ad archivio), mentre le restanti parti dell'edificio sono interessate da quadri fessurativi e cavillature di modesta ampiezza. Al piano seminterrato, l'ala sud (oggetto dell'intervento di consolidamento, con realizzazione di pareti di rinforzo in c.a.) appare in buone condizioni, sebbene siano presenti alcune lesioni principalmente ubicate in corrispondenza delle aperture nella parete in muratura esterna verso viale Mentana (Figura 1.22a-b). Altri quadri fessurativi sono presenti nell'ala nord, in particolare nei setti ortogonali al muro perimetrale esterno rivolto verso viale Fratti (Figure 1.22c-d). Diverse situazioni di fatiscenza riguardano inoltre i solai, in cui si sono manifestati il distacco dell'intonaco, nonché la messa a nudo e, in alcuni casi, la rottura delle pignatte, con conseguente scoprimento delle barre di armatura (Figura 1.23b, f). In alcuni locali la non ottimale conservazione dei solai ha poi determinato infiltrazioni nel soffitto (Figura 1.23a, d), spesso legate al passaggio delle numerose tubazioni presenti.



Figura 1.23 – Situazione di degrado nelle cantine del piano seminterrato: (a) infiltrazioni d'acqua in una cantina nell'angolo tra via Muggia e viale Mentana; (b) pignatte rotte in una cantina lato viale Mentana; (c) risalita di umidità nel corridoio lato strada Garibaldi; (d) perdita d'acqua da un soffitto in un locale tecnico lato strada Garibaldi; (e) umidità diffusa in un archivio lato strada Garibaldi (f) caduta di intonaco e messa a nudo dell'intradosso del solaio in un archivio lato viale Fratti.

Per quanto riguarda le pareti in muratura, tutta la parte non consolidata appare interessata da un evidente stato di degrado, determinato principalmente da infiltrazioni di acqua dal terreno, che hanno comportato in diverse pareti il distacco dell'intonaco ed efflorescenze nel laterizio (Figura 1.24 c, e). Si è potuto osservare che, per limitare questo problema, sono stati eseguiti nel tempo diversi interventi, in particolare nell'ala nord, dove alcune pareti perimetrali dei locali rivolti verso viale Fratti e strada Garibaldi sono state interessate dalla realizzazione di contro-pareti in laterizio forato, con interposizione di una intercapedine (come emerso dai sondaggi eseguiti nel giugno 2012, Figura 1.24a), mentre in altre pareti interne è stato praticato un taglio dell'intonaco ad una quota di circa 60 cm dal pavimento, lasciando a vista una striscia di due corsi di muratura nella quale sono stati consolidati i giunti e ricoprendo la parte inferiore con uno strato di calcestruzzo (Figura 1.24b).



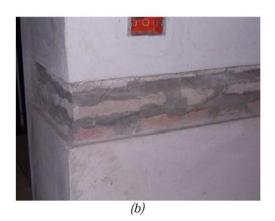
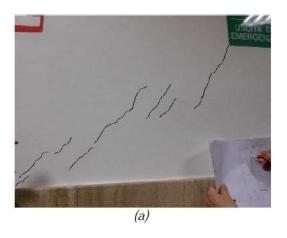


Figura 1.24 – Interventi realizzati per contrastare il problema della risalita di umidità: (a) contro-parete in forati sul muro perimetrale lato viale Fratti-Strada Garibaldi; (b) consolidamento dello strato inferiore delle pareti interne nell'ala nord.

Il piano terra non è interessato da un significativo quadro fessurativo, fatta eccezione per alcune lesioni inclinate presenti in una parete del corridoio verso strada Garibaldi (Figura 1.25a) e qualche cavillatura che parte dagli spigoli superiori delle porte e si diffonde verso l'alto (Figura 1.25b).



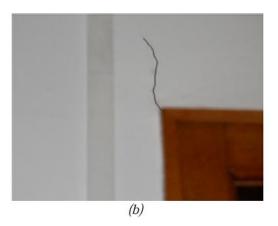


Figura 1.25 – Quadro fessurativo al piano terra: (a) corridoio lato strada Garibaldi; (b) corridoio lato viale Mentana.

Il piano primo, per la gran parte sede degli uffici della Regione Emilia-Romagna, è interessato da un più diffuso quadro fessurativo (in particolare nell'ala lato via Muggia), anche se, come già specificato, non risultano presenti lesioni significative dal punto di vista strutturale. La tipologia di lesioni è analoga a quella riscontrata al piano sottostante; anche in questo caso sono infatti presenti alcune fessure in corrispondenza del medesimo setto del corridoio lato strada Garibaldi (che risulta fessurato anche al piano terra), sebbene qui le fessure interessino sia il rivestimento in marmo posto nella parte inferiore, che la muratura soprastante (Figura 1.26 a, b). Si sono inoltre rilevate diverse lesioni in prossimità degli spigoli superiori delle porte, in particolare nell'ala est verso via Muggia (Figura 1.26c, d); queste ultime appaiono però più pronunciate rispetto a quelle riscontrate al piano inferiore in quanto, partendo dalle porte, si diffondono ampiamente nella muratura circostante.

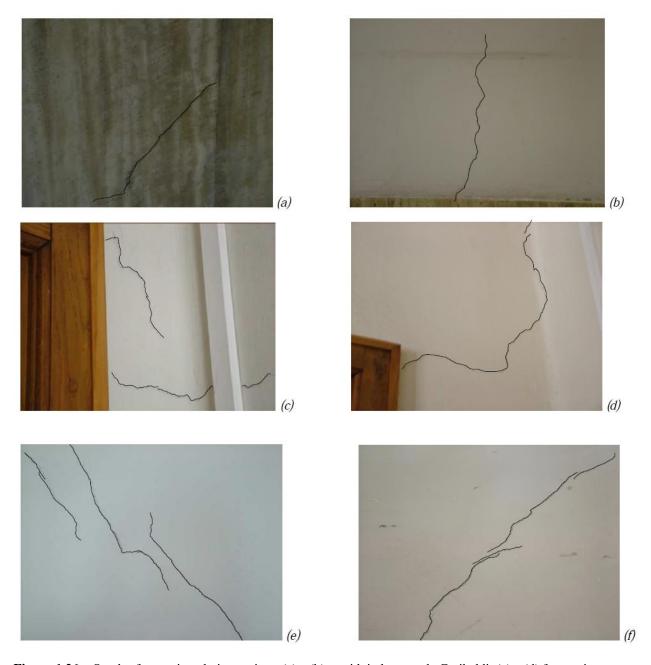


Figura 1.26 – Quadro fessurativo al piano primo: (a) e (b) corridoio lato strada Garibaldi; (c) e (d) fessure in corrispondenza delle porte d'ingresso agli uffici; (e) (f) vano scala lato nord-est.





Figura 1.27 – Piano primo: (a) diffuse cavillature corridoio lato viale Mentana; (b) stacco della muratura in corrispondenza dello stipite di una porta del corridoio lato via Muggia.

Diverse lesioni inclinate sono poi presenti nel vano scala ubicato a nord-est, sia al primo (Figura 1.26 e, f) che al secondo piano (Figura 1.28a). Si segnalano poi una serie di situazioni di degrado, come le presenza di numerose e diffuse cavillature dell'intonaco nel corridoio lato viale Mentana (Figura 1.27a), e il netto distacco di una porzione di muratura in prossimità dello stipite di una porta nel corridoio lato via Muggia (Figura 1.27b). Ai piani secondo e terzo si ritrova la medesima tipologia di lesioni riscontrata ai piani precedenti, e quindi in prossimità delle porte (Figura 1.28c-d; 1.29b), con particolare concentrazione nell'ala lato via Muggia, e nel corridoio lato viale Mentana, dove è presente una significativa lesione inclinata (Figura 1.28b) in prossimità dei locali in cui sono risultate fessure anche nei prospetti esterni e che quindi potrebbe, forse, essere collegata ai cedimenti differenziali subiti in passato dall'edificio.

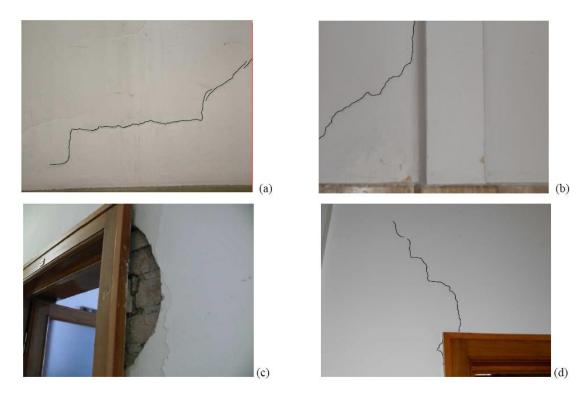


Figura 1.28 – Quadro fessurativo al piano secondo: lesioni (a) nel vano scala lato nord-est e (b) nel corridoio lato viale Mentana; (c) distacco dell'intonaco in corrispondenza dello stipite di una porta e (d) fessure in corrispondenza della porta d'ingresso di un ufficio nel corridoio lato via Muggia.

Il piano terzo risulta interessato da un quadro fessurativo modesto, sempre concentrato nell'ala di via Muggia ed in prossimità della parte di sud-est del fabbricato (Figura 1.29a, c). E' presente una lesione inclinata in un locale rivolto verso viale Mentana posto all'incirca in corrispondenza della parete in cui terminava il primo "blocco" costruito dell'edificio (Figura 1.29d). Tale setto risulta essere fessurato anche al piano terra e al piano quarto nel sottotetto (Figura 2.16b), anche se non sembra ci sia un legame diretto tra i quadri fessurativi presenti ai vari piani. E' qui opportuno sottolineare che la modalità costruttiva seguita nella realizzazione del fabbricato - edificato, come detto, dal piano interrato all'ultimo piano in quattro "blocchi" successivi, uniti tra loro tramite ammorsamenti lasciati nella muratura - non sembra aver dato luogo a particolari vulnerabilità; al contrario, l'edificio appare ben ammorsato e privo di quadri fessurativi di rilievo nelle sezioni di giuntura. Una evidente cavillatura dell'intonaco è infine presente in corrispondenza del vano scala principale (lato via Garibaldi) probabilmente in corrispondenza di un taglio praticato del muro per il passaggio di tubazioni (Figura 1.30).

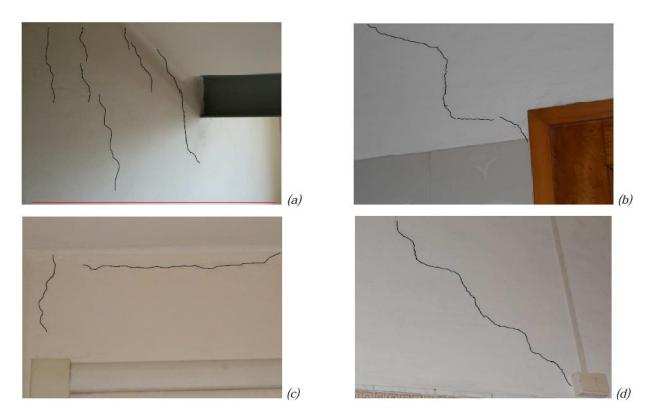


Figura 1.29 – Quadro fessurativo al piano terzo: (a) quadro fessurativo nella scala di sud-est; (b) lesione in prossimità di una porta nel corridoio lato via Muggia; (c) lesione in un locale dello spigolo sud-est verso il cortile interno; (d) lesione in un locale lato viale Mentana.





Figura 1.30 – Lesioni nell'intonaco del vano scala principale lato via Garibaldi.

Per quanto riguarda il quarto piano (sottotetto), l'analisi del quadro fessurativo e di degrado sotto riportata è relativa alla sola parte a destinazione d'uso archivio, che comprende l'ala sud (verso viale Mentana) e l'ala ovest (verso strada Garibaldi). Le restanti due ali del piano, come precedentemente detto, sono state oggetto di un recente intervento di ristrutturazione completa e sono adibite ad uso ufficio (non aperto al pubblico), trovandosi quindi in buono stato di conservazione.

Come si può notare dall'esame di Figura 1.31a, una lesione inclinata di circa 45° interessa ancora il vano scala nord-est rivolto verso via Muggia, in corrispondenza della porta di accesso al terrazzo. Nei locali adibiti ad archivio, nella parte sommitale dei setti, si possono osservare fessure estese e di considerevole ampiezza che corrono sia longitudinalmente, che lungo gli appoggi del solaio di copertura (Figura 1.31 b-f). La presenza di queste lesioni ha favorito le infiltrazioni d'acqua dalla copertura nei locali sottostanti; le infiltrazioni hanno poi a loro volta originato diverse situazioni di degrado connesse alla presenza di umidità nei setti e nelle travi copertura (Figura 1.32 a-b). A ciò si deve inoltre aggiungere il fatto che in diversi punti anche il solaio non si trova in buone condizioni, presentando pignatte rotte e barre d'armatura uscenti dall'intradosso (Figura 1.33 a-b).



Figura 1.31 – Quadro fessurativo al piano quarto: (a) vano scala verso il terrazzo lato via Muggia; (b) (c) archivi lato viale Mentana; (d) e (e) (f) archivi lato sud verso il cortile interno.



Figura 1.32 – Situazione di degrado di alcuni archivi del piano quarto: (a) infiltrazioni di umidità nel solaio di copertura e nelle travi in c.a.; (b) umidità nella zona archivi, parete lato via Muggia.





Figura 1.33 – Situazione di degrado di alcuni archivi del piano quarto: (a), (b) cattivo stato di conservazione dei solai negli archivi lato viale Mentana.

Un discorso a parte merita il giunto, mediante il quale l'edificio è stato suddiviso in due parti durante i lavori di consolidamento statico degli anni Ottanta. Come ricordato in precedenza, i due lembi del muro posti in corrispondenza del giunto - specialmente nella scala sud-est – risultavano già disallineati prima degli eventi sismici che hanno interessato la provincia di Parma nel corso del 2012 (Figura 1.34); tuttavia, specialmente dopo le scosse di gennaio, tale scostamento relativo è divenuto più pronunciato, per effetto dei movimenti reciproci delle due parti di fabbricato separate dal giunto stesso. Tale spostamento, di entità comunque contenuta, ha causato la rottura del rivestimento in marmo di alcuni gradini e il distacco del coprigiunto in legno, laddove presente, ma ha probabilmente evitato la comparsa di lesioni strutturali maggiormente significative (come già aveva fatto durante il sisma del 1983).





Figura 1.34 – (a), (b) Particolare del giunto, in corrispondenza del vano scala sud-est.

1.4 Vulnerabilità secondarie

Per quanto riguarda il rilievo delle vulnerabilità secondarie presenti si è fatto riferimento, pur non trattandosi nello specifico di un edificio scolastico, alle raccomandazioni contenute nelle "Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, dal momento che la maggior parte delle fonti di vulnerabilità elencate in tale documento possono ritenersi valide anche per il fabbricato in esame. Nello specifico, per l'edificio considerato si possono fare le seguenti considerazioni:
- i soffitti intonacati, ad eccezione di alcuni locali al piano seminterrato e nel sottotetto adibiti ad archivio o a deposito (della cui condizione di fatiscenza si è già ampiamente detto al paragrafo precedente), appaiono in buona condizione e, nella maggior parte degli uffici, non mostrano segni di degrado o di distacco dell'intonaco (Figura 1.35); va tuttavia sottolineato che in diverse stanze, soprattutto al quarto piano, sono stati eseguiti recentemente lavori di ristrutturazione e tinteggio (Figura 1.35b).





Figura 1.35 – Stato di conservazione dei soffitti negli uffici: (a) al piano secondo; (b) al piano quarto (sottotetto).

- le zone controsoffittate che si limitano alla maggior parte dei corridoi ai piani terra e terzo, al corridoio su viale Mentana al piano secondo, nonché al corridoio su viale Fratti e all'intera ala su via Muggia al piano quarto appaiono in ottime condizioni e non sono realizzate con elementi in laterizio o comunque pesanti e fragili (Figura 1.36a). In un limitato numero di punti è stato inoltre possibile sollevare i pannelli del controsoffitto, rilevando in generale un buono stato di conservazione dei pendini che li sostengono (Figura 1.36b); tuttavia, tale operazione non è stata ancora effettuata in modo diffuso per tutte le zone controsoffittate presenti nello stabile.
- gli infissi nei locali dell'AIPO dei piani terra, terzo e quarto sono stati recentemente sostituiti con serramenti in alluminio e vetri doppi (Figura 1.37a), mentre negli altri locali ai piani interrato, primo e secondo, nelle autorimesse, negli appartamenti ed in

corrispondenza dei vani scala sono ancora presenti gli infissi originali in legno con vetro semplice (Figura 1.37b), che in alcuni casi sono stati comunque carteggiati e riverniciati di recente. I serramenti e le ringhiere appaiono generalmente in buono stato di conservazione e queste ultime sembrano efficacemente collegate alle pareti.





Figura 1.36 – (a) Controsoffitto in una sala riunioni del quarto piano; (b) stato di conservazione dei pendini.





Figura 1.37 – (a) Infisso recentemente sostituito; (b) infisso tipo "originale".

- gli elementi di arredo, come armadi e scaffalature, non sempre risultano ancorati al pavimento o alle pareti, specialmente nei locali adibiti ad archivio e deposito (Figura 1.39ac), e anche il materiale in essi contenuto non è generalmente sistemato in modo da impedire cadute accidentali. In alcuni locali del seminterrato sono inoltre presenti degli

archivi mobili, chiusi, in buono stato di manutenzione (Figura 1.39d). Per quanto riguarda le apparecchiature e le tubazioni per il riscaldamento, sono in genere presenti degli idonei sistemi di vincolo (Figura 1.40a), sebbene non sempre tutti i dispositivi appaiano sempre collegati efficacemente alle pareti (Figura 1.40b).





Figura 1.38 – Stato di conservazione (a) delle inferriate e (b) dei serramenti dello stabile.



Figura 1.39 – (a), (b) Armadi e scaffalature in alcuni locali della soffitta; (c) scaffalature e (d) archivi mobili nel piano seminterrato.





Figura 1.40 – (a) Tubazioni nei corridoi del seminterrato; (b) centrale termica.

- i cornicioni (Figure 1.41a-b), i parapetti (Figura 1.41b) e gli elementi aggettanti esterni (Figura 1.41c-d) appaiono – con qualche limitata eccezione - efficacemente ancorati alla struttura, sebbene versino in mediocre stato di conservazione per le cause già discusse al paragrafo precedente; sono infatti presenti diffusi quadri di degrado prevalentemente legati alle infiltrazioni e al ristagno d'acqua e ad una non sempre ottimale manutenzione. Le solette dei balconi sono in più punti degradate, con perdita totale del copriferro e conseguente ossidazione delle barre (Figura 1.41c-d). Per quanto riguarda infine i mancorrenti delle scale interne al fabbricato, essi sono invece caratterizzati da un ottimo stato di conservazione (Figura 1.42a-b).



Figura 1.41 – (a) Degrado dei cornicioni; (b) parapetti della terrazza posteriore, lato cortile interno; (c) e (d) degrado della soletta dei balconi sul cortile retrostante il fabbricato, lato via Muggia.



Figura 1.42 – (a), (b) Stato di conservazione dei mancorrenti delle scale interne al fabbricato.

- sul tetto sono presenti diversi camini in laterizio (Figura 1.43a-b), in buono stato di conservazione (Figura 1.43c), che tuttavia non sono sempre connessi efficacemente alla struttura e pertanto, in caso di sisma, potrebbero essere soggetti a ribaltamento (Figura 1.43d). Il manto di copertura, in tegole, in alcuni punti risulta danneggiato e necessiterebbe di manutenzione (contribuendo così a limitare anche le infiltrazioni d'acqua nel sottotetto, Figure 1.43a, 1.44a-b). Su parte della copertura sono inoltre presenti dei pannelli fotovoltaici di recente installazione (Figura 1.44a).



Figura 1.43 – Camini in muratura sul tetto: (a), (b) vista d'insieme e (c), (d) particolare.



Figura 1.44 – (a) Pannelli fotovoltaici sulla copertura e (a), (b) manto in tegole danneggiato in alcuni punti.

- sul tetto e sulle terrazze sono inoltre presenti numerose antenne (Figura 1.45 a, vista dal cortile interno), che pur essendo generalmente collegate alla struttura principale, potrebbero costituire una fonte di rischio, specialmente in caso di sima, anche in relazione alle notevoli dimensioni di alcune di esse (Figura 1.45 b-d).



- il frontone posto in corrispondenza del prospetto principale su via Garibaldi (Figura 1.46a) non appoggia in modo continuo sulla muratura sottostante, ma al contrario presenta degli appoggi puntuali di dimensione 25x25 cm (Figura 1.46b), la cui efficacia – specialmente in presenza di forze orizzontali - dovrà essere debitamente verificata.



Figura 1.46 – (a) Vista generale e (b) particolari del frontone posto sul prospetto principale di via Garibaldi

- il rivestimento esterno, come già ampiamente detto al paragrafo precedente, risulta in più punti fessurato e per tale ragione sono attualmente in corsi dei lavori di verifica della stabilità e di fissaggio e/o sostituzione delle parti maggiormente ammalorate. In Figura 1.47 sono mostrate alcune immagini relative agli interventi in oggetto sulla parte superiore in mattoncini facciavista; anche la parte inferiore del rivestimento e le cornici delle aperture, realizzate in marmo, presentano tuttavia in alcuni punti lesioni tali da poterne pregiudicare la stabilità (Figura 1.48).



Figura 1.47 – (a), (b) Lavori di rimozione e sostituzione dei mattoncini facciavista danneggiati.



Figura 1.48 – Lesioni (a) nel rivestimento in marmo e (b) nelle cornici in marmo attorno alle aperture

Capitolo 2

AZIONI SULLA STRUTTURA E LORO COMBINAZIONE

Le verifiche tecniche condotte sul fabbricato sito in via Garibaldi 75 nel Comune di Parma, sede dell'ex Magistrato per il Po (Figura 2.1), hanno avuto come obiettivo la determinazione del suo grado di sicurezza nei confronti delle azioni statiche attualmente presenti e dell'azione sismica prevista dalla Normativa vigente per gli edifici di classe d'uso IV (edifici con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, ai sensi del D.G.R. 1661/2009).

Trattandosi di un edificio esistente in muratura, tale valutazione della sicurezza è stata effettuata con riferimento ai soli *stati limite ultimi (SLU)*;in particolare, per le combinazioni di carico che includono il sisma, si è fatto riferimento alla sola *condizione di salvaguardia della vita umana (SLV)*, in accordo a quanto previsto ai §§8.3 e C8.3 del DM08 e della Circ.617/09.



Figura 2.1 – Vista generale del fabbricato in esame.

Nell'ambito delle verifiche tecniche e di sicurezza sismica dell'edificio sede dell'ex Magistrato per il Po, sono state considerate le seguenti azioni:

- azione della neve,
- azione del vento,
- azione sismica,
- carichi permanenti e accidentali,

la cui quantificazione viene riportata in modo dettagliato nei Paragrafi 2.1- 2.4, facendo esplicito riferimento alle indicazioni prescritte dal DM08 e dalla Circ.617/09.

Ai fini delle **verifiche statiche a SLU**, tali azioni sono state combinate tra loro facendo riferimento alla <u>combinazione fondamentale</u> (§§2.5.3 e 2.6.1 DM08):

$$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + ...$$

in cui G_1 e G_2 rappresentano i carichi permanenti, rispettivamente dovuti ai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali, mentre con Q_{ki} sono stati indicati i carichi variabili presenti sulla struttura.

Per comodità di lettura, i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} adottati nelle analisi sono stati riportati in Tabella 2.1, mentre i coefficienti di combinazione delle azioni variabili ψ_{0i} sono richiamati in Tabella 2.2.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ _{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli sfavorevoli	γ _{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γQi	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 2.1 – Coefficienti parziali di sicurezza (corrispondente alla Tabella 2.6.I del DM08).

Categoria/Azione variabile	ψ 0j	ψ_{1j}	ψ 2j
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.2 – Coefficienti di combinazione (corrispondente alla Tabella 2.5.I del DM08).

Ai fini delle **verifiche sismiche a SLV**, le azioni sono state invece combinate con riferimento alla *combinazione sismica* (§§2.5.3 e 2.6.1 del DM08):

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + ...$$

in cui E rappresenta proprio l'azione sismica considerata; i valori dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili ψ_{2i} sono ancora una volta riportati in Tabella 2.2.

2.1 Azione della neve

Per la valutazione del **carico di neve** sono state seguite le indicazioni fornite dal DM08 al §3.4.1, di cui si riporta l'estratto relativo in Figura 2.2.

Nello specifico, il coefficiente di forma μ_i è stato assunto pari a 0.8 dal momento che, per l'edificio in oggetto, l'inclinazione massima della copertura, prevalentemente a 2 falde, è risultata pari a 22°. La forma della copertura appare maggiormente articolata nelle ali prospicienti via Garibaldi e via Muggia, dove sono presenti le porzioni adibite a terrazzo;

tuttavia, data la modesta possibilità di accumulo, si è ritenuto di poter utilizzare anche in tali parti il medesimo valore del coefficiente di forma.

Il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo q_{sk} è risultato pari a 1.5 kN/m^2 ,in quanto il Comune di Parma appartiene alla Zona I Mediterranea e l'edificio considerato è ubicato ad una quota di circa 60 s.l.m.

Poiché l'edificio sorge in un'area con classe di topografia normale secondo la Tabella 3.4.1 del DM08, il coefficiente di esposizione C_E è stato assunto pari ad 1; in assenza di uno specifico e documentato studio, si è inoltre considerato un coefficiente termico C_t unitario.

Di conseguenza, il carico della neve sulla copertura, agente in direzione verticale, è risultato pari a $q_s = 1.2 \text{ kN/m}^2$.

3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \tag{3.3.7}$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Figura 2.2 – Estratto del DM08 relativo alle indicazioni per la valutazione del carico di neve.

2.2 Azione del vento

Per la valutazione dell'azione di progetto del **vento** sono state seguite le indicazioni fornite dal DM08 al §3.3.4, di cui si riporta l'estratto relativo in Figura 2.3.

Nello specifico, la pressione cinetica di riferimento q_b è stata ottenuta dall'espressione:

$$q_b = \rho v_b$$
,

in cui ρ rappresenta la densità dell'aria, assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m³, e v_b rappresenta la velocità di riferimento, che risulta pari a 25.0 m/s (Tabella 3.3.I, DM08), dal momento che il sito sul quale sorge la costruzione in oggetto si trova in Zona 2 (Emilia Romagna), ad una quota di 60 s.l.m. e quindi minore di $a_0 = 750$ m.

Il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato mediante le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} c_e\left(z\right) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot ln(z/z_0) \cdot [7 + ct \cdot ln(z/z_0)] \end{aligned} & \text{per } z \geq z_{min} \\ c_e\left(z\right) &= c_e\left(z_{min}\right) \end{aligned} & \text{per } z < z_{min} \end{aligned}$$

ricavando i coefficienti k_r , z_0 e z_{min} dalla Tabella 3.3.II del DM08, in funzione della categoria di esposizione del sito considerato. Come già ricordato in precedenza, la costruzione risulta ubicata in Zona 2 (Emilia Romagna), in un'area caratterizzata da una classe di rugosità del terreno A, ad una distanza dal mare maggiore di 30 km e ad un'altitudine minore di 500 m s.l.m.; la categoria di esposizione può quindi essere assunta pari a V. Di

conseguenza, nei calcoli si sono assunti $k_r = 0.23$, $z_0 = 0.7$ m e $z_{min} = 12.0$ m, mentre il coefficiente di topografia c_t è stato posto pari ad 1.

In accordo con il C3.3.10 della Circ.617/09, il coefficiente di forma c_p è stato assunto pari a 0.8 per le pareti direttamente investite dal vento e 0.4 per le pareti sottovento. Il coefficiente dinamico è stato cautelativamente assunto pari a 0.0

3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d (3.3.2)$$

dove

q, è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Figura 2.3 – Estratto del DM08 relativo alle indicazioni per la valutazione della pressione del vento.

Nella Tabella 2.3 vengono riportati i valori della pressione del vento, riferiti alla quota dell'estradosso del solaio di ciascun piano rispetto alla quota media del piano campagna circostante, relativamente alle direzioni principali X ed Y indicate in Figura 2.4.

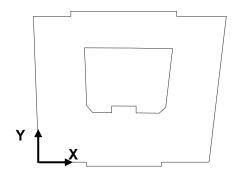


Figura 2.4 – Perimetro esterno dell'edificio in esame ed indicazione del sistema di riferimento X-Y assunto.

DIANO	direzione X		direzi	one Y	
PIANO	p ⁺ (kN/m ²)	p^{-} (kN/m ²)	p ⁺ (kN/m ²)	$p^{-}(kN/m^2)$	
seminterrato	0.46	0.23	0.46	0.23	
terra	0.46	0.23	0.46	0.23	
primo	0.46	0.23	0.46	0.23	
secondo	0.50	0.25	0.50	0.25	
terzo	0.56	0.28	0.56	0.28	
quarto	0.61	0.30	0.61	0.30	

Tabella 2.3 – Azione del vento nelle 2 direzioni principali, valutata alla quota dell'estradosso dei solai dei diversi piani.

2.3 Azione sismica

L'azione sismica di riferimento per lo stato limite di salvaguardia della vita umana, in termini di forme spettrali da impiegare nelle analisi sismiche definite sulla base dei dati relativi alla destinazione d'uso ed alle caratteristiche geomorfologiche del sito, è stata ricavata mediante il software "Spettri-NTC", scaricabile dal sito web del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In particolare, la sicurezza nei confronti dello SLV risulta caratterizzata da una probabilità di superamento P_{VR} pari al 10% (Tabella 2.4) nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, come definito nel §2.4 del DM08.

Stati Limite		$P_{V_{R}}$: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento \mathbf{V}_{R}
Stati limite di	SLO	81%
esercizio	SLD	63%
Stati limite	SLV	10%
ultimi	SLC	5%

Tabella 2.4 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato (corrispondente alla Tabella 3.2.I del DM08).

Per quanto riguarda la <u>destinazione d'uso</u>, l'edificio in esame, essendo adibito a sede della Regione, risulta classificato come "edificio di interesse strategico [...] la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile" ai sensi dell'Allegato A del D.G.R. 1661/2009; per tale ragione, è lecito ipotizzare che la vita nominale dell'opera sia VN \geq 100 anni e che essa ricada in classe d'uso IV secondo quanto previsto dal §2.4 del DM08. Di conseguenza, il coefficiente d'uso C_U risulterà pari a 2.0 (Tabella 2.4.II, Circ.617/09) e il periodo di riferimento varrà $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2.0 = 200$ anni. Tuttavia, tenuto conto del fatto che non si tratta di un edificio di nuova costruzione, ma bensì realizzato sul finire degli anni '40, di comune accordo con la Committenza si è scelto di **ridurre la vita nominale dell'opera V_N a 50 anni**; conseguentemente, mantenendo $C_U = 2.0$, si ottiene un valore del periodo di riferimento pari a $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100$ anni.

Con riferimento alle <u>caratteristiche geomorfologiche del sito</u> si è inoltre assunta una **categoria di sottosuolo C** ed una **categoria topografica T1**, sulla scorta delle informazioni reperite e già illustrate diffusamente al §3.3 della relazione intermedia.

I principali dati di input immessi nel software "Spettri-NTC" utilizzato per ricavare lo spettro di progetto sono quindi risultati essere (Figure 2.5-2.7):

- coordinate geografiche del sito in oggetto (lat. 44.808052°, long. 10.330286°),
- vita nominale $V_N = 50$ anni e coefficiente d'uso $C_U = 2$,
- categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1.

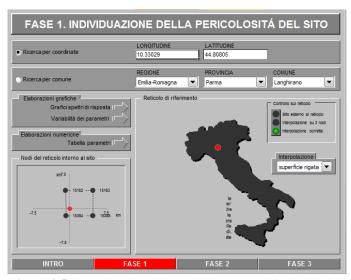


Figura 2.5 – Inserimento delle coordinate geografiche del sito.



Figura 2.6 – Inserimento dei parametri V_N e C_U .

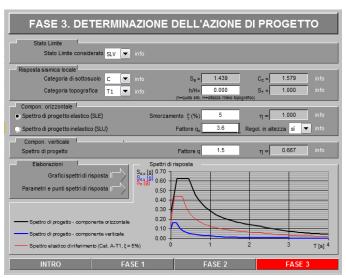


Figura 2.7 – Inserimento della categoria di sottosuolo e della categoria topografica.

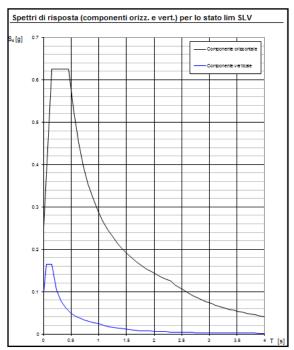


Figura 2.8 – Spettro di risposta elastico allo SLV per la componente orizzontale e verticale del sisma.

In Figura 2.8 viene riportato lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita umana, relativamente alla componente orizzontale e verticale dell'azione sismica. Il valore di accelerazione al suolo risulta pari a $a_g = 0.176 \, g$. Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s per la categoria di sottosuolo C, risulta pari a 1.439.

2.4 Analisi dei carichi

2.4.1 Peso proprio degli elementi strutturali

I pesi propri G₁ degli elementi strutturali principali, rappresentati dalle pareti murarie in laterizio, dalle travi e dai pilastri in c.a., sono stati valutati a partire dalle effettive dimensioni geometriche rilevate in sito e dai pesi per unità di volume riportati in Tabella 2.5. Tali valori risultano **comprensivi del peso per unità di volume dell'intonaco**, in funzione dello spessore medio rilevato in sito.

Elemento strutturale	Peso per unità di volume [kN/m³]
Muratura di mattoni pieni	19
Travi e pilastri in c.a.	26

Tabella 2.5 – Pesi per unità di volume per le pareti murarie, travi e pilastri dell'edificio in oggetto.

2.4.2 Carico dei solai per tipologia

Per ciascuna delle 4 tipologie di solaio individuate nell'edificio oggetto di indagine (SAP, laterizio armato, STIMIP e putrelle e tavelloni) si è anzitutto provveduto alla determinazione delle orditure e delle stratigrafie effettivamente presenti tramite l'esecuzione di indagini specialistiche, i cui risultati sono stati già ampiamente descritti nella relazione intermedia e nei corrispondenti Allegati, cui si rimanda per maggiori

dettagli. Si è quindi proceduto alla determinazione dei carichi permanenti e variabili su di essi agenti, facendo riferimento alle disposizioni contenute nel DM08; con riferimento a quanto prescritto al §3.1.3.1 (Figura 2.9) si è inoltre provveduto a determinare il carico equivalente distribuito sui solai dovuto alla presenza delle pareti divisorie nei locali servizi e in alcuni degli uffici.

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Figura 2.9 – Estratto del DM08 per la valutazione del carico permanente portato uniformemente distribuito dovuto alla presenza dei divisori interni.

Con riferimento alla determinazione del carico variabile agente sui solai, nell'edificio in esame sono state principalmente individuate le seguenti destinazioni d'uso, con riferimento alla Tabella 2.6, anch'essa estratta dal DM08:

- **categoria A** (residenziale): a tale categoria appartengono i tre appartamenti presenti nella struttura, di cui uno al piano terra (abitazione del custode) e due al piano quarto (ora inutilizzati);
- **categoria B** (uffici): a tale categoria appartengono la maggior parte dei locali del fabbricato; in particolare, ai piani primo, secondo e terzo gli uffici sono aperti al pubblico, sebbene non siano in genere caratterizzati da particolari affollamenti (cat. B2), mentre gli uffici situati nel lato nord-est del piano quarto non sono aperti al pubblico (cat. B1);
- categoria C (ambienti suscettibili di affollamento): a tale categoria (e più precisamente alla sottocategoria C2) appartengono le scale ed i pianerottoli, i balconi e le terrazze, nonché l'androne di ingresso prospiciente via Garibaldi;
- categoria E (archivi): a tale categoria (e più precisamente alla sottocategoria E1) appartengono i locali situati nei lati sud ed ovest del piano quarto, adibiti ad archivi e depositi;
- categoria H (coperture e sottotetti): a tale categoria appartengono le coperture inclinate delle diverse ali del fabbricato (cat. H1) e i locali sottotetto adibiti a soffitte e vani tecnici al quinto piano dell'ala prospiciente via Muggia (cat. H2).

Nel seguito verranno quindi riportati i carichi assunti per le diverse tipologie di solaio presenti nell'edificio e utilizzati nelle analisi numeriche, facendo riferimento per ognuna di esse ad una stratigrafia "tipo", mediata sui diversi risultati ottenuti dalle indagini effettuate in sito. Nel §4.1.1 della presente tesi, relativa alle verifiche statiche sui solai, saranno

invece riportate le analisi dei carichi "esatte" per i singoli pacchetti rilevati, utilizzate per la valutazione della sicurezza dei campi di solaio effettivamente indagati.

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
Α	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
В	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
С	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
Е	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	_	_
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi	2,50	2 x 10,00	1,00**
	di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso			
	Coperture e sottotetti			
Н	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili	0,50 secondo ca	1,20 ntegoria di ap	1,00 partenenza
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso		_	
*	non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le automezzi dovranno essere valutate caso per caso		_	

Tabella 2.6 – Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (corrispondente alla Tabella 3.1.II del DM08).

Solaio tipo RDB SAP (H = 20 cm)

La stratigrafia "tipo" dei solai SAP20 con relativa analisi dei carichi è riportata in Tabella 2.7. Tale stratigrafia è stata desunta sulla base di un unico rilievo in sito, aumentando cautelativamente lo spessore del pavimento, che è stato portato a 2 cm (anziché 1 cm), data la notevole eterogeneità di pavimentazioni riscontrate nei diversi locali dello stabile. Per la determinazione del peso proprio del pacchetto strutturale, caratterizzato da pignatte di base 20x30 cm e altezza 20 cm, si è fatto riferimento al Manualetto RDB dell'epoca, di cui è riportato un estratto in Figura 2.10 (riquadro rosso). Si ritiene inoltre opportuno sottolineare che, poiché la destinazione d'uso più comune per i locali caratterizzati da questa tipologia di solaio è quella di uffici aperti al pubblico, in Tabella 2.7 è stato riportato un valore del carico variabile pari a 3.00 kN/m²; tuttavia, nel modello di calcolo si è provveduto a differenziare il carico variabile per i singoli campi di solaio in base alla loro effettiva destinazione d'uso (secondo quanto già illustrato in precedenza).

SOLAIO SAP 20 cm					
PESO PRO	PRIO (G1)				
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)		
RDB Sap 20 laterizio armato	20		1.75		
		G1 tot	1.75		
PERMANENTI	PORTATI (G2)				
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)		
intonaco intradosso	1	18	0.18		
massetto di allettamento/rasatura	5	18	0.9		
pavimentazione (grés)	2	20	0.4		
divisori leggeri (forati 25x25x8), ove presenti			1.6		
		G2tot	3.08		
CARICHI VA	RIABILI (Qk)				
			carico (kN/mq)		
Uffici aperti al pubblico - Cat B2			3		
		Q1k	3		

Tabella 2.7 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei solai tipo SAP20.

Tipo di struttura	Peso propr. Kg/mq	Momentitotali massimi di servizio in Kgn riferiti alla striscia di solalo larga m.				
SAP 8	85	230	290	405	nempy byžalic	
SAP 12	110 110	385	540	100	oton oilote	
SAP 16	130	615	720	960	1290	-
SAP 20	175	700	1170	1430	1890	2025
Armatura pei larga cm. 2	1 7 TO 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	3Ø3	3Ø4	3 Ø 5	3Ø6	4Ø6
Carico di sn dell'acciaio (70	60	55	50	50

Figura 2.10 - Estratto del Manualetto RDB del 1958, con indicazione del peso per unità di superficie dei solai SAP.

Solaio tipo RDB SAP (H = 16 cm)

La stratigrafia "tipo" dei solai SAP16 (anche in questo caso desunta sulla base di un unico rilievo in sito) con relativa analisi dei carichi è riportata in Tabella 2.8. Per la determinazione del peso proprio del pacchetto strutturale, caratterizzato da pignatte di base 20x30 cm e altezza 16 cm, si è fatto nuovamente riferimento al Manualetto RDB dell'epoca, di cui è riportato un estratto in Figura 2.10 (riquadro blu). Nella valutazione del carico relativo alle pareti divisorie interne riportato in Tabella 2.8 è stato considerato il valore massimo dell'altezza di interpiano, rilevato negli appartamenti; tale valore potrebbe invece essere ridotto e portato a 1.20 kN/m² nei locali posti al di sotto della falda inclinata del tetto, in cui l'altezza media risulta inferiore.

Poiché questa tipologia di solaio è stata principalmente riscontrata al quarto piano, come carico variabile è stato assunto un valore pari a 2.00 kN/m² per i locali prospicienti viale Fratti, adibiti ad uffici non aperti al pubblico, e per i due appartamenti inutilizzati su via Garibaldi, mentre si è considerato un valore pari a 6.00 kN/m² per i locali posti nel lato sud-ovest, attualmente adibiti ad archivio. Poiché tuttavia quest'ultima destinazione d'uso appare diversa rispetto a quella originariamente prevista per il sottotetto, le analisi numeriche sono state ripetute anche considerando un carico variabile pari a 2.00 kN/m² per tutti i locali del piano quarto.

SOLAIO	SAP 16 cm		
PESO PR	OPRIO (G1)		
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)
RDB SAP 16 laterizio armato	16		1.3
		G1 tot	1.3
PERMANENT	TI PORTATI (G2)		
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)
intonaco intradosso	1	18	0.18
massetto di allettamento/rasatura	4	18	0.72
pavimentazione (in cotto, ove presente)	1	20	0.2
divisori leggeri (forati 25x25x8), ove presenti			1.6
		G2 tot	2.7
CARICHI V	ARIABILI (Qk)		
			carico (kN/mq)
Uffici non aperti al pubblico - Cat. B1	lato V.Fratti		2
Ambienti ad uso residenziale - Cat. A	lato V.Garib.	Q1k	2
Biblioteche, archivi, magazzini, depositi - Cat. E1	lato V.Garib.		6
		Q1k	6

Tabella 2.8 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei solai tipo SAP16.

Questa stessa tipologia di solaio è stata inoltre riscontrata in copertura, nella parte di fabbricato "più antica", prospiciente via Garibaldi e gli angoli con i viali Fratti e Mentana, che risulta in massima parte adibita ad archivio e deposito e conseguentemente non è intonacata (Figura 2.11). La corrispondente analisi dei carichi è riportata in Tabella 2.9.

Il solaio di copertura è stato ignorato nell'analisi della risposta sismica in quanto non presenta una funzione strutturale sismicamente rilevante; la sua presenza è stata comunque tenuta in conto applicando dei carichi distribuiti e/o concentrati alle murature sottostanti (si veda § 1.4.6).

SOLAIO SAP 16 cm (copertura)				
PESO PRO	OPRIO (G1)			
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)	
RDB SAP 16 laterizio armato	16		1.3	
		G1 tot	1.3	
PERMANENTI	PORTATI (G2)			
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)	
manto in tegole marsigliesi			0.35	
	·	G2 tot	0.35	
CARICHI VA	RIABILI (Qk)			
			carico (kN/mq)	
Coperture accessibili per sola manutenzione - Cat. H1			0.5	
		Q1k	0.5	
Neve			1.2	
		Q2k	1.2	

Tabella 2.9 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei solai tipo SAP16 (copertura).





Figura 2.11 – (a) Intradosso del solaio di copertura, con gli elementi di laterizio a vista; (b) manto di copertura in tegole.

<u>Solaio tipo LATERIZIO ARMATO (H = 20 cm)</u>

Nell'edificio in esame sono presenti numerosi solai in laterizio armato non riconducibili a nessuna produzione industriale nota, ubicati principalmente nell'ala di via Muggia e in parte delle ali prospicienti i viali Fratti e Mentana (si ricordi infatti che queste ultime sono state realizzate in due stralci successivi, ammorsati tra loro.

La stratigrafia "tipo" dei solai in laterizio armato con relativa analisi dei carichi è riportata in Tabella 2.10; essa è stata ottenuta "mediando" i risultati delle indagini in sito, che hanno interessato 5 diversi locali del fabbricato. Sebbene il solaio in oggetto sia caratterizzato da elementi in laterizio di geometria leggermente diversa rispetto a quelli utilizzati nei solai SAP20 (in questo caso i blocchi hanno infatti base 25x25 cm e altezza 20 cm), si è ritenuto ragionevole considerare il medesimo valore del peso proprio ricavato dal Manualetto RDB dell'epoca (Figura 2.10, riquadro rosso). Anche in questo caso si è inoltre aumentato cautelativamente lo spessore del pavimento, che è stato portato a 2 cm (anziché 1 cm), data la notevole eterogeneità di pavimentazioni riscontrate nei diversi locali dello stabile.

SOLAIO LATERIZIO ARMATO 20 cm						
PESO PROPRIO (G1)						
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)			
Solaio in laterizio armato spess. 20 cm	20		1.75			
		G1 tot	1.75			
PERMANEI	NTI PORTATI (G2)					
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)			
intonaco intradosso	1	18	0.18			
massetto di allettamento/rasatura	5	18	0.9			
pavimentazione (in grés o ceramica)	2	20	0.4			
divisori leggeri (forati 25x25x8), ove presenti			1.6			
		G2tot	3.08			
CARICHI	VARIABILI (Qk)					
			carico (kN/mq)			
Uffici aperti al pubblico - Cat B2			3			
		Q1k	3			

Tabella 2.10 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei solai tipo laterizio armato da 20 cm.

Per quanto riguarda il carico variabile, in Tabella 2.10 è stato riportato un valore pari a 3.00 kN/m² corrispondente alla destinazione d'uso di uffici aperti al pubblico, che è la più comune per i locali interessati da questa tipologia di solaio; tuttavia, nel modello di calcolo si è provveduto a differenziare il carico variabile per i singoli campi di solaio in base alla loro effettiva destinazione d'uso (secondo quanto già illustrato in precedenza).

<u>Solaio tipo LATERIZIO ARMATO (H = 16 cm)</u>

Tale tipologia di solaio è stata riscontrata in copertura, nella parte di fabbricato "più recente", prospiciente via Muggia e i corrispondenti angoli con i viali Fratti e Mentana, in parte adibita ad archivi e depositi ed in parte ristrutturata ed adibita ad uffici non aperti al pubblico. La corrispondente analisi dei carichi è riportata in Tabella 2.11. Come si può notare, anche in questo caso si è ritenuto ragionevole considerare il medesimo valore del peso già utilizzato per il solaio SAP di pari spessore, ricavato dal Manualetto RDB dell'epoca (Figura 2.10, riquadro blu).

Come già ricordato in precedenza, il solaio di copertura è stato ignorato nell'analisi della risposta sismica in quanto non presenta una funzione strutturale sismicamente rilevante; la sua presenza è stata comunque tenuta in conto applicando dei carichi distribuiti e/o concentrati alle murature sottostanti (si veda § 1.4.6).

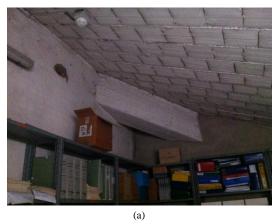




Figura 2.12 – Intradosso del solaio di copertura (a) nelle stanze adibite ad archivi; (b) nelle stanze adibite ad uffici.

SOLAIO LATERIZIO AR	MATO 16 cm (co	opertura)					
PESO PR	PESO PROPRIO (G1)						
spess. (cm) peso (kN/mc) peso (kN/mq)							
Solaio in laterizio armato spess. 16 cm	16		1.3				
		G1 tot	1.3				
PERMANENT	I PORTATI (G2)						
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)				
intonaco intradosso (ove presente)	1	18	0.18				
manto in tegole marsigliesi			0.35				
	•	G2 tot	0.53				
CARICHI VA	ARIABILI (Qk)						
			carico (kN/mq)				
Coperture accessibili per sola manutenzione - Cat. H1			0.5				
		Q1k	0.5				
Neve			1.2				
		Q2k	1.2				

Tabella 2.11 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei solai tipo laterizio armato da 16 cm (copertura).

Solaio tipo RDB STIMIP A (H = 26 cm)

Tale tipologia di solaio è stata riscontrata nei locali caratterizzati da maggiori valori della luce, ovvero nelle stanze ottangonali d'angolo tra via Garibaldi e i viali Fratti e Mentana, nonché in alcune delle stanze centrali dell'ala prospiciente via Garibaldi.

La stratigrafia "tipo" dei solai STIMIP A con relativa analisi dei carichi è riportata in Tabella 2.12. Questa stratigrafia è stata desunta sulla base di due rilievi effettuati in sito, considerando cautelativamente anche la presenza del pavimento, data la notevole eterogeneità di pavimentazioni riscontrate nei diversi locali dello stabile (del tutto assente nei locali interessati dai sondaggi). Per la determinazione del peso proprio del pacchetto strutturale, caratterizzato da tre parti in laterizio componibili in opera (tavelle da soffitto, spondali a L e soletta superiore in cotto), si è fatto riferimento al Manualetto RDB dell'epoca, di cui è riportato un estratto in Figura 2.13 (riquadro rosso). A tale valore è stato inoltre aggiunto il peso della soletta in calcestruzzo di 3 cm, che, in base a quanto riportato nel medesimo manuale, poteva essere considerata collaborante ai fini della determinazione della resistenza del solaio.

	ST	MIF		E			MIP		A
.0	Dati per il calcolo					Dati per il preventivo			
Altezza solaio	Spessore e tipo soletta Interasse nervature spessore medionerv.		so ne	Peso solaio in opera Kg/mq.		Volume conglomerato l/mq.		Peso laterizio Kg/mq.	
Alt	Spe tipo	Spe tipo Inte	spe	A	MA	A	MA	A	MA
19		cm.	cm.	138	145	28	35	70	60
22	-	68	8,5	150	157	32	39	73	63
26	(MA)			165	172	37	44	76	66
29	cotto (A) sta (MA)		8,7	178	185	41	48	80	70
34	m is	100		206	213	51	58	84	73
38	2	100	9,7	226	233	58	65	87	77
43	C.	69	7 5.4	251	258	66	73	92	82
46			10	265	272	71	78	95	85
50	Soletta	lib in	oiles	280	287	76	83	97	87
63	anulo.	83	13,8	363	370	109	116	10 110	91
75	NY.	110	17	à felic	430	-	130		115

Figura 2.13 – Estratto del Manualetto RDB del 1958, con indicazione del peso per unità di superficie dei solai STIMIP.

SOLAIO STIMIP MA 26 cm				
PESO PROPF	RIO (G1)			
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)	
RDB STIMIP MA 26 cm	26		1.65	
soletta coadiuvante non armata	3	24	0.72	
		G1 tot	2.37	
PERMANENTI PC	ORTATI (G2)			
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)	
intonaco intradosso	1	18	0.18	
massetto di allettamento/rasatura	4	18	0.72	
pavimentazione (in grés, ove presente)	1	20	0.2	
divisori leggeri (forati 25x25x8)			1.6	
		G2tot	2.7	
CARICHI VARIABILI (Qk)				
			carico (kN/mq)	
Uffici aperti al pubblico - Cat. B2	piani da PT al 3°		3	
		Q1k	3	
Archivio categoria E1	lato V.Garib. 4° P		6	
		Q1k	6	
Ambienti ad uso residenziale - Cat. A	abitazione 4°P		2	
		Q1k	2	

Tabella 2.12 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei solai tipo STIMP A da 26 cm.

Nella valutazione dei carichi permanenti portati si è fatto ancora una volta riferimento in modo cautelativo alla situazione peggiore, riscontrabile ai piani intermedi, ove sono ovviamente presenti sia la pavimentazione che l'intonaco all'intradosso del solaio (che invece mancano nel sottotetto, dove sono stati fatti i rilievi), nonché dei divisori interni di altezza pari all'interpiano (maggiore quindi dell'altezza media dei locali posti nel sottotetto). Per quanto riguarda infine il carico variabile, esso è stato assunto pari a 3.00 kN/m² nei locali ubicati tra il piano terra ed il piano terzo, essenzialmente destinati ad uffici aperti al pubblico, mentre nel sottotetto si è assunto un valore pari a 6.00 kN/m² per i locali destinati ad archivio e deposito e 2.00 kN/m² per gli appartamenti ora in disuso.

Solaio tipo putrelle e tavelloni (H = 12 cm)

Questo solaio è risultato costituito da profili IPN in acciaio, caratterizzati da un'altezza di 12 cm e posti ad un interasse di 70 cm. Non è una tipologia di solaio diffusa nel fabbricato, in quanto è stata rilevata unicamente in una porzione limitata del solaio tra il piano terzo e quarto, quindi forse introdotta successivamente alla costruzione originaria. La sua stratigrafia con relativa analisi dei carichi è riportata in Tabella 2.13.

Solaio putrelle e tavelloni					
PESO	PESO PROPRIO (G1)				
	spess. (cm)	peso (kN/m)	peso (kN/mq)		
Travi in acciaio IPN 120	12	0.111	0.16		
		G1 tot	0.16		
PERMANE	NTI PORTATI	(G2)			
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)		
intonaco intradosso	1	18	0.18		
tavella in laterizio	4		0.40		
massetto di allettamento/rasatura	16	18	2.88		
pavimentazione (mattonelle in cotto)	1	20	0.2		
divisori leggeri (forati 25x25x8)			1.2		
		G2tot	4.86		
CARICHI VARIABILI (Qk)					
			carico (kN/mq)		
Uffici non aperti al pubblico B1			2		
		Q1k	2		

Tabella 2.13 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei solai tipo putrelle e tavelloni.

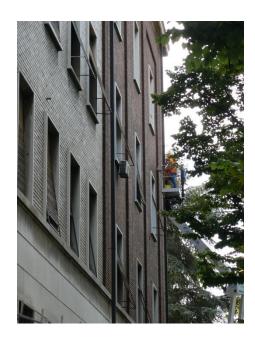
2.4.3 Peso proprio del rivestimento esterno

Il carico dovuto ai rivestimenti esterni è stato tenuto in conto incrementando opportunamente il peso per unità di volume degli elementi strutturali da esso interessati, in funzione degli spessori rilevati in sito.

In particolare, è risultato che l'edificio in esame presenta un rivestimento di spessore mediamente pari a 6 cm (comprensivo della malta di allettamento), realizzato in marmo bianco al piano terra e in mattoncini di laterizio ai piani superiori, in accordo a quanto riportato in Figura 2.14 e in Tabella 2.14. Si ricorda inoltre che tale rivestimento interessa i soli prospetti principali dell'edificio, mentre quelli che affacciano sul cortile interno sono semplicemente intonacati.

Rivestimenti esterni				
Rivestimento in marmo				
spess. (cm) peso (kN/mc) peso (kN/				
Marmo bianco	4	22	0.88	
Malta di allettamento	2	16	0.32	
		G1 tot	1.20	
Rivestimento in laterizio				
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)	
Mattoncini in laterizio	4	18	0.72	
Malta di allettamento	2	16	0.32	
		G1 tot	1.04	

Tabella 2.14 – Stratigrafia e peso proprio per unità di superficie dei rivestimenti esterni.



(a)

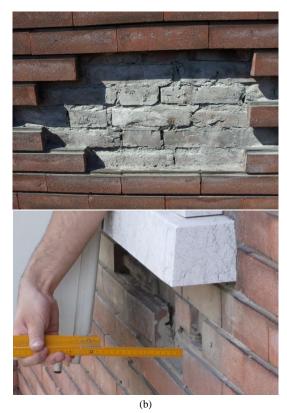


Figura 2.14 – (a) Rivestimenti sui prospetti principali del fabbricato; (b) dettagli del rivestimento in laterizio.

2.4.4 Carico delle scale

La tipologia strutturale delle scale è stata desunta direttamente dalle fotografie scattate durante la costruzione dell'edificio, da cui è emerso che la rampa principale su via Garibaldi è a soletta portante in c.a. (Figura 2.15a), mentre le due rampe su via Muggia sono a gradini portanti, sempre in c.a. (Figura 2.15b).

Per quanto riguarda la *scala a soletta portante*, continua con la soletta di pianerottolo, i rilievi hanno evidenziato la stratigrafia riportata in Figura 2.16a, cui corrisponde l'analisi dei carichi di Tabella 2.15. In particolare, il rivestimento delle pedate, di larghezza pari a 32 cm, è realizzato in marmo dello spessore di 4 cm e presenta un allettamento in malta di spessore 2 cm; il rivestimento delle alzate, di altezza pari a 16 cm, è anch'esso realizzato in marmo dello spessore di 2 cm e presenta un allettamento in malta di spessore 1 cm. I gradini risultano realizzati in cemento armato e poggiano su una soletta di cemento armato dello spessore di 20 cm.





Figura 2.15 – Foto storiche: particolare delle scale (a) su via Garibaldi e (b) su via Muggia.

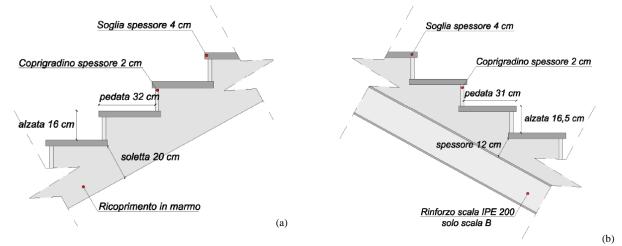


Figura 2.16 – Schematizzazione adottata per le scale interne: (a) su via Garibaldi e (b) su via Muggia.

Elemento	Spessore [cm]	Peso per unità di superficie [kN/m²]	
Pedata in marmo	4	1.08	
Allettamento pedata	2	0.36	
Alzata in marmo	2	0.27	
Allettamento alzata	1	0.10	
Gradini in c.a.	-	2.00	
Soletta in c.a.	20	5.50	
Intonaco	1	0.20	
Parapetto (ripartito)	-	0.42	

Tabella 2.15 – Peso proprio per unità di superficie della scala a soletta portante (su via Garibaldi).

Per quanto riguarda le **scale a gradino portante**, i rilievi hanno evidenziato la stratigrafia riportata in Figura 2.16b, cui corrisponde l'analisi dei carichi di Tabella 2.16. In particolare, il rivestimento delle pedate, di larghezza pari a 31 cm, è realizzato in marmo dello spessore di 4 cm e presenta un allettamento in malta di spessore 2 cm; il rivestimento delle alzate, di altezza pari a 16.5 cm, è anch'esso realizzato in marmo dello spessore di 2 cm e presenta un allettamento in malta di spessore 1 cm. I gradini risultano realizzati in cemento armato e poggiano su una soletta di cemento armato dello spessore di 12 cm.

Elemento	Spessore [cm]	Peso per unità di superficie [kN/m²]	
Pedata in marmo	4	1.08	
Allettamento pedata	2	0.36	
Alzata in marmo	2	0.27	
Allettamento alzata	1	0.10	
Gradini in c.a.	-	2.00	
Soletta in c.a.	12	3.40	
Intonaco	1	0.20	
Parapetto (ripartito)	-	0.22	

Tabella 2.16 – Peso proprio per unità di superficie della scala a gradino portante (su via Muggia).

Per entrambe le tipologie di scale il peso proprio per unità di superficie, rispettivamente pari a 9.93 kN/m² (soletta portante) e 7.6 kN/m² (gradino portante), è stato equiparato ad un carico permanente compiutamente definito G₁, essendo nota da rilievo la stratigrafia. Nel caso della rampa sud-est dell'ala prospiciente via Muggia, interessata dalla costruzione di una struttura di sostegno composta da putrelle IPE ed HE, ai carichi così calcolati è stato inoltre aggiunto il peso della carpenteria metallica presente, desumibile dalla relazione di calcolo dell'epoca. Per quanto riguarda il carico variabile, si è assunto un valore pari a 4.0 kN/m², conformemente a quanto previsto dalla Tabella 3.1.II del DM08 (riportata per comodità di lettura in Tabella 2.6) per scale e ballatoi comuni.

Entrambe le tipologie di scale sono state ignorate nell'analisi della risposta sismica, dal momento che esse non svolgono una funzione strutturale sismicamente rilevante; i carichi permanenti e variabili di loro competenza sono stati comunque distribuiti, sulla base delle aree di influenza, alle pareti murarie delimitanti i vani scala.

2.4.5 Carico del cornicione e del frontone sul prospetto principale

I cornicioni di coronamento delle facciate (sia esterne che prospicienti il cortile interno, Figura 2.17a) sono realizzati in calcestruzzo armato (peso per unità di volume 25 kN/m³) e presentano uno spessore medio di 50 cm ed un'altezza di circa 25 cm.





Figura 2.17 – (a) Cornicione di coronamento delle facciate e (b) frontone su via Garibaldi.

Nella sola parte centrale della facciata prospiciente via Garibaldi è inoltre presente un

frontone in laterizio pieno (peso per unità di volume 18 kN/m³), di spessore pari a circa 25 cm e di altezza media pari a 1.5 m (Figura 2.17b).

Sia i cornicioni che il frontone sul prospetto principale sono stati ignorati nell'analisi della risposta sismica globale dal momento che essi non svolgono una funzione strutturale sismicamente rilevante; tuttavia, il loro peso per unità di lunghezza, riportato in Tabella 2.17, è stato inserito nel modello di calcolo come carico permanente aggiuntivo gravante sui setti e sulle fasce di piano interessate.

Si ritiene comunque opportuno ricordare che il frontone su via Garibaldi rappresenta una vulnerabilità secondaria per l'edificio in esame, dal momento che esso non appoggia in modo continuo sulla muratura sottostante, ma al contrario presenta degli appoggi puntuali di dimensione 25x25 cm, la cui efficacia – specialmente in presenza di forze orizzontali dovrà essere debitamente verificata (come già evidenziato anche nella relazione intermedia).

Elemento	Peso per unità di lunghezza [kN/m]	
Cornicione in c.a.	3.125	
Frontone in laterizio pieno	6.75	

Tabella 2.17 – Peso proprio per unità di lunghezza dei cornicioni e del frontone sul prospetto principale.

2.4.6 Carico del sottotetto e della copertura

Come già evidenziato al §2.4.2, sia i solai di copertura con le relative travi di sostegno (la cui disposizione è riportata in Figura 2.18; che le pareti murarie poste in corrispondenza del sottotetto con i relativi cordoli sono stati trascurati nell'analisi della risposta sismica globale dell'edificio, dal momento che non svolgono una funzione strutturale sismicamente rilevante. In ogni caso, la loro presenza è stata comunque tenuta in conto applicando dei carichi distribuiti e/o concentrati alle murature sottostanti.

Per quanto riguarda i solai, si è dapprima proceduto alla determinazione dei carichi permanenti e variabili secondo le ipotesi già discusse al §2.4.2; questi sono stati quindi trasformati in carichi uniformemente distribuiti applicati alle pareti e alle travi di competenza, ipotizzando uno schema statico di semplice appoggio. In modo del tutto analogo, i carichi di competenza di ciascuna trave (comprensivi del suo peso proprio) sono stati trasformati in carichi puntuali agenti sui setti murari sottostanti, ipotizzando anche in questo caso uno schema di semplice appoggio o di semplice appoggio con sbalzo (per le travi poste in corrispondenza del corridoio centrale).

Infine, si è provveduto a valutare il carico distribuito equivalente alle pareti murarie poste in corrispondenza del sottotetto (realizzate in laterizio pieno e aventi quindi un peso per unità di volume pari a 18 kN/m³), in funzione degli spessori e delle altezze medie rilevate in sito. Per ragioni di sintesi e a semplice titolo di esempio, in Tabella 2.18 si riporta uno stralcio del foglio Excel utilizzato per la determinazione di questi carichi aggiuntivi applicati alle murature sottostanti, realizzato seguendo le ipotesi sopracitate.

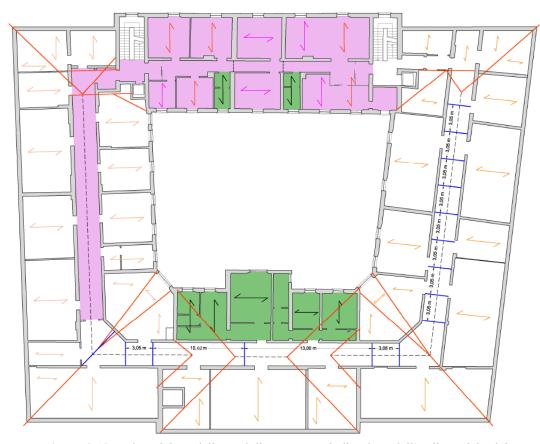


Figura 2.18 – Disposizione delle travi di copertura e indicazione dell'orditura dei solai.

Localizzazione della parete	s [m]	Peso per unità di lunghezza [kN/m]
Spina	0.25 (2T)	20.52
Perimetrale	0.40 (3T)	11.88
Trasversale	0.25 (2T)	12.79
Cordolo	0.20	1.00

Tabella 2.18 – Stralcio della tabella utilizzata per la determinazione dei carichi del sottotetto e della copertura: valutazione del peso proprio per unità di lunghezza dei setti e dei cordoli in corrispondenza del sottotetto.

Capitolo 3 MODELLAZIONE E ANALISI NUMERICA

3.1 Analisi di regolarità

L'analisi di regolarità dell'edificio è un passo fondamentale nella valutazione della vulnerabilità sismica e va eseguita in modo completo; essa fornisce, infatti, delle informazioni preliminari importanti e permette sin da subito di evidenziare alcune macrocarenze strutturali e geometriche, come ad esempio la sensibilità ai fenomeni torsionali qualora il centro delle masse e quello delle rigidezze fossero sensibilmente distanti tra loro o ancora la potenziale presenza di piani soffici se tra un piano e l'altro si verificassero brusche variazioni di rigidezza.

Inoltre, la regolarità strutturale, in pianta e in elevazione, è un aspetto che esercita una notevole influenza sul comportamento dinamico di una struttura. Risulta infatti chiaro che le irregolarità inducono maggiori richieste, in termini di spostamento e di sollecitazione, sugli elementi più eccentrici e favoriscono la formazione di meccanismi di collasso locale che non danno la possibilità di sfruttare al meglio le capacità dissipative delle strutture, con conseguente diminuzione della duttilità delle stesse. In base a quanto riportato nel DM08 (§7.2.2), le nuove costruzioni devono avere, per quanto possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Facendo riferimento all'edificio in oggetto, verranno nel seguito analizzati i punti richiesti dalla normativa per la verifica dei vari requisiti di regolarità, controllando il loro soddisfacimento.

3.1.1 Regolarità in pianta

a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.

Tale verifica viene condotta sia considerando l'edificio nella sua globalità, sia considerandolo suddiviso in due blocchi indipendenti per la presenza del giunto statico. A tal fine è stata calcolata la posizione del baricentro delle masse e delle rigidezze ai vari piani, confrontandone la relativa eccentricità, con riferimento al sistema XY di Figura 3.1a. I risultati così ottenuti sono stati sintetizzati nelle Tabelle 3.1-3.3, rispettivamente relative all'edificio nella sua globalità e ai blocchi Nord (a C) su viale Fratti e Sud (rettangolare) su viale Mentana.

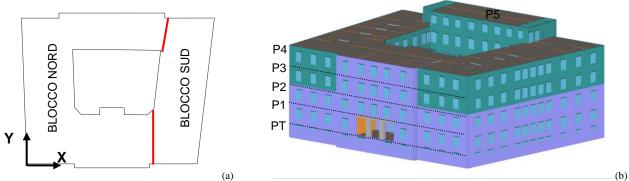


Figura 3.1 – (a) Perimetro esterno dell'edificio in esame ed indicazione del sistema di riferimento X-Y assunto e indicazione qualitativa della posizione del giunto; (b) nomenclatura adottata per indicare i vari piani.

Piano	x _{CM} [m]	у _{см} [m]	x _{CR} [m]	y _{CR} [m]	e _x [m]	e _y [m]
Terra	27.415	21.382	26.436	17.145	0.979	4.237
Primo	27.359	23.653	27.829	21.302	-0.470	2.351
Secondo	27.447	23.194	27.793	21.098	-0.346	2.096
Terzo	27.284	23.051	27.104	20.729	0.180	2.322
Quarto	27.370	25.430	27.667	21.206	-0.297	4.224
Quinto	27.183	40.405	26.402	40.739	0.781	-0.334

Tabella 3.1 – Modello "globale": posizione del centro di massa (CM) e del centro delle rigidezze (CR) e relativa eccentricità.

Piano	x _{CM} [m]	у _{см} [m]	x _{CR} [m]	y _{CR} [m]	e _x [m]	e _y [m]
Terra	16.559	20.526	10.830	15.812	5.729	4.714
Primo	18.637	23.913	15.576	22.278	3.061	1.635
Secondo	18.879	23.341	17.292	21.986	1.587	1.355
Terzo	18.919	23.201	17.035	21.660	1.884	1.541
Quarto	20.240	26.422	17.278	21.955	2.962	4.467
Quinto	27.183	40.405	26.402	40.739	0.781	-0.334

Tabella 3.2 – Blocco Nord (a C) su viale Fratti: posizione del centro di massa (CM) e del centro delle rigidezze (CR) e relativa eccentricità.

Piano	x _{CM} [m]	у _{см} [m]	x _{CR} [m]	y _{CR} [m]	e _x [m]	e _y [m]
Terra	46.669	22.843	48.368	20.779	-1.699	2.064
Primo	46.652	22.792	47.132	18.983	-0.480	3.809
Secondo	46.563	22.671	47.010	19.058	-0.447	3.613
Terzo	46.464	22.421	46.662	18.246	-0.198	4.175
Quarto	46.414	22.678	46.661	19.204	-0.247	3.474

Tabella 3.3 – Blocco Sud (rettangolare) su viale Mentana: posizione del centro di massa (CM) e del centro delle rigidezze (CR) e relativa eccentricità. Si noti che in questo caso l'origine degli assi è la medesima utilizzata in precedenza ed è quindi esterna alla pianta del blocco in esame; mancano inoltre i solai tra quarto e quinto piano dal momento che essi sono limitati alle ali centrali prospicienti via Garibaldi e via Muggia.

Un criterio per definire la sostanziale coincidenza tra CM e CR può essere quello di calcolare se la distanza tra i due punti lungo una prefissata direzione sia inferiore al 10% della dimensione media in pianta lungo quella direzione. Ad esempio, nel caso in esame si ha che:

- modello globale: 10% $L_x = 5.675$ m, 10% $L_y = 4.549$ m \Rightarrow verificato

- blocco Nord: 10% $L_x = 4.166$ m, 10% $L_y = 4.549$ m \Rightarrow non verificato al PT

- blocco Sud: $10\% L_x = 1.959 \text{ m}, 10\% L_y = 4.433 \text{ m} \Rightarrow \text{verificato}$

b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4. La verifica viene condotta sui due stralci (Figura 3.2a-b) e sulla pianta complessiva dell'edificio ai vari piani. Si riportano nella Tabella 3.4 i risultati ottenuti da tale verifica. Il rapporto ottenuto è costante ai vari piani fuorché al 5°, in cui sono presenti due "terrazze" che non si ritengono significative ai fini della presente verifica.

Dai calcoli riportati si evince che tale verifica risulta soddisfatta.

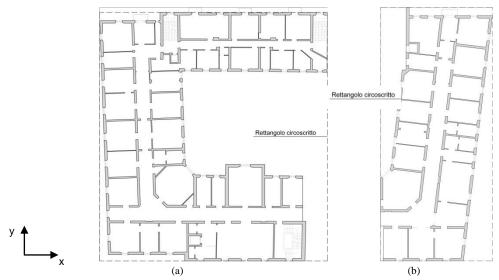


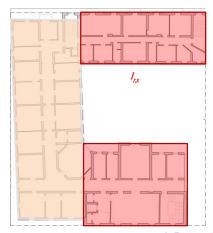
Figura 3.2 - Rettangolo circoscritto alla pianta del piano-tipo (a) blocco Nord su viale Fratti; (b) blocco Sud su viale Mentana.

	Lmin (m)	Lmax (m)	Lmax/Lmin	verifica (< 4)
Blocco Nord (viale Fratti)	41.66	45.49	1.09	Sì
Blocco Sud (viale Mentana)	19.59	44.33	2.26	Sì
Pianta globale	45.49	56.75	1.25	sì

Tabella 3.4 - Verifica sul rapporto fra i lati del rettangolo circoscritto.

c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.

La verifica consiste nel controllare che la dimensione totale delle rientranze/sporgenze in una direzione non superi il 25% di tutto lo sviluppo in pianta del perimetro esterno dell'edificio, nella direzione corrispondente.



	Lx (m)	Lr,x (m)	Lr,x /Lx %	verifica (< 25%)
PT	123.98	48.27	38.93	no
P1	123.98	48.27	38.93	no
P2	123.98	48.27	38.93	no
P3	123.98	48.27	38.93	no
P4	123.98	48.27	38.93	no

Tabella 3.5 - Verifica su rientri e sporgenze (Blocco Nord viale Fratti).

Sia considerando l'edificio nella sua totalità che considerando il solo blocco Sud verso

viale Mentana, non sono presenti rientri o sporgenze significative, pertanto tale verifica <u>si</u> <u>può ritenere soddisfatta</u>.

Prendendo invece in esame il <u>blocco Nord</u> verso viale Fratti, considerando sia il profilo esterno, quindi lato strada, sia quello interno, cioè lato cortile, si possono ottenere i valori riassunti in Tabella 3.5, che comportano il <u>non soddisfacimento di tale verifica</u>.

d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

In base a quanto previsto dal DM08 gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano a condizione che questi siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore; o ancora in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio (opportunamente dimensionati) agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza. Nell'edificio sono risultati presenti solai di diverso spessore, ma sostanzialmente riconducibili a due tipologie: in laterizio armato oppure a travetti in c.a. e tavelloni. I solai in laterizio amato, anche se appartenenti a produzioni diverse, sono tutti privi di soletta collaborante, che invece è presente in quelli a travetti. Quest'ultima tipologia, tuttavia, è presente in limitate porzioni del fabbricato, solo in corrispondenza delle luci maggiori. Il comportamento dell'impalcato appare quindi perlopiù influenzato dai solai in laterizio armato, che il DMPC 05/05/2011 "Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza postsismica (AeDES)" definisce a "soletta semirigida". Viene inoltre sottolineato che "la resistenza e la rigidezza di questa tipologia fanno sì che, se ben collegata alla struttura verticale (condizione verificata per lo più in presenza di cordoli e/o code di rondine e apposite cuciture), sia in grado di costituire un vincolo sufficientemente rigido alle parti sollecitate fuori del piano e ridistribuire le forze sismiche tra le pareti parallele alla direzione dell'azione, che racchiudono il campo di solaio. Questi solai non sono invece sufficientemente rigidi da determinare una ridistribuzione delle forze sismiche tra tutte le pareti dell'edificio".

Per tali ragioni, <u>non è possibile considerare gli impalcati come infinitamente rigidi</u> nel proprio piano, anche se tuttavia è plausibile un comportamento semi-rigido.

3.1.2 Regolarità in altezza

e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione.

Si tratta di verificare se tutte le strutture di controventamento, quali sono i setti resistenti, si sviluppano a partire dalle fondazioni (senza interruzioni) per tutta l'altezza del fabbricato, o fino alla sommità della rispettiva parte allorché fossero presenti arretramenti a differenti altezze. Per quanto riguarda l'edificio in questione, <u>la verifica risulta generalmente soddisfatta</u>, ad eccezione dei setti (l'uno perimetrale, l'altro di spina) che appoggiano sui due telai in c.a. presenti al piano terra, rispettivamente nell'ala di via Garibaldi e di via Muggia (si veda anche §2.2).

f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi

cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante per più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza le strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base. Tale variazione viene espressa in termini percentuali di massa e rigidezza del piano contiguo con valori più elevati. Il DM08 indica che le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non devono superare il 25% e la rigidezza non deve diminuire da

un orizzontamento a quello sovrastante per più del 30% o aumentare per più del 10%.

Dalla verifica è stato escluso il quinto piano, costituito da 2 terrazze.

	Piano		ΔM [%] rispetto al piano sottostante		Δk [%] rispetto al piano sottostante		
MODELLO GLOBALE	lano	X	y	X	y		
ËL BA	Primo	+28.47	+28.47	-59.03	-59.11		
28	Secondo	-6.07	-6.07	-10.89	+2.03		
Ž IJ	Terzo	-19.34	-19.34	-23.23	-20.21		
	Quarto	-6.05	-6.05	-5.92	-3.87		
	Piano		ΔM [%] rispetto al piano sottostante		Δk [%] rispetto al piano sottostante		
80		X	у	X	у		
BLOCCO	Primo	+38.54	+38.54	-57.77	-56.69		
S S	Secondo	-5.65	-5.65	-7.36	+8.15		
ш	Terzo	-18.41	-18.41	-21.44	-18.53		
	Quarto	-6.07	-6.07	-4.70	-5.70		
	Piano		ΔM [%] rispetto al piano sottostante		ispetto al ttostante		
8		X	у	X	у		
BLOCCO	Primo	+11.52	+11.52	-62.72	-59.24		
S S	Secondo	-3.81	-3.81	-18.52	-5.32		
ш	Terzo	-13.36	-13.36	-28.55	-22.46		
	Quarto	+9.28	+9.28	-9.55	-0.03		

Tabella 3.6 - Verifica sulla variazione di massa e rigidezza passando da un orizzontamento all'altro.

Dall'esame di Tabella 3.6 si può notare come tale requisito <u>non risulti verificato</u>, né in termini di massa né di rigidezza, passando dal PT al P1, ancora una volta principalmente per effetto della presenza dei telai in c.a. che interrompono la continuità dei setti. Si ricorda inoltre che, nel piano seminterrato, l'ala prospiciente via Muggia è del tutto mancante.

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti.

Non pertinente.

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo

graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Come già detto in precedenza, l'edificio in esame non presenta restringimenti in pianta nei piani in elevazione, ad eccezione del quinto piano per il quale però non è prevista limitazione alcuna. Di conseguenza <u>la verifica risulta soddisfatta</u>.

3.2 Descrizione degli elementi strutturali presenti

Come già illustrato diffusamente nella relazione intermedia (cui si rimanda per maggiori dettagli), l'edificio in esame presenta una struttura portante verticale in **muratura ordinaria composta da mattoni pieni** (Figura 3.3); sono inoltre presenti limitate parti in c.a., principalmente costituite da **due telai** rispettivamente posti nella parte centrale delle ali di via Garibaldi e via Muggia, al piano terra (Figura 3.4).





Figura 3.3 – Foto storiche dell'epoca di costruzione del fabbricato: (a) struttura portante verticale in muratura di mattoni pieni; (b) dettaglio del telaio in c.a. posto in corrispondenza dell'ingresso principale.

Per quanto riguarda la **muratura portante**, essa è costituita, come detto, da mattoni pieni e malta di calce; lo spessore dei setti, a 2, 3 e 4 teste, risulta variabile in funzione della loro posizione all'interno dell'edificio. In generale, i setti presentano uno spessore maggiore lungo il perimetro esterno e internamente al fabbricato (in corrispondenza di uno dei due muri di spina che corrono parallelamente al corridoio centrale; si veda ad esempio la Figura 3.4, pareti in ciano), ove sono mediamente presenti pareti a 4 teste tra i piani interrato e primo e pareti a 3 teste ai piani superiori; hanno invece uno spessore più contenuto l'altra parete di spina parallela al corridoio (che risulta mediamente a 3 teste, ad eccezione del quarto piano, dove diventa a 2 teste) e i setti trasversali che separano i diversi locali, in genere a 3 teste nei piani inferiori e a 2 teste dal secondo piano al quarto. Si ritiene inoltre opportuno ricordare che la muratura del piano interrato in corrispondenza dell'ala di viale Mentana è stata soggetta ad interventi di consolidamento nel corso dei lavori eseguiti negli anni '80 a seguito dei cedimenti differenziali (di cui si è già ampiamente discusso nella relazione intermedia); tali interventi sono stati tuttavia cautelativamente trascurati nella realizzazione del modello numerico descritto nei paragrafi

successivi.

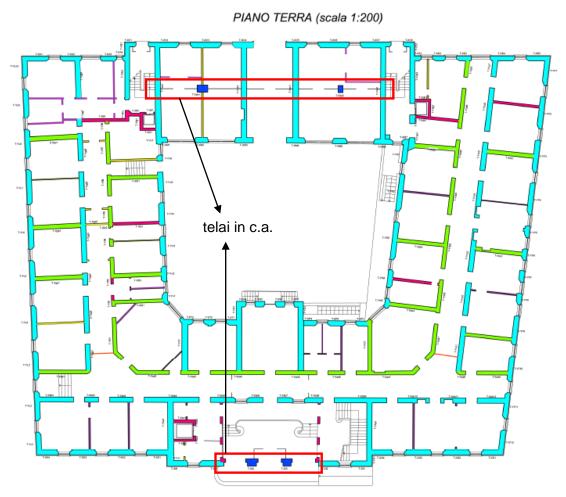


Figura 3.4 – Posizione in pianta dei telai in c.a. presenti al piano terra dell'edificio in esame.

Per quanto riguarda il **telaio in c.a.** su via Garibaldi, comprendente due pilastri e ubicato in corrispondenza dell'ingresso principale, esso risulta visibile dalle foto storiche risalenti all'epoca di costruzione del fabbricato (Figura 3.3b). Dal momento che attualmente i pilastri e la trave sovrastante sono coperti da un rivestimento in marmo sia in corrispondenza del prospetto esterno che nella hall di ingresso non è stato possibile procedere al loro rilievo; le loro dimensioni sono state comunque approssimativamente desunte dalle foto storiche disponibili. Il telaio nell'ala di via Muggia è invece posto in corrispondenza delle autorimesse (Figura 3.4); in questo caso è stato possibile procedere almeno in parte al rilievo geometrico e delle armature presenti tramite indagine pacometrica, secondo quanto già riportato nella relazione intermedia, cui si rimanda per maggiori dettagli.

Nell'edificio sono inoltre presenti un numero limitato di ulteriori elementi in c.a., costituiti principalmente da alcune **travi** presenti ai diversi piani in corrispondenza dei corridoi e dalle travi di copertura, la cui presenza è stata trascurata nel modello numerico in quanto ritenuta non influente sul comportamento sismico globale dell'edificio (si è però provveduto ad inserire il carico da esse trasmesso ai setti sottostanti, secondo quanto già illustrato al §2.4.6). In maniera del tutto analoga si è proceduto anche per le **scale** (§2.4.4), a soletta rampante in c.a. per quanto riguarda la rampa principale su via Garibaldi e a gradino portante in c.a. per quanto riguarda le due rampe di servizio nell'ala prospiciente via

Muggia, così come per i **balconi**, anch'essi a soletta portante in c.a. (Figura 2.5a). Sempre in c.a. sono stati inoltre realizzati i **cordoli di piano** (Figura 3.5b), che risultano armati con 2 sole barre d'armatura inferiori, lisce e dotate di uncini alle estremità, e che presentano una larghezza inferiore a quella della parete - almeno per quanto riguarda i setti perimetrali esterni, caratterizzati da maggiore spessore - in quanto non direttamente visibili nelle foto storiche relative ai prospetti principali dell'edificio anche quando il rivestimento esterno non era ancora presente.



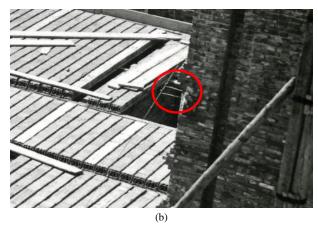


Figura 3.5 – Elementi in c.a. visibili dalle foto storiche: (a) solette dei balconi; (b) cordoli di piano.

Gli **architravi** posti al di sopra delle aperture lungo i prospetti principali dell'edificio, realizzati in c.a. e di altezza pari a circa 40-50 cm, appaiono abbastanza ben ammorsati alla muratura circostante (Figura 3.6a), mentre quelli posti in corrispondenza dei corridoi interni sono costituiti da **piattabande in laterizio**, caratterizzate da un non sempre ottimale grado di ammorsamento nella pareti (Figura 3.6b).





Figura 3.6 – Stralcio di due foto dell'epoca di costruzione dello stabile relative all'ala di via Garibaldi; come si può notare, (a) sui prospetti principali sono presenti delle architravi in c.a. al di sopra delle aperture, mentre (b) le porte che si affacciano sui corridoi interni sono sormontate da piattabande in laterizio.

Per quanto riguarda invece i **solai**, si è già detto al §2.4.2 che essi sono principalmente realizzati in laterizio armato, sia ai piani intermedi che in copertura; in particolare, essi sono del tipo SAP per la parte "più antica" del fabbricato, prospiciente via Garibaldi e i relativi angoli con i viali Fratti e Mentana e di una tipologia non direttamente correlabile ad una produzione industriale nota per la rimanente parte del fabbricato. Nella stanze

caratterizzate da una luce maggiore (ovvero i locali ottangonali d'angolo tra via Garibaldi e i viali Fratti e Mentana, nonché alcuni locali centrali dell'ala prospiciente via Garibaldi) sono invece presenti dei solai in latero-cemento del tipo STIMIP, mentre in una porzione limitata del fabbricato tra il piano terzo e quarto è stato rilevato un solaio a putrelle e tavelloni.

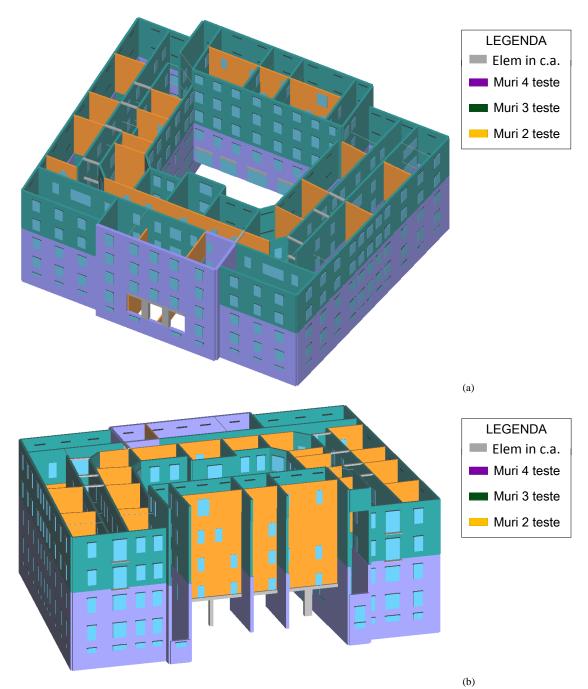


Figura 3.7 – Principali tipologie strutturali individuate nell'edificio in esame: spaccato assonometrico (a) lato via Garibaldi e (b) lato via Muggia (per permettere la visualizzazione del telaio interno è stata "rimossa" dall'immagine la parete perimetrale esterna dell'ala centrale).

Le **fondazioni continue in c.a.** presentano una geometria nota da uno schizzo quotato contenuto nella relazione di calcolo del progetto di variante per i lavori di consolidamento eseguiti negli anni '80, riportato nella relazione intermedia; si ricorda inoltre che, durante tale intervento, è stata prevista la realizzazione, al di sotto dell'ala di viale Mentana, di pali

di piccolo diametro in numero discreto.

In Figura 3.7 vengono evidenziate le tipologie strutturali precedentemente introdotte. In tale schematizzazione risultano rappresentati solo gli elementi costruttivi con funzione strutturale sismicamente rilevante.

3.3 Proprietà meccaniche assunte per i materiali strutturali

Per l'edificio oggetto di indagine, caratterizzato da una struttura in muratura con un limitato numero di elementi in c.a., si è assunto che <u>la resistenza all'azione sismica sia prevalentemente affidata alle pareti in muratura</u>, pur prevedendo in fase di modellazione l'interazione tra elementi strutturali di diverso materiale e rigidezza. Di conseguenza, per la stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza, da applicare ai valori medi delle resistenze dei materiali, sono state considerate le indicazioni previste dal DM08 e dalla Circ.617/09 relative alle costruzioni esistenti in muratura.

Le proprietà di progetto della muratura sono state definite a partire dalle conoscenze ottenute sia dai documenti a disposizione, che dalle prove sperimentali e dalle indagini effettuate in-situ. In particolare, queste ultime sono principalmente consistite in alcune prove sclerometriche sui mattoni e in una prova con martinetti piatti su un setto murario del piano interrato, opportunamente integrate da prove di caratterizzazione della malta e prove di compressione sul laterizio, eseguite in laboratorio. Queste indagini hanno permesso di raggiungere il livello di conoscenza esteso LC2 . A tale livello di conoscenza corrisponde, come noto, un fattore di confidenza FC da adottare nelle analisi pari ad 1.2; per quanto riguarda invece le resistenze ed i moduli elastici della muratura, la normativa prevede in tal caso di poter fare riferimento ai valori medi degli intervalli della tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09 (riportata per comodità di lettura in Figura 3.8). Questi parametri non sono stati modificati tramite i fattori correttivi previsti dalla Normativa, dal momento che non sussistono le condizioni né per assumere valori peggiori - la tessitura muratura è infatti sufficientemente regolare, con giunti verticali sfalsati e filari pressoché orizzontali, né per applicare coefficienti migliorativi, dal momento che la malta utilizzata è risultata piuttosto scadente, con giunti non particolarmente sottili.

I saggi nello spessore murario hanno evidenziato la presenza di elementi di collegamento trasversali che attraversano la muratura nel proprio spessore; tuttavia, specialmente per le murature a 3 e a 4 teste interne al fabbricato si è riscontrata la presenza occasionale di riempimento formato da mattoni rotti e/o da calce, che invece risulta assente nei setti perimetrali. L'esame delle tessiture murarie deducibili dalle fotografie scattate all'epoca della costruzione del fabbricato sembrerebbe comunque confermare il fatto che la presenza di riempimento sia localizzata ed occasionale e non interessi diffusamente la muratura nel suo spessore; in ogni caso, si è cautelativamente deciso di non incrementare i valori di resistenza medi forniti dalla Circ.617/09.

	$f_{\mathbf{m}}$	τ_0	E	G	w
Tipologia di muratura	(N/cm ²)	(N/cm²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre	100	2,0	690	230	
erratiche e irregolari)	180	3,2	1050	350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato	200	3,5	1020	340	
spessore e nucleo interno	300	5,1	1440	480	20
Muratum in pietra a consec con buena territura	260	5,6	1500	500	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	380	7,4	1980	660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite,	140	2,8	900	300	
ecc.)	240	4,2	1260	420	16
Muratura a blacabi lanidai savadesti	600	9,0	2400	780	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	800	12,0	3200	940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	
Muratura in mattorn piem e mana di carce	400	9,2	1800	600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	500	24	3500	875	- 4
(es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	800	32	5600	1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <	400	30,0	3600	1080	
45%)	600	40,0	5400	1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti	300	10,0	2700	810	
verticali a secco (perc. foratura < 45%)	400	13,0	3600	1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa	150	9,5	1200	300	
(perc. foratura tra 45% e 65%)	200	12,5	1600	400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300	18,0	2400	600	
(foratura < 45%)	440	24,0	3520	880	14

Figura 3.8 - Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09 relativa alle proprietà meccaniche della muratura.

Conseguentemente, nelle analisi numeriche sono stati adottati i valori delle proprietà meccaniche riassunti in Tabella 3.7; tali valori risultano leggermente superiori a quelli desunti in situ dalla prova con martinetti piatti doppi (che avevano restituito una resistenza a compressione della muratura pari a circa 240 N/cm² ed un modulo elastico secante compreso tra 1000 e 1400 N/mm²), che però è stata effettuata su una muratura caratterizzata da maggiore irregolarità, presente soltanto al piano interrato.

Caratteristiche meccaniche della muratura					
$E = 1500 \text{ N/mm}^2$					
$G = 500 \text{ N/mm}^2$					
$f_{\rm m} = 320 \ {\rm N/cm^2}$					
$\tau_0 = 7.6 \text{ N/cm}^2$					

Tabella 3.7 – Valori dei parametri meccanici della muratura assunti nella analisi numeriche.

Per quanto riguarda invece le proprietà meccaniche dei limitati **elementi in c.a.** inclusi nel modello numerico, si è fatto riferimento alle norme in materia edilizia vigenti all'epoca della realizzazione del fabbricato in oggetto e, più precisamente, il Regio Decreto Legge n. 2229 "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato" del

1939. In particolare, l'Art.17 di tale Decreto definiva le proprietà meccaniche degli **acciai**, costituenti le barre tonde lisce, da impiegarsi come armatura nelle strutture in cemento armato, come di seguito indicato:

- acciaio dolce (o ferro omogeneo):

carico a rottura per trazione $42 \le f_t \le 50 \text{ kg/mm}^2$ carico limite di snervamento $f_v \ge 23 \text{ kg/mm}^2$

allungamento a rottura A ≥ 20%

Per le legature o le staffe nei pilastri era permesso l'impiego di acciai dolci con carico di rottura compreso tra 37 e 45 kg/mm², senza fissarne il limite inferiore di snervamento.

acciaio semiduro:

carico a rottura per trazione $50 \le f_t \le 60 \text{ kg/mm}^2$ carico limite di snervamento $f_y \ge 27 \text{ kg/mm}^2$ allungamento a rottura $A \ge 16\%$

- acciaio duro:

carico a rottura per trazione $60 \le f_t \le 70 \text{ kg/mm}^2$ carico limite di snervamento $f_y \ge 31 \text{ kg/mm}^2$ allungamento a rottura $A \ge 14\%$

L'Art. 19 del medesimo decreto precisava inoltre che: "il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non deve superare 1400 kg/cm² per l'acciaio dolce, 2000 kg/cm² per l'acciaio semiduro e duro. Ai valori più elevati delle tensioni nell' armatura è necessario che corrispondano più elevati carichi di rottura cubici del conglomerato. La tensione di kg/cm² 1400 richiede l'impiego di un conglomerato con resistenza minima a compressione 160 kg/cm²; l'uso dell'acciaio semiduro e duro richiede l'impiego di un conglomerato di cemento ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cm² fino alla tensione di 1800 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1600 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali; 225 kg/cm² fino alla tensione di 2000 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi. Il carico di sicurezza dell'acciaio non dovrà in ogni caso superare la metà del carico di snervamento."

Non avendo eseguito saggi diretti sulle barre contenute nelle travi e nei pilastri presenti nell'edificio, si è deciso, a scopo cautelativo, di considerare nelle modellazioni numeriche un acciaio dolce, contraddistinto dalle proprietà meccaniche riportate in Tabella 3.8.

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio (da c.a.)					
E = 200000 N/mm ²					
$f_{yk} = 230 \text{ N/mm}^2$					
A ≥ 20%					
Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo					
E = 27000 N/mm ²					
$f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$					
$f_{cm,cube} = 24 \text{ N/mm}^2$					

Tabella 3.8 – Valori dei parametri meccanici del calcestruzzo e dell'acciaio assunti nella analisi numeriche.

Per quanto riguarda invece il **calcestruzzo**, le caratteristiche meccaniche medie sono state valutate sulla scorta dei risultati ottenuti dalle limitate prove sclerometriche eseguite

in sito, in funzione dei quali si è provveduto alla determinazione della resistenza a compressione (pari circa ad $R_m = 24\pm 6$ MPa) e, conseguentemente, del modulo elastico. I risultati ottenuti, cautelativamente corrispondenti ad un calcestruzzo di classe C12/15, sono ancora una volta riportati in Tabella 3.8.

Le resistenze di progetto dei materiali da impiegare nel calcolo, relativamente alle analisi statiche, sono state ottenute a partire dalle resistenze medie divise per il valore del fattore di confidenza (FC=1.2) e per il valore del coefficiente parziale di sicurezza, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria. Tale coefficiente risulta pari a γ_s = 1.15 per l'acciaio, γ_c = 1.5 per il calcestruzzo e γ_m = 3 per la muratura, avendo ipotizzato, a favore di sicurezza, elementi resistenti di categoria II, qualsiasi tipo di malta e classe di esecuzione 2 (secondo la Tabella 4.5.II del DM08, riportata in Tabella 3.9 per comodità di lettura).

Le resistenze di progetto dei materiali da impiegare nel calcolo, relativamente alle analisi sismiche, sono state invece ottenute a partire dalle resistenze medie divise per il valore del fattore di confidenza (FC=1.2).

Materiale	Classe di esecuzione		
	1	2	
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a	2,0	2,5	
prestazione garantita			
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a	2,2	2,7	
composizione prescritta			
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo	2,5	3,0	
di malta			

Tabella 3.9 – Valori del coefficiente γ_m in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti (corrispondente alla Tabella 4.5.II del DM08).

3.4 Ipotesi di base della modellazione

L'edificio in oggetto presenta una struttura realizzata principalmente in muratura portante, con la presenza di alcuni elementi in c.a. Di conseguenza, come asserisce la Circ.617/09 al §C8.7.3: "[...] l'interpretazione del loro comportamento e la relativa modellazione è in generale più complicata di quella degli edifici con struttura di caratteristiche omogenee, a causa delle interazioni tra i diversi comportamenti dei materiali costitutivi degli elementi strutturali. La chiamata in causa dei comportamenti in campo non lineare implica interazioni non gestibili attraverso modelli e metodi semplificati, a meno di non trascurare completamente il contributo alla capacità resistente sismica di un'intera categoria di elementi dello stesso materiale, assunti come elementi secondari. Tale operazione, peraltro, è ammissibile solo a condizione che le interazioni degli elementi trascurati siano favorevoli al comportamento sismico della struttura mista".

Per l'edificio in esame, in accordo alle indicazione prescritte dal DM08 al §7.8.1.5.2, sono stati impiegati **modelli a telaio spaziali tridimensionali**, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali risultano infinitamente rigide.

Oggetto della modellazione numerica risultano, oltre alle pareti murarie di laterizio, gli elementi di accoppiamento per le diverse tipologie strutturali, quali:

- travi in cemento armato (ad eccezione delle travi di copertura, §2.4.6),
- travi in muratura di laterizio, ipotizzate efficacemente ammorsate alle pareti murarie;

queste ultime, infatti, presentano al loro interno almeno un elemento in grado di resistere a trazione (cordolo di piano in c.a. per tutti i setti dell'edificio, a cui si aggiunge anche un architrave in c.a. strutturalmente efficace per le pareti poste lungo i prospetti principali dell'edificio). In particolare, l'inserimento nella modellazione numerica delle travi di accoppiamento in muratura risulta possibile essendo verificate le seguenti condizioni, in accordo con le indicazioni previste dalla Circ. 617/09 al §C8.7.1.4:

- le travi in muratura risultano sorrette da un architrave o da una piattabanda strutturalmente efficace, che garantisce il sostegno della muratura della fascia anche nel caso in cui quest'ultima venga fessurata e danneggiata dal sisma (sebbene vada ricordato che non sempre le piattabande dei setti centrali sono risultate ben ammorsate alle pareti);
- le travi sono efficacemente ammorsate alle pareti che le sostengono (ovvero è possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o comunque si può instaurare un meccanismo resistente a puntone diagonale (ovvero è possibile la presenza di una componente orizzontale di compressione, per l'azione di un elemento resistente a trazione il cordolo di piano posto in prossimità della trave stessa).
- Le <u>fondazioni non sono state modellate</u>, in accordo alle indicazioni del §7.2.5 del DM08: "[...] le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche".

3.4.1 Schematizzazione a macroelementi finiti bidimensionali e passaggio al telaio equivalente

La modellazione numerica dell'edificio in esame è stata effettuata utilizzando il programma **3Muri, sviluppato dalla S.T.A. DATA**. Divisa la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni di sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche) e che vengono modellate con i **macroelementi finiti bidimensionali**, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (ux, uz, roty) e due gradi di libertà aggiuntivi interni. Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x,z) nel piano della parete e dalla quota z corrispondente a quelle degli orizzontamenti; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente ux, uz, roty (nodi bidimensionali). Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi deltutto assimilabile a quello di un telaio piano.

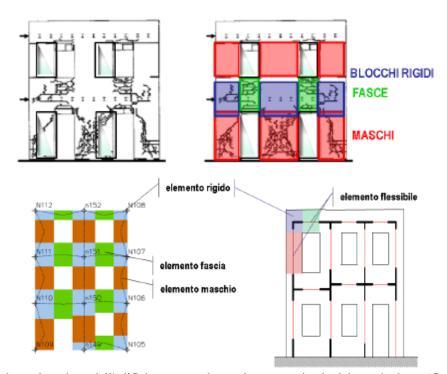


Figura 3.9 – Schematizzazione dell'edificio a macroelementi e passaggio al telaio equivalente (Castagnetti, 2011).

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelemeti: considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi potrebbero non coincidere con il nodo, nei blocchi rigidi si potrà quindi verificare un'eccentricità tra il nodo del modello e quello dell'elemento deformabile. Questa operazione viene effettuata applicando una opportuna matrice di estremo rigido alla matrice delle rigidezze dell'elemento medesimo.

Il modello complessivo (tridimensionale) dell'edificio è costituito dall'unione delle diverse pareti, provvedendo ad inserire i solai e gli elementi lineari eventualmente presenti, quali travi e pilastri, costituiti da diversi materiali (Figura 3.10).

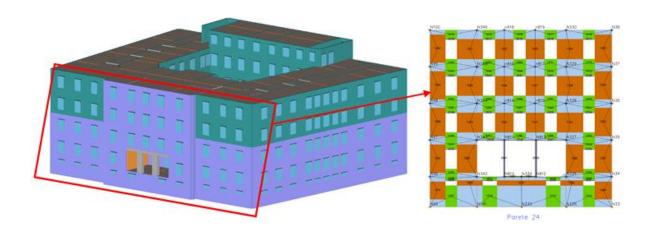


Figura 3.10 – Creazione del modello e passaggio al telaio equivalente (es. prospetto principale su via Garibaldi) per l'edificio oggetto di indagine.

3.4.2 Modellazione dei maschi murari

Come detto, i maschi murari sono stati modellati con il programma 3muri versione (5.0.315), sviluppato dalla S.T.A. DATA. Nel solutore è implementato un elemento trave non lineare tale da recepire i requisiti richiesti dalle vigenti normative. Le caratteristiche principali sono:

- 1) Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- 2)Comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori distato limite ultimo;
- 3) Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- 4)Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- 5) Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- 6)Controllo di duttilita mediante la definizione di drift massimo differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello. Per gli edifici esistenti secondo la norma italiana vale:

$$\mathcal{S}_{_{\mathbf{m}}}^{^{DI}} = \frac{\Delta_{_{\mathbf{m}}}}{\hbar_{_{\mathbf{m}}}} = \mathcal{S}_{_{\boldsymbol{u}}} \begin{cases} \text{0.004 Taglio} \\ \text{0.006 Pressoflessione} \end{cases}$$

7) Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento dello s.l.u. senza interruzione dell'analisi.

I maschi murari presentano un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, che prevede meccanismi di collasso di taglio per scorrimento e per fessurazione diagonale, e di pressoflessione complanare e fuori dal piano, con duttilità corrispondente alla capacità di spostamento comparata all'altezza della parete. Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza: pressoflessione, taglio-scorrimento, taglio-fessurazione diagonale. Il solutore dovrà garantire l'equilibrio globale e locale secondo quanto di seguito esposto.

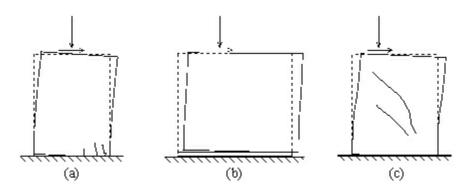


Figura 3.11 – Meccanismi di danno nel piano delle murature: pressoflessione (a), taglio- scorrimento (b) e taglio fessurazione diagonale (c)

Flessione: Momento ultimo

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico che mette in relazione sforzo normale e momento ultimo, secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione; tale dominio è indicato nelle norme tecniche nell'espressione 7.8.8 :

$$M_u = \frac{l^2t\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m}\right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u}\right) \,. \label{eq:mu}$$

dove:

- $-f_d$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura, pari in analisi statica non lineare alla resistenza media a compressione f_m ridotta secondo il livello di conoscenza assunto;
- $-\delta_0$ è la tensione media di compressione;
- $-N_u$ è la forza normale massima sopportabile dal pannello pari a $0.85 \cdot f_m \cdot l \cdot t$

Negli edifici esistenti la resistenza media a compressione deve essere divisa per il fattore di confidenza FC in accordo con il livello di conoscenza.

Taglio scorrimento: Criterio Mohr-Coulomb

La resistenza a taglio, in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb è definita mediante:

$$V_u = l'tf_v = l't(f_{vo} + \mu\sigma_n) = l'tf_{vo} + \mu N$$

Dove l' è la lunghezza della sezione di compressione del pannello, t è lo spessore del pannello, f_v è la resistenza a taglio della muratura, f_{v0} è la resistenza della muratura senza compressione, μ è il coefficente di attrito (solitamente 0.4) e δ_n è lo sforzo normale di compressione, riferito all'area efficace. Nell'analisi non lineare in accordo con le norme vigenti, la resistenza a taglio f_v deve essere divisa per il "fattore di confidenza" FC che deriva dal livello di conoscenza della struttura. Nell'ipotesi di parzializzazione della sezione si deve assumere un'eccentricità e superiore al valore di l /6 . La lunghezza compressa l' vale dunque:

$$l' = 3\left(\frac{l}{2} - e\right) = 3\left(\frac{l}{2} - \frac{|M|}{N}\right)$$

Lo stato di sollecitazione del pannello lega il momento agente su un'estremità allo sforzo di taglio agente T secondo l'espressione :

$$l' = 3\left(\frac{l}{2} - \frac{cVh}{N}\right)$$

in cui α è il rapporto di taglio che può dipendere dallo schema statico (α = 1 nel caso di schema a mensola; α = 0.5 nel caso di doppio incastro) oppure può essere valutato in funzione dei momenti flettenti agenti alle estremità dell'elemento. Assumendo che ogni eventuale riduzione dei momenti, conseguente alla riduzione del taglio entro il valore resistente non comporti mutamento dello schema di vincolo, ovvero che sia mantenuto costante il rapporto fra i momenti presenti agli estremi prima della riduzione, si ottiene che anche il valore di α resta costante e pari a:

$$\alpha = \frac{M_{\text{max}}}{M_{\text{max}} + M_{\text{min}}}$$

dove M_{max} è il momento più elevato in valore assoluto fra Mi e Mj. La resistenza a taglio del pannello è dunque valutata tramite l'espressione:

$$V_R = (f_{vo} + 0.4\sigma_o)l't = f_{vo}l't + 0.4N$$

sostituendo V=V_R

$$V_{\rm R} = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{\alpha V_{\rm R} h}{N} \right) f_{\rm vo} t + 0.4 N = 1.5 f_{\rm vo} lt + 0.4 N - 3 \alpha f_{\rm vo} ht \frac{V_{\rm R}}{N}$$

Taglio: Criterio Turnšek Cacovic

Un pannello di muratura ordinaria esistente, soggetto ad azioni nel proprio piano, è regolato da meccanismi di resistenza di presso-flessione e taglio secondo quanto indicato nel capitolo C8.7.1.5 della Circolare applicativa delle Norme Tecniche, ovvero è possibile (e consigliabile) far riferimento ad un legame di tipo taglio-fessurazione diagonale. Come in precedenza nell'ambito di una procedura di analisi non lineare si assume un comportamento elastico sino al raggiungimento di un valore limite (per taglio o per pressoflessione) nel pannello, assumendo poi un successivo ramo plastico a resistenza costante. La resistenza a taglio secondo fessurazione diagonale può essere calcolata attraverso la relazione indicata nella Circolare 2009 §C8.7.1.5:

$$V_u = lt \, \frac{1.5 \, \tau_o}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \tau_o}} = lt \, \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_t}} = lt \, \frac{1.5 \tau_o}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5 \tau_o lt}}$$

Dove f_t è il valore di progetto della resistenza a trazione per fessurazione diagonale (τ_{0d} è la resistenza a taglio di riferimento della muratura e vale f_t = 1.5 τ_{0d}) mentre b è un coefficiente che dipende dalla snellezza del pannello:

$$b = \begin{cases} 1,5 & \frac{h}{l} > 1,5 \\ \frac{h}{l} & 1 \le \frac{h}{l} \le 1,5 \\ 1 & \frac{h}{l} < 1 \end{cases}$$

In questo caso non vi è mutua interazione fra il criterio di resistenza a pressoflessione e quello a taglio poiché non entra in gioco la lunghezza compressa. È pertanto sufficiente,nel caso risulti un taglio resistente inferiore a quello agente, limitare quest'ultimo e ridurre imomenti. Nel caso vi sia un momento resistente inferiore al momento agente basteràlimitare quest'ultimo e ridurre il taglio.

3.4.3 Modellazione delle fasce di piano e dei sottofinestra

I criteri di resistenza precedenti si basano sulla valutazione dell'effettivo stato di compressione nei pannelli; ciò è solitamente garantito nei maschi murari mentre può non essere correttamente valutabile nelle fasce di piano (sarebbe necessario, ad esempio, un modello numerico di legame che consideri il reale accoppiamento fra rotazione e schiacciamento a seguito della parzializzazione). Nel caso non sia valutabile la compressione effettiva nelle fasce la resistenza di quest'ultime può essere valutata come(punto 8.2.2.4 dell'ordinanza e 7.8.4 nelle norme tecniche):

$$V_{u \text{ lintel}} = htf_{vo}$$

Dove h è l'altezza del pannello , t lo spessore e f_{vd0} è la resistenza di calcolo a taglio inassenza di compressione. Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può esserevalutato come:

$$M_{u, \text{lintel}} = \frac{hH_p}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0.85 f_h h t} \right]$$

dove H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$, con f_{hd} resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). L'equilibrio sarà garantito analogamente a quando esposto per i criteri precedenti.

3.4.4 Modellazione degli elementi strutturali in c.a.

Oltre ai pannelli di muratura, il programma 3Muri prevede anche la possibilità di inserire nel modello elementi isolati (colonne e travi) in cemento armato o altro materiale, che partecipano alla resistenza globale della struttura attraverso il comportamento non lineare tipico di ogni elemento.

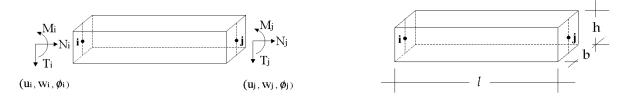


Figura 3.12 – Variabili cinematiche, caratteristiche di sollecitazione e grandezze geometriche dell'elemento trave in c.a.(dal manuale di 3Muri)

Gli elementi in c.a. vengono schematizzati come elementi sei gradi di libertà (Figura 3.12), con resistenza limitata e comportamento elastico-perfettamente plastico.

I limiti di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo, poiché vige l'ipotesi di comportamento elastico-perfettamente plastico, senza dunque fenomeni di incrudimento. I meccanismi resistenti considerati sono quello duttile di flessione (con o senza sforzo normale) per ciascuna delle estremità della trave - con la conseguente formazione di una cerniera plastica - e quello fragile a taglio, conformemente ai criteri previsti dalla Normativa vigente. Sono inoltre tenute debitamente in conto anche le limitazioni dovute al collasso per compressione semplice e al superamento del limite per trazione delle armature.

3.4.5 Modellazione degli impalcati

I solai interagiscono con le pareti trasferendo i carichi sismici grazie alla loro rigidezza nel piano e tangenziale; essi vengono modellati mediante il software 3Muri come elementi finiti di tipo "membrana ortotropa" di forma triangolare o quadrangolare che si collegano ai nodi del telaio spaziale.

Il comportamento della membrana di solaio viene definito sulla base dei seguenti parametri:

E_x modulo elastico nella direzione X,

E_v modulo elastico nella direzione Y,

G rigidezza tangenziale,

v modulo di Poisson,

s spessore;

è necessario quindi individuare le caratteristiche della membrana equivalente al solaio reale, definendone la **rigidezza effettiva in funzione del pacchetto strutturale presente** (senza dover ricorrere necessariamente alle modellazioni semplificate di solaio infinitamente rigido o infinitamente deformabile).

La possibilità di definire distintamente i due moduli elastici E_x ed E_y permette inoltre di tenere in conto la differenza di rigidezza che un solaio manifesta nella direzione principale di orditura rispetto alla direzione secondaria; per esempio, nel caso di solai a travetti in c.a., la rigidezza è funzione dello spessore di calcestruzzo, diverso nelle due direzioni.

3.4.6 Vincolamento dei nodi

Per quanto riguarda i nodi alla base delle pareti del piano seminterrato dell'edificio in esame, sono stati inseriti degli incastri, poiché le fondazioni non sono state modellate numericamente. I nodi in corrispondenza dei piani, definiti flessibili, sono stati invece collegati da elementi che tengono conto dell'effettiva rigidezza del solaio. E' stata comunque effettuata a scopo di controllo una modellazione "limite" nell'ipotesi di solai infinitamente rigidi (che tuttavia non corrisponde al reale comportamento degli impalcati presenti nell'edificio, i quali, come più volte ricordato, sono principalmente realizzati in laterizio armato e risultano privi di soletta collaborante); in tal caso, i nodi posti alla stessa quota sono soggetti alla medesima rotazione e alle medesime traslazioni nel piano orizzontale.

3.5 Realizzazione del modello globale dell'edificio

Nei paragrafi seguenti verranno illustrate le fasi salienti relative alla costruzione del modello numerico per l'edificio in esame, utilizzato per l'esecuzione delle verifiche statiche e sismiche. Dal momento che l'edificio in questione risulta diviso in due blocchi dalla presenza del giunto statico realizzato durante gli interventi di consolidamento degli anni '80, eseguiti a seguito del manifestarsi di cedimenti differenziali significativi, si è ritenuto opportuno effettuare tre distinte modellazioni: l'una dell'edificio nella sua globalità (ignorando la presenza del giunto, che non può essere inserito nel programma 3Muri) e due relative ai singoli blocchi, ovvero il blocco Nord su viale Fratti e quello Sud su viale Mentana. Queste ultime due modellazioni risultano tuttavia fortemente penalizzanti, dal momento che il giunto in questione è stato realizzato in modo tale da consentire gli spostamenti verticali relativi tra le due parti del fabbricato, ma al contempo è in grado di contrastare gli spostamenti orizzontali (condizione, quest'ultima, non simulabile in modo agevole con il software utilizzato).

Il processo seguito nella costruzione del modello di calcolo e nella verifica della struttura, per ciascuno dei 3 casi considerati, si compone delle fasi sintetizzate nel diagramma di flusso di Figura 3.13.

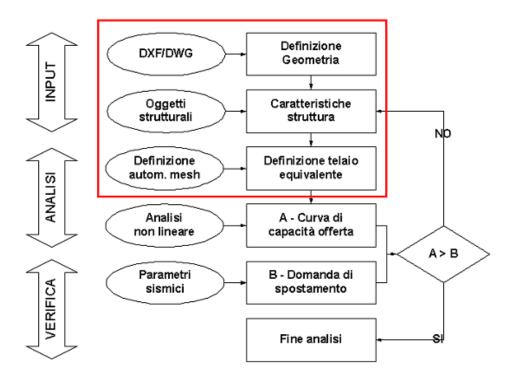


Figura 3.13 – Fasi seguite per la costruzione del modello numerico e l'esecuzione delle verifiche sismiche (dal manuale di 3Muri).

3.5.1 Creazione del modello a telaio equivalente

Il software utilizzato ha permesso di costruire il modello in modo interattivo, introducendo graficamente la struttura e controllando in ogni momento i dati ed i risultati. Innanzitutto si parte col definire le **caratteristiche geometriche** della struttura, ovvero la disposizione in pianta delle pareti e le altezze dei piani, che costituiscono un supporto di base per il successivo inserimento degli "oggetti strutturali" veri e propri (pannelli di muratura, travi e pilastri in c.a., cordoli, architravi, etc.) attraverso la definizione dei parametri e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, secondo il diagramma di flusso di Figura 3.13.

La definizione dei dati geometrici relativi alle pareti è stata gestita graficamente, inserendo - o direttamente o lucidando un file in formato DXF o DWG - dei segmenti che rappresentano il piano medio delle pareti stesse (Figura 3.14). Tali segmenti sono stati opportunamente collegati tra loro al fine di garantire la continuità strutturale; questi collegamenti, a loro volta, rappresentano i nodi del telaio equivalente.



Figura 3.14 – Definizione delle pareti, tramite lucidatura di un file in DXF.

La parete rappresenta la sintesi, tratta dal disegno architettonico, della struttura da modellare sia sul piano orizzontale che verticale. Per sintesi si intende che è necessario cogliere gli aspetti resistenti principali della struttura, semplificando, se del caso, lo schema da introdurre graficamente. La prima operazione che è stato necessario eseguire esaminando il rilievo strutturale è stata la selezione degli elementi effettivamente significativi, che partecipano alla resistenza globale della struttura. Questa fase è risultata di estrema importanza in quanto un modello realizzato con un numero eccessivo di dettagli invece di affinare le analisi può creare problemi di labilità locale in realtà inesistenti.

Ad esempio, la presenza di modesti disassamenti tra i piani medi delle murature nella pianta architettonica è stata per quanto possibile eliminata nel modello di calcolo, dal momento che avrebbe potuto portare alla formazione di tratti di parete di modesta lunghezza, poco significativi ma in grado di "fuorviare" la natura del calcolo (Figura 3.15).

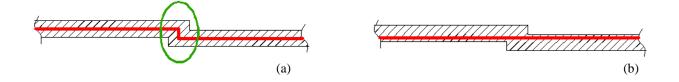


Figura 3.15 – Esempio di modellazione (a) scorretta e (b) corretta di una parete muraria (dal manuale di 3Muri).

Quando sul medesimo allineamento vi sono differenti elementi strutturali non si devono definire pareti distinte:

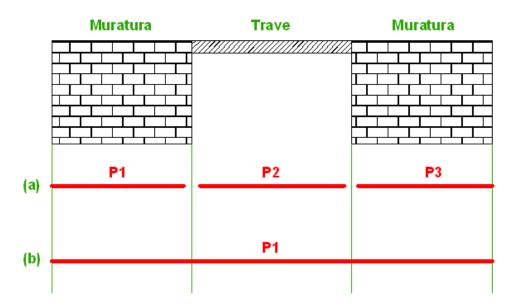


Figura 3.16 – Esempio di modellazione (a) scorretta e (b) corretta di una parete muraria con differenti elementi strutturali sul medesimo allineamento (dal manuale di 3Muri).

Sebbene gli elementi strutturali presenti sul medesimo allineamento siano differenti la parete inserita deve rimanere unica (b), usufruendo del comando apposito per separare la parete in più parti quando si arriverà alla definizione degli elementi strutturali. In base alla tecnica di inserimento qui descritta la soluzione (a) NON è corretta. Le pareti sono gestite a tutti i livelli e possono essere cancellate, aggiunte o modificate in qualsiasi fase della progettazione. Quando si inserisce una parete, viene attivato automaticamente lo SNAP ai nodi esistenti o allo sviluppo di un'altra parete già inserita. Le pareti sono segmenti che vanno da nodo a nodo (nodo di parete di TIPO 1 indicati con un pallino blu, è un vertice di parete). Le pareti il cui punto iniziale giace all'interno di un'altra parete, generano un nodo che NON spezza graficamente la parete di contatto - nodo di parete di TIPO 2 indicati con

quadrato verde, nella figura sotto è nodo di vertice per la parete b) e di contatto per a). Durante la fase di inserimento si può creare un terzo tipo di nodo, che deriva automaticamente dal calcolo delle intersezioni tra pareti incidenti, ad esempio tra l'intersezione della parete b) e c). Questi nodi (di TIPO 3 indicati con triangolo giallo) si trovano in posizione intermedia sul punto di intersezione delle pareti) sono rappresentati graficamente poiché possono essereutili per l'inserimento degli oggetti strutturali (pannelli, travi, catene).

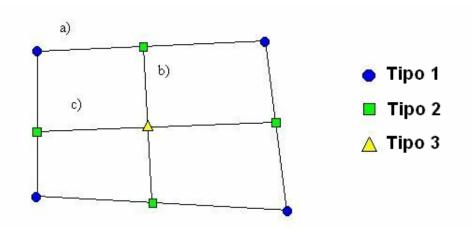


Figura 3.16 – Tipologia di nodi di intersezione fra le pareti.

La parete è una entità grafica inserita esclusivamente utilizzando il comando parete contenuto nell'ambiente **Pareti** e rappresenta una sorta di "manichino" che il progettista dovrà completare nell'ambiente Struttura con gli Oggetti Strutturali.



Figura 3.17 – Area grafica dedicata all'introduzione delle pareti.

Nell'ambiente **Struttura**, si procede alla fase di "vestizione" della parete con oggetti strutturali (murature, pilastri, travi, catene, setti). Attivando l'ambiente Strutture, tutte le pareti sono trasformate in segmenti che diventano oggetto di vestizione. Ogni parete può esser suddivisa in più segmenti attraverso l'inserimento del nodo di elemento. Il Nodo di elemento è un punto di discontinuità strutturale (esempio: pannelli murari con spessore diverso); può essere inserito lungo il segmento di parete o sopra un nodo di parete esistente (esempio: all'intersezione di due pareti). Si noti che automaticamente tutti gli estremi di parete (nodi di parte di tipo 1 e di tipo 2) vengono trasformati in nodi di elemento per l'ambiente Strutture. Cosa che non avviene per i nodi di parete di tipo 3, i quali

possono essere oggetto di inserimento di nodo di elemento solo in caso di necessità. Ogni oggetto è caratterizzato dal materiale e da ulteriori parametri geometrici (spessore, caratteristiche d'inerzia, proprietà resistenti).

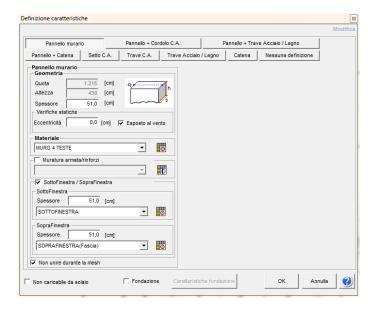


Figura 3.18 – Definizione caratteristiche geometriche e meccaniche del generico pannello murario.

Per gli elementi in c.a. sono richiesti i parametri di armatura, in quanto viene eseguita l'analisi non lineare anche di questi elementi.L'inserimento di un pilastro può solo avvenire in corrispondenza di un nodo di parete o di elemento.

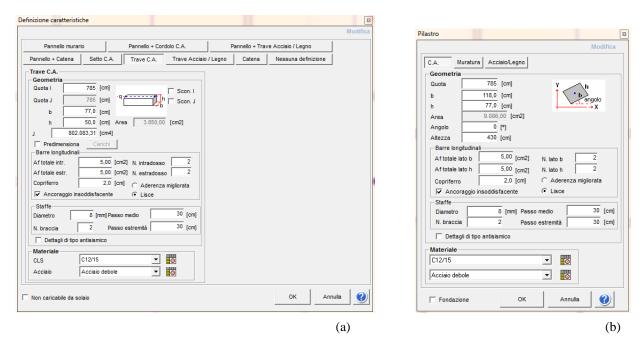
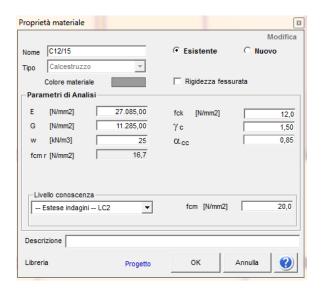


Figura 3.19 – (a) Definizione della geometria, armatura e materiali della trave; (b) definizione della geometria, armatura e materiali del pilastro.

Per quanto riguarda la tipologia di calcestruzzo e l'armatura che sono presenti nei pilastri e nelle travi abbiamo fatto riferimento alle indagini svolte in sito che ci hanno suggerito l'utilizzo dei valori riportati nelle figure seguenti:



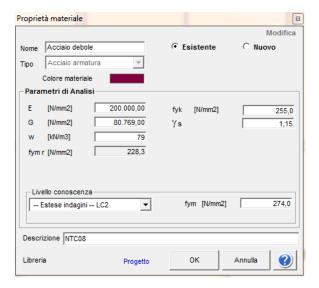


Figura 3.20 – (a) Definizione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo; (b) definizione delle proprietà meccaniche dell'acciaio.

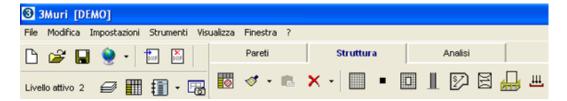


Figura 3.21 – Area grafica dedicata all'introduzione degli oggetti strutturali.

Una volta definiti gli oggetti strutturali che caratterizzano la nostra parete, vengono assegnati all'oggetto le proprietà del materiale che lo costituisce. La struttura che abbiamo analizzato è caratterizzata dalla presenza di pareti in muratura con tre differenti spessori:MURI 4 TESTE, MURI 3 TESTE, MURI 2 TESTE .Sono state assegnate a queste pareti le seguenti proprietà meccaniche:

E= 1500 N/mm²

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

 $W = 19 \text{ KN/m}^3$

 $f_{\rm m} = 320 \ {\rm N/cm^2}$

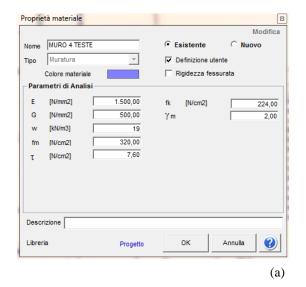
 $\tau = 7.6 \text{ N/cm}^2$

 $f_k = 224 \text{ N/cm}^2$

 $\gamma_m = 2$

Tipo di muratura : mattoni pieni in malta di calce

Livello di conoscenza: LC2



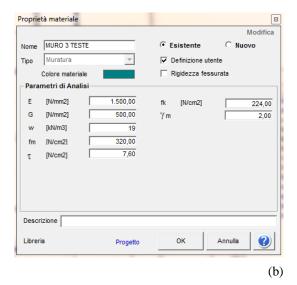


Figura 3.22 – (a) Proprietà meccaniche del muro 4 teste; (b) proprietà meccaniche del muro 3 teste.

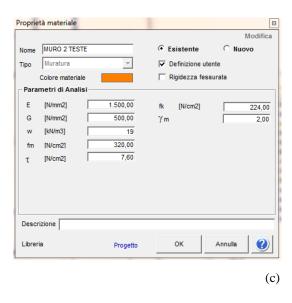


Figura 3.22 – (c) Proprietà meccaniche del muro 2 teste.

Durante la definizione delle pareti esterne è stato cliccato il comando "Non unire durante la mesh" attraverso il quale è stato possibile spezzare in due unità distinte le fasce di piano e i sottofinestra. Per le fasce di piano sono state utilizzate le stesse proprietà meccaniche utilizzate per le pareti, mentre per i sottofinestra è stato deciso di adottare dei parametri dimezzati per tenere conto della poca resistenza di questi elementi stutturali all'interno della parete stessa (spesso queste zone sono indebolite dalla presenza dei corpi scaldanti):

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

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

 $W = 19 \text{ KN/m}^3$

 $f_{\rm m} = 160 \text{ N/cm}^2$

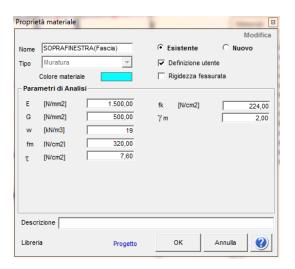
 $\tau = 3.8 \text{ N/cm}^2$

 $f_k = 112 \text{ N/cm}^2$

 $\gamma_m = 2$

Tipo di muratura : mattoni pieni in malta di calce

Livello di conoscenza: LC2



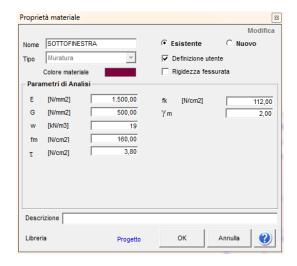


Figura 3.23 – (a) Proprietà meccaniche delle fasce di piano; (b) proprietà meccaniche dei sottofinestra.

All'interno dell'area grafica dedicata all'introduzione degli oggetti strutturali è presente il comando **Apertura** attraverso il quale sono state inserite le aperture nei pannelli murari.

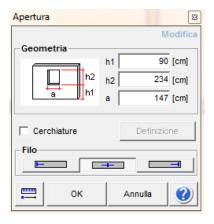


Figura 3.24 - Inserimento di una apertura

Le aperture presenti sulle pareti esterne dell'edificio (finestre) sono dotate di architrave in c.a., per tenere conto di questo elemento nella modellazione abbiamo utilizzato all'interno del comando apertura l'opzione **cerchiatura**.

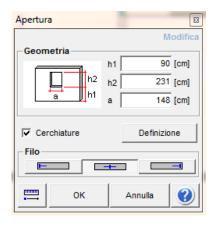


Figura 3.25 – Inserimento di una apertura con cerchiatura.

Premendo il pulsante di definizione, viene mostrata la finestra di input delle caratteristiche geometrico-meccaniche della cerchiatura (Figura 3.26).

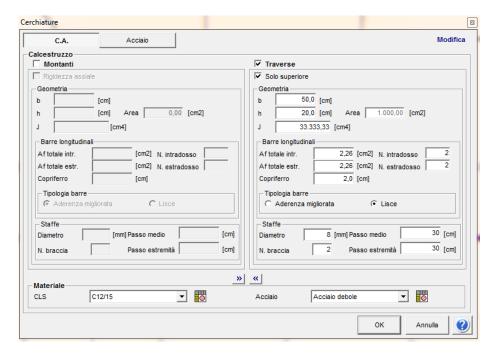


Figura 3.26 – Inserimento di una apertura con architrave in c.a.

Per inserire l'architrave in c.a. abbiamo cliccato il comando **Traverse - Solo superiore** e poi abbiamo inserito i parametri geometrici e di armatura presenti nell'architrave in c.a. in base ai dati disponibili relativi ai rilievi effettuati in sito.

Durante la fase di creazione del modello, una grafica di supporto poco ordinata o il semplice errore umano conducono il progettista a commettere errori involontari.Per sopperire a queste mancanza il programma è dotato di una procedura automatica che controlla che siano soddisfatte le regole base di creazione.

Verifica requisiti minimi per il calcolo:

Esegue il controllo sul comportamento "scatolare" dell'edificio controllando che non visiano nodi appartenenti ad un'unica parete. Qualora questa verifica non dia esito positivo viene segnalato all'utente il punto in cui si è verificato il problema.

Autocorrezione modello > Analizza Pareti:

Esegue nell'ambiente pareti un controllo di incidenze correggendo gli eventuali errori. Si controlla che i nodi delle tre tipologie illustrate in precedenza siano stati correttamente introdotti.

Autocorrezione modello > Analizza Struttura:

Controlla le dipendenze tra i nodi di elemento e i nodi di parete (es: serve a tenere sottocontrollo la proliferazione dei nodi di elemento per successivi inserimenti nella medesima posizione).

Controllo solai volte:

Controlla la presenza di solai sovrapposti per evitare che l'utente inserisca più solai sulla medesima pianta. Controlla che lungo tutto il perimetro della pianta di solaio vi siano elementi strutturali in grado di sostenerlo. Al termine del controllo, vengono segnalate eventuali criticità nella finestra seguente.

Controllo nodi ravvicinati:

Permette di individuare problemi legati all'inserimento grafico di una parete che ha un estremo in un punto intermedio di un'altra parete. Se il nodo non giace sulla parete e la sua distanza da questa è minore della tolleranza il nodo viene evidenziato. Permette anche di individuare problemi legati all'inserimento grafico di pareti che dovrebbero avere un estremo in comune. Se i nodi non coincidono e la distanza tra i due è minore della tolleranza il nodo viene evidenziato. Altro caso contemplato è quello rappresentato dall'inserimento di nodi di elemento su livelli diversi che dovrebbero appartenere alla medesima verticale ma, in realtà appaiono sfalsati a causa di un input grafico errato.

Controllo Stabilità nodi:

Controlla che non vi siano labilità nodali o assenza di vincoli. Questo controllo è importante quando le fondazioni si trovano a quote differenti o quando si esaminano casi in cui vengano inseriti dei pannelli murari che nascono in falso su delle travi.

Controllo snellezza:

In seguito alla generazione della mesh, la struttura muraria viene suddivisa in maschi e fasce. Durante la fase di modellazione, nel tentativo di seguire fedelmente il disegno, può succedere che vengano generati maschi murari di dimensioni contenute che in molte occasioni non sono in grado di sostenere il peso proprio della struttura che gli grava sopra creando problemi di instabilità. Questo controllo evidenzia i maschi di dimensioni limitate in modo che il progettista possa intervenire eliminando tali elementi.

Dopo aver inserito tutti gli elementi strutturali che caratterizzano l'edificio (l'inserimento dei solai verrà illustrato in seguito), aver inserito i carichi lineari e concentrati relativi al piano di copertura (verranno illustrati in seguito) ed effettuato la procedura automatica di correzione del modello, si entra nell'ambiente **Analisi globale** e si clicca il comando **Calcola mesh** attraverso il quale viene effettuata la meshatura automatica del modello. Il modella a telaio equivalente è costituito da macroelementi che collaborano tra di loro e che schematizzano le pareti murarie. Il modulo più semplice prevede la contiguità degli elementi fascia e maschio adiacenti all'apertura come rappresentato nella figura seguente. Gli elementi non confinanti sono considerati infinitamente rigidi.

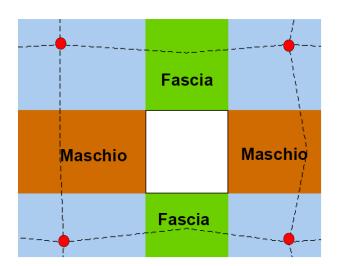


Figura 3.27 – Schematizzazione in maschi, fasce e nodi rigidi.

Come in una struttura in c.a. le travi e i pilastri confluiscono nei nodi, anche nel caso della modellazione a telaio equivalente i maschi murari (equivalenti ai pilastri) incontrano le fasce (equivalenti alle travi) nei nodi rigidi indicati in rosso. Per questo 3Muri è dotato di un vero e proprio "meshatore" che genera automaticamente il telaio equivalente. Come indicato in figura si individuano tre tipi di elementi: elementi fascia (posti sopra le aperture) elementi maschi (posti a fianco delle aperture) ed elementi rigidi (che si trovano compresi tra gli altri elementi e che in genere non confinano con aperture). A titolo di esempio, in Figura 3.28 viene riportata la mesh di una parete dell'edificio:

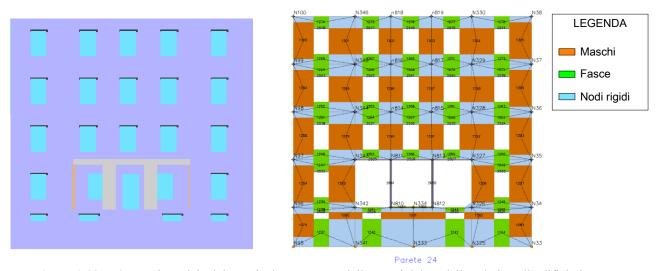
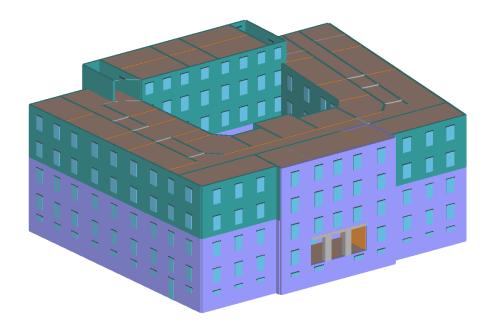


Figura 3.28 – Costruzione del telaio equivalente per una delle pareti del modello relativo all'edificio in esame.



 ${\bf Figura~3.29}-{\rm Vista~assonometrica~del~modello~globale.}$



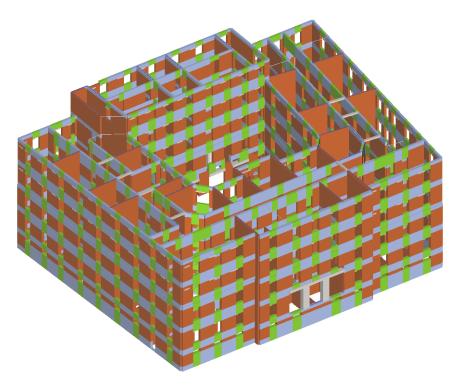


Figura 3.30 – Mesh del modello globale.

Il programma 3Muri permette di creare automaticamente la "mesh", cioè la divisione in maschi, fasce ed elementi rigidi, anche per pareti complesse, sulla base di una serie di regole empiriche basate sul riscontro con il danno osservato a seguito di eventi sismici. Tale suddivisione può comunque essere modificata arbitrariamente dall'utente quando quest'ultimo ritenga più appropriata l'adozione di criteri alternativi.

3.5.2 Definizione dei solai

Per quanto riguarda il comportamento dei solai, come già ricordato in precedenza, si è scelto di ripetere le analisi sotto le due ipotesi di **impalcati infinitamente rigidi** (caso limite di riferimento, seppur non corrispondente al comportamento reale dell'edificio in esame) e di **impalcati deformabili**.

Inanzitutto per introdurre un solaio, si clicca su comando **Solaio** nell'ambiente **Struttura.** Viene presentata una finestra in cui l'utente può selezionare la tipologia di orizzontamento che si desidera inserire. Nell'ipotesi di impalcato rigido abbiamo selezionato l'opzione riportata nella figura seguente:

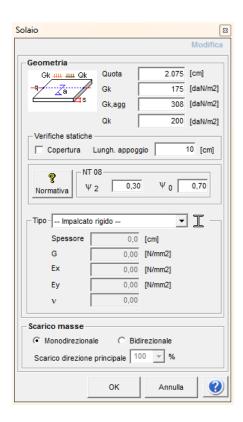


Figura 3.31 – Inserimento del solaio infinitamente rigido

Come si può notare dalla figura abbiamo selezionato l'opzione Impalcato rigido. In base all'analisi dei carichi effettuata abbiamo assegnato i valori relativi ai carichi permanenti strutturali (G_k), ai carichi permanenti non strutturali ($G_{k,agg}$), e ai carichi variabili (Q_k) per i quali sono stati inseriti, in base alla destinazione d'uso, i valori dei coefficienti riduttivi Ψ_2 e Ψ_0 . E' stata definita la lunghezza d'appoggio del solaio nel pannello che ci servirà nella verifica a pressoflessione fuori piano ai fini della determinazione dell'eccentricità dello sforzo normale agente sul setto. Dopo aver specificato i parametri geometrico - meccanici sopra menzionati, sono stati quindi inseriti i singoli campi di solaio nel modello, selezionando ordinatamente i nodi d'appoggio e individuandone l'orditura attraverso la scelta di un elemento strutturale "di riferimento", ad esso parallelo o perpendicolare. Tramite l'opzione "scarico masse monodirezionale" è stato infine possibile garantire un corretto scarico del solaio sui pannelli murari sottostanti, in funzione dell'orditura scelta. Per quanto riguarda i modelli sotto l'ipotesi di solai a deformabilità effettiva, abbiamo settato i parametri della tipologia predefinita in Latero cemento per le diverse tipologie di solaio presenti nella struttura in esame.

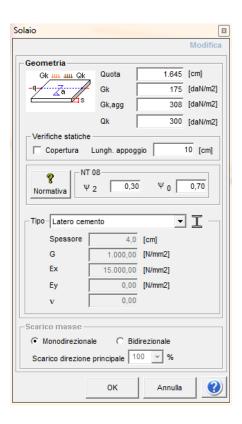


Figura 3.32 – Inserimento del solaio a deformabilità effettiva

Per i solai SAP da 16 cm abbiamo scelto le seguenti impostazioni:

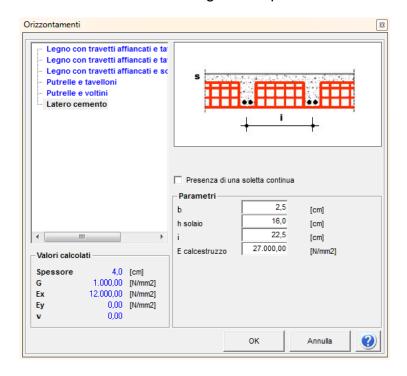


Figura 3.33 – Inserimento dei parametri del solaio SAP 16cm

Per i solai SAP da 20 cm abbiamo scelto le seguenti impostazioni:

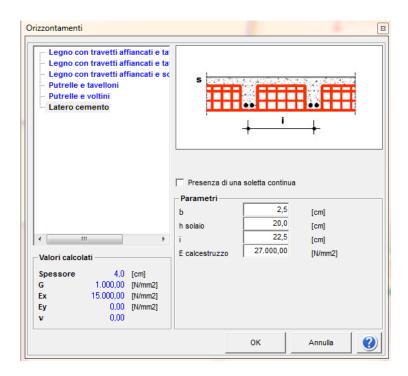


Figura 3.34 – Inserimento dei parametri del solaio SAP 20cm

Per i solai STIMIP abbiamo scelto le seguenti impostazioni:

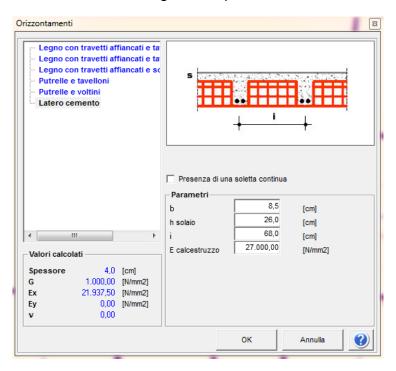


Figura 3.35 – Inserimento dei parametri del solaio STIMIP

Orizzontamenti Legno con travetti affiancati e ta Legno con travetti affiancati e ta Legno con travetti affiancati e sc Putrelle e tavelloni Putrelle e voltini Latero cemento Presenza di una soletta continua 2,0 Ь [cm] 20,0 h solaio [cm] 27,0 [cm]

Per i solai in LATERIZIO ARMATO abbiamo scelto le seguenti impostazioni:

Figura 3.36 – Inserimento dei parametri del solaio in LATERIZIO ARMATO

E calcestruzzo

Valori calcolati

Spessore G Ex

Ey

4,0 [cm] 1.000,00 [N/mm2]

10.000,00 [N/mm2]

0,00 [N/mm2] 0,00 27.000,00

ОК

[N/mm2]

Annulla

8

3.5.3 Definizione dei carichi

Per quanto riguarda l'introduzione dei carichi agenti all'interno del modello numerico, si è fatto riferimento all'analisi dei carichi già ampiamente descritta al §2.4.2. In particolare, i pesi propri degli elementi strutturali sono stati calcolati in modo automatico dal software, in funzione delle caratteristiche geometriche e dei pesi per unità di volume specificati nella definizione dei singoli elementi strutturali (setti murari, travi e pilastri in c.a.); analogamente, i carichi da solaio sono stati inseriti nell'apposita finestra di comando descritta al paragrafo precedente, specificando i coefficienti di combinazione in funzione della destinazione d'uso dei locali.

Come già evidenziato al §2.4, sia i solai di copertura con le relative travi di sostegno, che le pareti murarie poste in corrispondenza del sottotetto con i relativi cordoli sono stati trascurati nell'analisi della risposta sismica globale dell'edificio; in ogni caso, la loro presenza è stata comunque tenuta in conto applicando dei **carichi distribuiti e/o concentrati alle murature sottostanti**. Tali carichi sono stati valutati manualmente sulla scorta delle ipotesi descritte nei paragrafi precedenti e sono stati successivamente applicati alle pareti, specificandone la posizione e il relativo valore (distinguendo tra permanenti strutturali e non strutturali, e carichi variabili comprensivi della neve, Figura 3.37), utilizzando una specifica finestra di comando. In Figura 3.37 è mostrata in modo qualitativo la procedura seguita per l'inserimento di tali carichi; in particolare, i carichi concentrati sono stati inseriti in corrispondenza dei cerchi blu (corrispondenti ai punti di appoggio delle travi di copertura), mentre quelli lineari sono stati inseriti semplicemente selezionando i setti da essi interessati (in colore rosso nella medesima Figura).

Una procedura del tutto analoga è stata seguita anche per l'inserimento dei carichi dovuti alle scale e ai balconi, secondo quanto già illustrati al §2.4.

Per quanto riguarda **l'azione del vento**, essa è stata inserita nel modello specificando il valore di pressione agente - già calcolato al §2.2 - in corrispondenza dei singoli impalcati dell'edificio (Figura 3.38a); per consentire il corretto svolgimento delle verifiche statiche (a pressoflessione fuori dal piano) si è inoltre provveduto ad indicare, nell'apposita finestra di comando (Figura 3.38b), quali sono le pareti murarie del modello effettivamente esposte all'azione diretta del vento (ovvero quelle perimetrali).

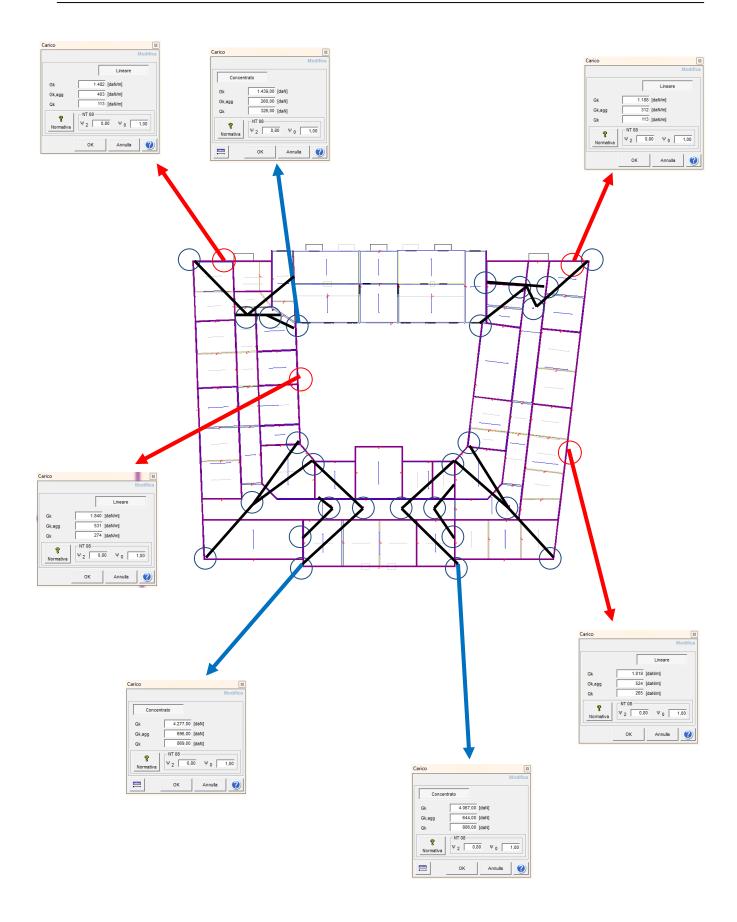


Figura 3.37 – Inserimento dei carichi concentrati (in blu) e distribuiti (in rosso) dovuti al solaio di copertura con le relative travi di sostegno(in nero) e alle pareti murarie del sottotetto.

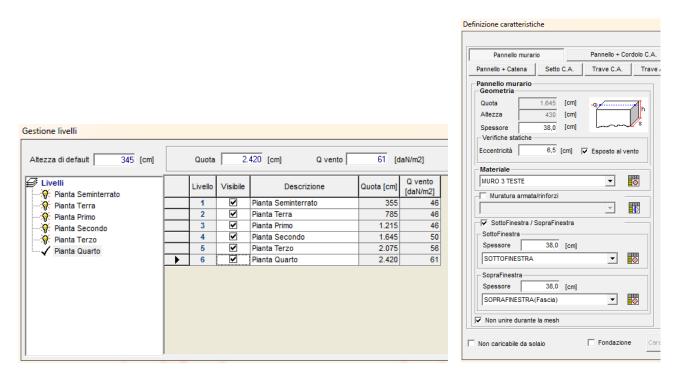


Figura 3.38 – (a) Inserimento della pressione dovuta al vento, valutata alla quota dei solai dei diversi piani; (b) indicazione delle pareti esposte all'azione diretta del vento (per le verifiche statiche a pressoflessione fuori dal piano)

Per quanto riguarda infine **l'azione sismica**, è stato sufficiente specificare, in un'apposita finestra di comando, i parametri necessari alla definizione dello spettro (anch'essi già specificati al §2.3), generato in modo automatico dal software utilizzato.

3.6 Realizzazione dei modelli delle singole parti divise dal giunto strutturale

Come già precedentemente anticipato, oltre al modello "globale" dell'edificio sono stati creati anche due modelli relativi alle **singole porzioni** in cui il fabbricati risulta diviso dalla presenza del giunto statico (Blocco Nord, a C, su viale Fratti e Blocco Sud, rettangolare, su viale Mentana), rappresentati in Figura 3.39.

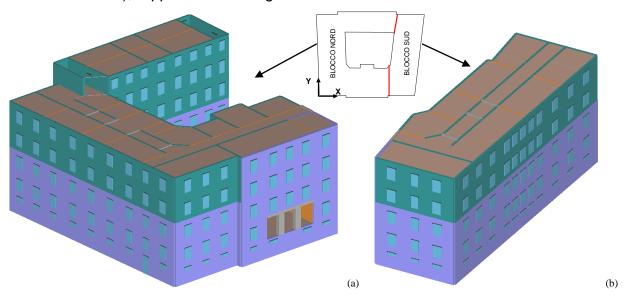


Figura 3.39 – Modelli relativi alle due porzioni in cui l'edificio risulta suddiviso dal giunto: blocco (a) Nord e (b) Sud

La costruzione di tali modelli ricalca fedelmente le diverse fasi già descritte a proposito del modello globale; anche in questo caso, le analisi sono state ripetute sia nell'ipotesi di solai infinitamente rigidi, che considerando la loro deformabilità effettiva. Si sottolinea inoltre che non è stato possibile inserire dei vincoli esterni capaci di simulare il reale comportamento del giunto (ovvero impedire soltanto le traslazioni verticali); poiché le pareti poste lungo tale allineamento risultano quindi completamente "libere", i risultati forniti da queste analisi risultano fortemente penalizzanti, come illustrato più nel dettaglio nei paragrafi successivi.

3.7 Analisi statica

Una volta realizzato il modello della struttura in esame, si è proceduto all'esecuzione delle verifiche statiche a SLU; come detto, il software utilizzato prevede di effettuare le sole verifiche a pressoflessione fuori dal piano per i setti murari (secondo le indicazioni del §4.5.6.2 del DM08), trascurando invece le verifiche per azioni nel piano (ritenendo che l'azione sismica risulti comunque più gravosa di quella dovuta al vento). Tali verifiche sono state condotte con riferimento alla combinazione fondamentale prevista dal DM08, già definita al §2 della presente tesi. In particolare, si è fatto riferimento alla più gravosa tra le seguenti condizioni:

- combinazione che prevede il carico verticale massimo e l'azione del vento in direzione +X, -X, +Y e -Y, considerando come carico d'esercizio dominante, alternativamente, il carico neve, il carico d'esercizio relativo all'affollamento ed il carico d'esercizio relativo alle coperture;

- combinazione che prevede il carico verticale massimo e l'azione del vento assunta come dominante, alternativamente, in direzione +X, -X, +Y e -Y;
- combinazione che prevede il carico verticale minimo, con carichi d'esercizio nulli e azione del vento in direzione +X, -X, +Y e -Y. Tale combinazione consente di ottenere la massima eccentricità.

Le sollecitazioni massime ottenute dalle combinazioni sopra indicate sono state quindi confrontate con le resistenze di progetto degli elementi strutturali, valutate in accordo alle ipotesi illustrate al §2.3.

A completamento delle analisi a SLU si è inoltre provveduto all'esecuzione delle **verifiche statiche sui solai**, che sono state condotte manualmente.

3.8 Analisi sismica dei meccanismi locali

Relativamente alle azioni sismiche, il DM08 e la Circ.617/09 prevedono che si possano manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme (meccanismi globali).

Per l'edificio in esame, tuttavia, si è ritenuto **non significativo effettuare analisi sismiche dei meccanismi locali**, dal momento che le ispezioni di natura visiva condotte hanno evidenziato:

- una buona connessione degli orizzontamenti alla struttura muraria dovuta alla presenza dei cordoli,
- una buona qualità dell'ammorsamento tra le pareti murarie,
- una tessitura muraria eseguita a regola d'arte,
- l'assenza di stati di danneggiamento significativi prodotti da eventi sismici del passato,
- l'assenza di quadri fessurativi rilevanti, anche di natura non sismica; conseguentemente, risulta improbabile che possano verificarsi collassi fuori dal piano di singoli pannelli murari o di più ampie porzioni dell'edificio, secondo quanto previsto ai §\$C8.7.1.6 e C8A.4.

3.9 Analisi sismica globale

Per l'edificio oggetto di studio sono state invece presi in esame i **meccanismi globali** in presenza di azioni sismiche, attraverso l'esecuzione di analisi statiche non lineari (o analisi di pushover), secondo quanto indicato al §C8.7.1.4 della Circ.617/09. Per gli edifici esistenti, la Normativa prevede l'applicabilità di questa metodologia di analisi anche nel caso in cui al modo di vibrare principale, corrispondente alla direzione della distribuzione di forze considerata, partecipi una quantità di massa inferiore al 60% di quella totale.

3.9.1 Analisi statica non lineare (pushover)

L'analisi statica non lineare (pushover) consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze statiche orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (scelto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

In particolare, la Circ.617/09 al §C8.7.1.4 prevede che vengano applicate alla struttura, in corrispondenza dei baricentri delle masse di ciascun piano, le seguenti **due distribuzioni di forze orizzontali**, agenti in entrambi i versi in direzione X e Y:

- una distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche di cui al §7.3.3.2 del DM08 (**prima distribuzione del Gruppo 1**, §7.3.4.1),
- una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (**prima distribuzione del Gruppo 2**, §7.3.4.1),

indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante al 1° modo. E' inoltre necessario considerare il contributo relativo ai momenti torcenti di piano aggiuntivi, dovuti all'**eccentricità accidentale** (§7.2.6 del DM08).

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa, sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. La procedura d'analisi si compone di una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte, nella quale il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza) viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva (curva di capacità), che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (posto nel piano sottotetto). La curva di capacità è quindi una caratteristica intrinseca della struttura, che non dipende dall'input sismico. Tale curva può essere vista come un mezzo per ridurre la risposta sismica di un sistema a numerosi gradi di libertà al legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, al fine di consentire un confronto diretto tra la domanda sismica - rappresentata in termini di spettro di risposta - e la risposta sismica dell'edificio. In particolare, la domanda sismica, o domanda di spostamento, rappresenta lo spostamento che, secondo lo spettro di progetto, la struttura è chiamata a sostenere e che deve essere confrontato con la capacità della struttura.

La verifica di sicurezza sismica dei meccanismi globali consiste quindi nel confrontare la capacità di spostamento della struttura e la domanda di spostamento richiesta dalla Normativa (domanda sismica in spostamento). La capacità di spostamento della struttura relativa allo stato limite ultimo deve essere valuta sulla curva di capacità, in base allo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo. Per valutare se tale spostamento allo stato limite ultimo risulta idoneo, cioè per determinare se la domanda di spostamento è inferiore o meno alla capacità mostrata dalla struttura, viene ricavato il <u>diagramma bilineare di un oscillatore semplice equivalente</u>. In funzione del periodo elastico T^* di tale sistema bilineare e attraverso l'utilizzo degli spettri di risposta previsti dalla Normativa, si valuta infine la domanda sismica in spostamento.

La verifica risulta soddisfatta se la domanda sismica in spostamento è minore o uguale alla capacità di spostamento della struttura.

Capitolo 4 VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITA'

4.1 Verifiche di vulnerabilità statica

Come anticipato al §3.7, le verifiche di vulnerabilità statica a SLU hanno riguardato i solai dell'edificio (§4.1.1) ed i setti murari, soggetti a pressoflessione fuori dal piano (§4.1.2).

4.1.1 Verifiche sui solai

Le verifiche sui solai sono state eseguite manualmente considerando la sola **combinazione di SLU**, secondo quanto previsto dal §8.3 del DM08.

In particolare, le verifiche sono state condotte sui soli campi di solaio per i quali è stata determinata la stratigrafia, ovvero quelli sottoposti a carotaggio nel corso della fase di rilievo strutturale (si vedano in proposito la relazione intermedia ed i relativi allegati), la cui posizione è richiamata per comodità di lettura nelle piante riportate nelle Figure 4.1-4.6. Come si può osservare i carotaggi hanno interessato gli impalcati tra piano terra e primo (da n°1 a 4), tra piano primo e secondo (carota n°5), tra piano terzo e quarto (da n°6 a n° 10). Altri campi di solaio sono stati oggetto di sole ispezioni visive, che sono servite per individuarne la tipologia ed eventualmente verificare l'armatura di intradosso presente.

Per i campi di solaio interessati da carotaggio, essendo noti sia gli spessori dei singoli strati presenti che i materiali utilizzati, è stato possibile calcolare in modo abbastanza preciso i **carichi permanenti strutturali e non** (G_1 e G_2); per tale ragione, in accordo a quanto previsto dal §8.5.5 del DM08, si è scelto di adottare dei <u>coefficienti parziali di sicurezza ridotti</u>, ovvero $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1.1$. Nello specifico, l'incremento dei carichi del 10% tiene conto di eventuali incertezze nella determinazione dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti i singoli strati, che sono stati dedotti sulla base delle Tabelle presenti nella manualistica progettuale sulla scorta di quanto emerso dall'ispezione visiva delle carote.

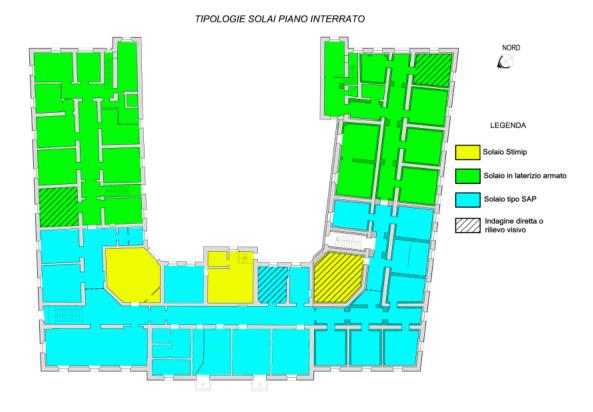


Figura 4.1 - Mappatura delle tipologie di solaio presenti tra piano interrato e piano terra (nessun microcarotaggio).

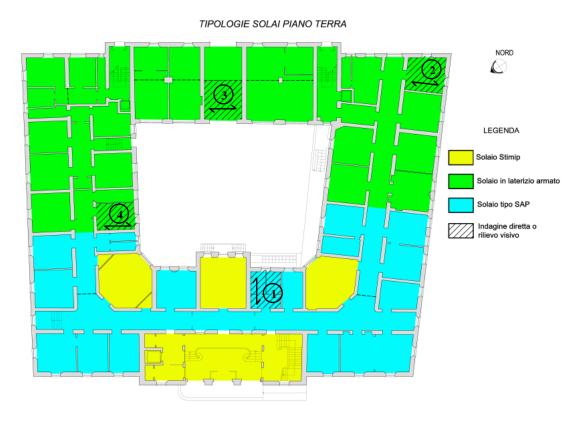


Figura 4.2 – Mappatura delle tipologie di solaio presenti tra piano terra e piano primo. Sono stati numerati i soli campi di solaio soggetti a microcarotaggio, per la determinazione della relativa stratigrafia.

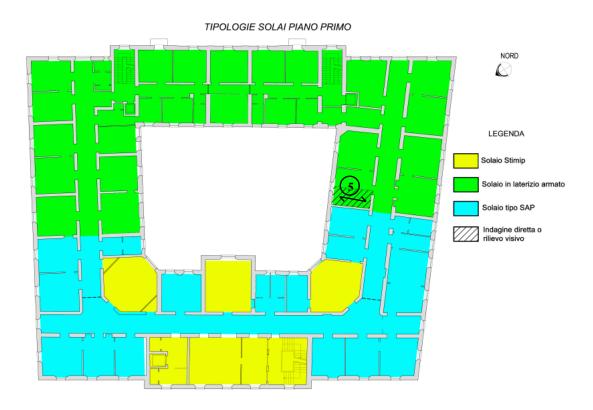


Figura 4.3 – Mappatura delle tipologie di solaio presenti tra piano primo e piano secondo. Sono stati numerati i soli campi di solaio soggetti a microcarotaggio, per la determinazione della relativa stratigrafia.

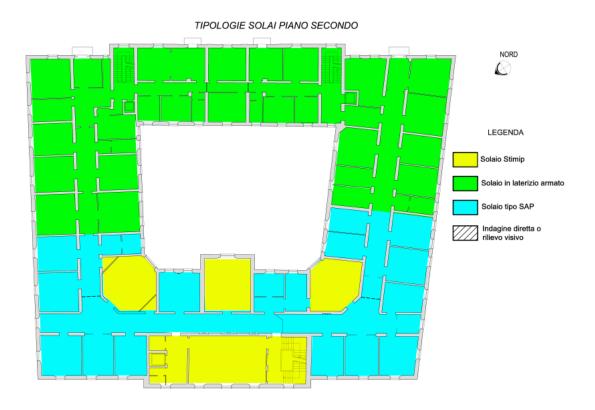


Figura 4.4 - Mappatura delle tipologie di solaio presenti tra piano secondo e piano terzo (nessun microcarotaggio).

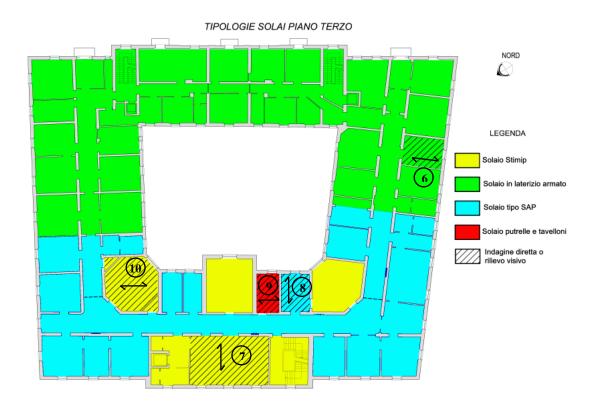


Figura 4.5 – Mappatura delle tipologie di solaio presenti: tra piano terzo e piano quarto. Sono stati numerati i soli campi di solaio soggetti a microcarotaggio, per la determinazione della relativa stratigrafia.

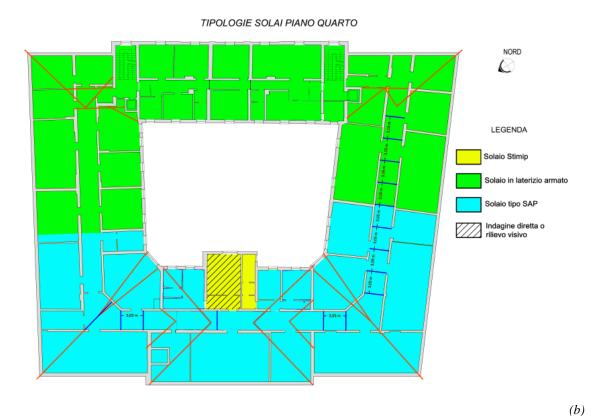


Figura 4.6 - Mappatura delle tipologie di solaio presenti tra piano quarto e piano quinto (no microcarotaggi).

Il carico permanente non strutturale dovuto alle eventuali tramezzature è stato

considerato nelle verifiche solo quando effettivamente presente nel campo di solaio esaminato; in questo caso, esso è stato valutato come un peso equivalente uniformemente distribuito sull'impalcato secondo quanto previsto al §3.1.3.1 del DM08.

Per quanto concerne i **carichi variabili** Q, essi sono stati valutati in base alle effettive destinazioni d'uso riscontrate nel corso dei sopralluoghi condotti (ovvero prevalentemente uffici aperti al pubblico per i campi di solaio 1-5 — sebbene i locali 1 e 5 ospitino i servizi igienici; archivi e magazzini per i campi di solaio 6, 7 e 10; ambienti ad uso residenziale per i campi di solaio 8 e 9), adottando un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1.5$.

Le **resistenze dei materiali** adottate in sede di verifica sono state determinate sulla scorta della manualistica dell'epoca di costruzione dello stabile; tali valori sono stati quindi ridotti medianti i coefficienti parziali di sicurezza previsti dalla norma e per il fattore di confidenza FC (che, per il livello di conoscenza raggiunto, risulta pari a FC = 1.2). Si sottolinea tuttavia come alcuni dei campi di solaio esaminati siano stati realizzati impiegando tipologie di impalcato prodotte industrialmente (solai SAP e STIMIP, della Ditta RDB S.p.A.), per le quali le proprietà dei materiali utilizzati risultano esplicitamente dichiarate nei relativi Manualetti dell'epoca in funzione del numero di ferri effettivamente presenti e risultano pertanto affette da minori incertezze (si veda ad esempio la Figura 4.7); di conseguenza, in questi casi la verifica potrebbe essere ragionevolmente effettuata anche considerando un <u>fattore di confidenza unitario</u>.

Tipo di struttura	Peso propr. Kg/mq	Momentitotali massimi di servizio in Kgm. riferiti alla striscia di solalo larga m. 1							
SAP 8	85		290	405		1800			
SAP 12	110	385	540	655					
SAP 16 *	130	615	720	960	1290				
SAP 20	⊝∈9 17 5 ∩ ⊜	700	1170	1430	1890	2025			
Armatura per larga cm. 20	3 Ø 3	3 Ø 4	3 Ø 5	3 Ø 6	4 Ø 6				
Carico di sne dell'acciaio G	70	60	55	50	50				

Figura 4.7 – Stralcio del Manualetto RDB del 1958 in cui vengono fornite indicazioni circa le proprietà meccaniche dei materiali impiegati nel confezionamento dei solai SAP.

Come già dettagliatamente illustrato nella relazione intermedia, la dimensione dei travetti di solaio (o degli elementi in laterizio per i solai in laterizio armato) e le relative armature metalliche presenti sono state accuratamente determinate nella fase di rilievo strutturale. Si richiamano qui brevemente i dati più significativi relativi alle tipologie di solaio oggetto di verifica, in modo da rendere più agevole la comprensione delle Tabelle di calcolo riportate nei paragrafi seguenti. Per quanto riguarda i solai del tipo SAP, essi sono caratterizzati da

una pignatta di dimensioni 20 x 30 cm e risultano armati inferiormente con 3 barre lisce ϕ 5, poste ad interasse di circa 7 cm, come emerge sia dall'esame del Manualetto RDB dell'epoca, che dal rilievo pacometrico effettuato in sito (Figura 4.8 c). Superiormente, l'armatura appare invece costituita da 2 barre lisce ϕ 5.

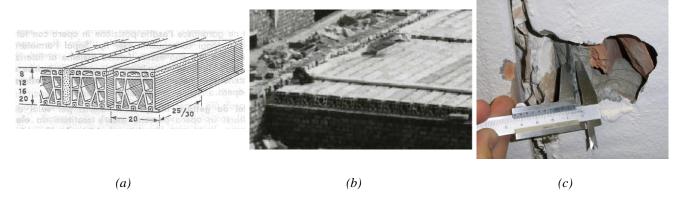


Figura 4.8 – Dimensioni del blocco in laterizio e dettagli delle armature del solaio SAP: (a) stralcio da Manualetto RDB del 1958; (b) dettaglio da una foto storica; (c) misurazione in sito del diametro delle barre.

L'altra tipologia di solai in laterizio armato presenta invece delle pignatte di dimensione 25×25 cm e risulta armata con 2 ferri inferiori lisci $\phi 5$, disposti all'incirca alle estremità della pignatta stessa. E' inoltre presente un ferro liscio $\phi 7$ posizionato in opera nel getto di malta tra due pignatte adiacenti, di larghezza pari a 2 cm; superiormente, si hanno inoltre 2 ferri laterali sempre $\phi 5$ ed un ferro centrale $\phi 3$ (Figura 4.9).

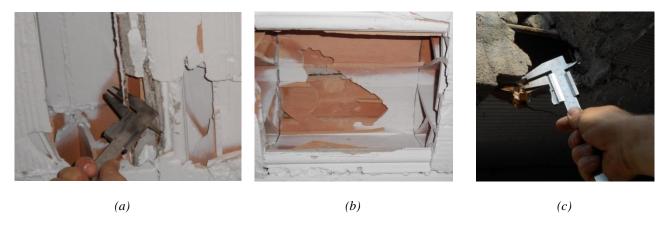


Figura 4.9 – Dettagli delle armature dei solai in laterizio armato: (a) misurazione in sito del diametro delle barre inferiori; (b) e (c) misurazione in sito del diametro delle barre superiori.

I solai del tipo STIMIP risultano costituiti da tre parti in laterizio componibili in opera, ovvero gli spondali ad L, le solette superiori e le tavelle da soffitto, che risultano ben visibili dalle foto riportate nelle Figure 3.10 b e 3.10 c e che sono state in questo caso disposte a formare un solaio di altezza pari a circa 26 cm.

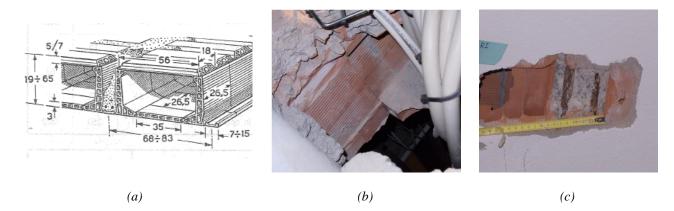
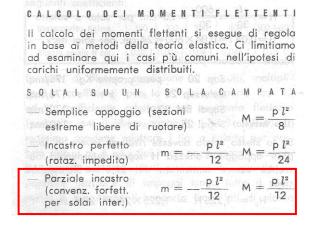
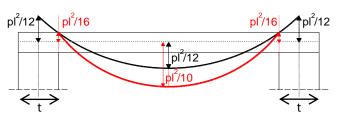


Figura 4.10 – Dimensioni del blocco in laterizio e dettagli delle armature del solaio STIMIP: (a) stralcio da Manualetto RDB del 1958; (b) e (c) dettaglio da ispezione visiva in sito e misurazione del diametro delle armature.

L'accostamento dei cassettoni in laterizio, distanziati dai fondelli anch'essi in laterizio, permette di formare i canali per il getto delle nervature in c.a., che in questo caso presentano larghezza pari a 8.50 cm e interasse di 68 cm circa. La nervatura è inoltre risultata armata con due ferri lisci, aventi rispettivamente diametro di 16 mm e 10 mm (Figura 4.11). Superiormente è stata rilevata la presenza di una soletta coadiuvante di 3 cm (non armata).

Per quanto concerne infine lo **schema statico** adottato, si è analizzata una singola campata di solaio, ipotizzando ad entrambe le estremità un vincolo di semincastro, in accordo alla prassi progettuale dell'epoca, come riportato anche nel Manuletto RDB nella sezione relativa al proporzionamento dei solai stessi (Figura 4.11 a). Di conseguenza, nelle verifiche si sarebbero dovuti considerare dei valori di momento agenti in campata e agli appoggi di valore pari a $M^+ = M^- = pl^2 / 12$. Si è tuttavia ritenuto opportuno "correggere" tali valori sia in campata, dove il valore del momento agente è stato cautelativamente incrementato a $M^+ = pl^2 / 10$, che alle estremità, per tener conto del fatto che la verifica viene condotta in corrispondenza del filo interno della muratura e non a metà del suo spessore (Figura 4.11 b), data anche la presenza del cordolo. Considerando quindi uno spessore "medio" della muratura t = 40 cm (corrispondente ad un setto a 3 teste), tale operazione porta ad una lieve riduzione del momento agente, che risulta all'incirca pari a $M^- = pl^2 / 16$. Tale valore è stato invece portato a $pl^2 / 14$ nel caso di appoggio su muratura a due teste ($t \approx 25$ cm), presente prevalentemente al quarto piano.





(a) (b)

Figura 4.11 – Schema statico adottato per il calcolo dei momenti agenti sul solaio: (a) da Manualetto RDB del 1958; (b) distribuzione dei momenti flettenti effettivamente considerata nei calcoli.

Nel seguito, si riportano le tabelle relative alla verifica dei campi di solaio sopra indicati, unitamente ad un commento, per le varie tipologie riscontrate, delle eventuali problematiche riscontrate nell'analisi.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riportati nella Tabella 4.1.

SolaioRDB Sap (H=20 cm)

- <u>campo 1</u>: viene effettuata la verifica dapprima considerando un fattore di confidenza pari al livello LC2 (=1.2), con carico variabile pari a 3 kN/m² (uffici aperti al pubblico). In realtà, vista la conoscenza della stratigrafia del solaio e dei materiali adottati, essendo il solaio di documentata produzione industriale, si è ritenuto effettuare di nuovo le verifiche adottando un FC=1, con il quale è stato possibile ottenere un risultato positivo. Si consideri inoltre che, non essendo gli uffici presenti al piano soggetti ad un usuale affollamento, anche la scelta di considerare un carico di 3 kN/m² è prudenziale.

Solaio laterizio armato (H=20 cm)

- <u>campo 2</u>: viene effettuata la verifica dapprima considerando un fattore di confidenza pari al livello LC2 (=1.2), con carico variabile pari a 3 kN/m² (uffici aperti al pubblico). In questo caso la stratigrafia del solaio è nota (per questo si è sempre adottato un coefficiente di amplificazione dei carichi γ_g =1.1) assumendo come peso proprio il medesimo del solaio SAP RDB di pari altezza. Per quanto invece riguarda le resistenze dei materiali presenti, non essendo documentata la fornace di provenienza del solaio. Per quanto riguarda la tensione media di snervamento delle barre di armatura (che per misurazione diretta con calibro sono risultate di diametro ϕ 5 e 7), si è scelto di adottare un valore pari a 500 MPa. Si è quindi ritenuto non possibile ridurre il fattore di confidenza dal valore di 1.2, tuttavia, per le considerazioni già fatte, non essendo gli uffici presenti al piano soggetti ad un usuale affollamento, si è effettuata di nuovo la verifica considerando un carico variabile di 2 kN/m² (uffici non aperti al pubblico). Con questa scelta, le verifiche risultano ancora non soddisfatte, ma con un coefficiente di sicurezza, ottenuto dal rapporto tra il momento agente e quello resistente, prossimo all'unità.

- campi 3 e 4

Per quanto riguarda i valori assunti per i pesi e le resistenze dei materiali valgono le stesse considerazioni riportate per il campo 2. Anche in questo caso la verifica con carico d'esercizio pari a 3 kN/m² non fornisce esiti positivi, mentre, mantenendo un fattore di confidenza pari a 1.2 si può ottenere il soddisfacimento delle verifiche con carico di 2 kN/m². Si sottolinea che in realtà in questo caso la verifica a momento positivo in mezzeria risulta soddisfatta anche assumendo un carico variabile di 3 kN/m², mentre quella all'appoggio, a momento negativo, no. Tuttavia, potrebbe essere presente un'armatura integrativa all'estradosso dell'appoggio non visibile dai saggi effettuati.

- <u>campo 5</u>

Per quanto riguarda i valori assunti per i pesi e le resistenze dei materiali valgono le stesse considerazioni riportate per il campo 2. Il solaio in cui è stato eseguito il micro carotaggio ha come attuale destinazione d'uso un bagno. Si è quindi dovuta considerare la presenza di elementi divisori non portanti che gravano sul solaio e, in secondo luogo, è stato rilevato uno strato di allettamento di spessore notevole (9 cm). Tale strato è in realtà in parte occupato da tubazioni ed impianti, per cui l'altezza totale è stata scorporata in una parte (3 cm) di effettivo sottofondo mentre per la restante parte (6 cm) è stato assunto un peso per unità di volume ridotto. Con gli spessori e i pesi assunti per i materiali tale solaio

non risulta pienamente verificato neppure considerando un carico di esercizio minimo di 2 kN/m², che comunque in questo caso sarebbe compatibile con la destinazione d'uso. Come sopra riportato, non è qui lecito assumere riduzioni del fattore di confidenza, ma sicuramente occorre considerare che le sollecitazioni considerate in sede di progettazione risultavano sicuramente minori, dal momento che innanzitutto per le pareti divisorie veniva considerato un carico medio di 0.5 kN/m² (contro gli 1.6 kN/m² che l'attuale normativa impone per la tipologia di divisori qui presente), inoltre progettando con uno schema di semi-incastro veniva assunto un momento massimo positivo pari a ql²/12, contro il valore di ql²/10 qui assunto cautelativamente. Si sottolinea inoltre che l'armatura assunta è stata quella rilevata al solaio tra piano terra e interrato per questa medesima tipologia.

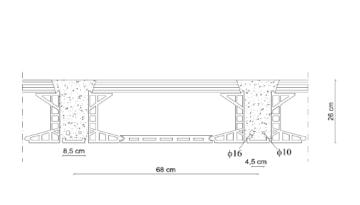
campo 6

Per quanto riguarda i valori assunti per i pesi e le resistenze dei materiali valgono le stesse considerazioni riportate per il campo 2. Per il campo di solaio considerato non sono presenti elementi divisori, tuttavia il calcolo è stato fatto dapprima considerando l'effettiva destinazione d'uso attuale, che è quella di archivio. Tale scelta comporta un carico di esercizio di 6 kN/m², che fa sì che il solaio non possa risultare verificato. La riduzione del carico di esercizio a 2 kN/m² (compatibile con la destinazione di uffici non aperti al pubblico) porta al soddisfacimento delle verifiche in mezzeria, mentre all'appoggio, con l'armatura considerata, il momento sollecitante supera quello resistente. Occorre tuttavia considerare che per questo piano, essendosi ridotto rispetto ai piani sottostanti lo spessore del muro su cui appoggia il solaio, e trattandosi di un sottotetto, si è incrementato il momento negativo all'appoggio ad un valore di ql²/14. Nel caso di un'eventuale sistemazione dei locali del quarto piano è quindi sicuramente consigliabile una modifica dell'attuale destinazione d'uso e, se prevista una ristrutturazione, sono auspicabili più approfondite indagini sulla resistenza dell'impalcato, al fine di individuare in particolare l'effettiva armatura presente all'appoggio ed in mezzeria.

Solaio RDB STIMIP A (H=26 cm)

- campo 7

Per quanto riguarda la determinazione del peso proprio dell'impalcato, è stato assunto che il solaio fosse di tipologia STIMIP A, quindi con soletta in cotto da 5 cm compresa nei 26 cm di altezza totale del solaio (Figura 3.12 b). Al peso proprio riportato dal manuale di progettazione RDB del 1958 è stato aggiunto il peso della soletta in calcestruzzo di 3 cm, che, in base a quanto riportato nel medesimo manuale, poteva essere considerata collaborante ai fini della determinazione della resistenza del solaio. Per quanto riguarda i carichi permanenti portati ed il carico variabile, è stato dapprima effettuato un calcolo "rigoroso", considerando cioè la presenza dei tramezzi (che per un'altezza media di 3 m in base alla tipologia di parete divisoria presente portano secondo le attuali NTC ad un carico distribuito di 1.2 kN/m²) e l'attuale destinazione d'uso ad archivio (corrispondente ad un carico di 6 kN/m²). La valutazione del momento resistente è stata effettuata considerando una sezione resistente a T (travetto 8.5X26 cm con soletta di 3x 68cm), che comporta un asse neutro compreso interno alla soletta in calcestruzzo, risultando così ininfluente il contributo della soletta in cotto.



0	10	Dati pe	er II ca	ilcolo	- 3	Dati	per il	preven	tivo
Altezza solaio	Spessore e tipo soletta	nte rasse erva ture	spessore medionerv.	Peso s in op Kg/r	era	Volu conglo l/r		Peso la Kg/	aterizio mq.
Ā	Spes tipo	Inte	spi	A	MA	- A	MA	A	MA
19		cm.	cm.	138	145	28	35	70	60
22	-	68	8,5	150	157	32	39	73	63
26	(MA)			165	172	37	44	76	66
29	cofto sta (A		8,7	178	185	41	48	80	70
34	E E	100		206	213	51	58	84	73
38	2		9,7	226	233	58	65	87	77
43	E.	69	7 5.4	251	258	66	73	92	82
46			10	265	272	71	78	95	85
50	Soletta	jb je	oiles	280	287	76	83	97	87
63	ENGISA	83	13,8	363	370	109	116	1000	91
75	159	110	17	a falso	430	-	130		115

Figura 4.12 (a) Solaio STIMIP A con indicazione delle caratteristiche geometriche rilevate (b) Tabella dei pesi da Manualetto RDB del 1958.

Per quanto riguarda l'acciaio assunto per l'armatura inferiore del travetto, in base alla normativa dell'epoca (R.D. 1939) poteva essere caratterizzato da una tensione ammissibile compresa tra 1400 e 2000 kg/cm², in funzione della resistenza del conglomerato impiegato e della forma della sezione. E' quindi qui stato assunto cautelativamente un acciaio caratterizzato da una tensione ammissibile di 1600 kg/cm², corrispondente ad una tensione di snervamento di 315 MPa.

Tali assunzioni comportano una verifica non positiva del solaio in campata (l'armatura all'estradosso non è stata rilevata, quindi sono state omesse le verifiche all'appoggio). Sono quindi state fatte alcune considerazioni. Innanzitutto, come sottolineato per la verifica del campo di solaio 6, la destinazione originaria del quarto piano non era verosimilmente quella di archivio, quindi il carico di esercizio è stato portato a 2 kN/m² per avvicinarsi in modo più realistico alle ipotesi di progetto. In secondo luogo, pur essendo presenti dei divisori sopra il campo di solaio, questi sono tutti disposti parallelamente all'orditura dei travetti ed inoltre sono presenti nella stessa posizione anche ai piani sottostanti, quindi l'incremento effettivo di carico sul solaio è modesto. Per tale ragione sono stati trascurati. Potrebbero inoltre essere presenti barre d'infittimento in corrispondenza della campata o degli appoggi che non sono state rilevate dai sondaggi eseguiti. Con tali assunzioni il rapporto tra momento sollecitante e resistente è risultato prossimo all'unità.

Come indicato per la verifica del campo di solaio 6, nel caso di un'eventuale sistemazione dei locali del quarto piano dell'ala rivolta verso via Garibaldi/ viale Mentana è quindi consigliabile una modifica dell'attuale destinazione d'uso di questi locali e, se prevista una ristrutturazione, sono auspicabili più approfondite indagini sulla resistenza dell'impalcato, al fine di individuare in particolare l'effettiva armatura presente all'appoggio ed in mezzeria.

- campo 10

In questo caso, per il campo di solaio considerato non sono presenti pareti divisorie. Attualmente non si trova un archivio, anche se è qui presente materiale di deposito, e il carico relativo alla destinazione d'uso è stato preso pari a 2 kN/m². Con tali ipotesi,

considerando un fattore di confidenza pari a 1.2, che, permanendo le incertezze sulla tipologia di acciaio già riportate con riferimento al campo 7, non può essere abbassato (nonostante il solaio sia di produzione industriale), il campo di solaio non risulta verificato. Sarebbe in questo caso necessario effettuare sondaggi in corrispondenza della mezzeria per verificare l'eventuale presenza di un'armatura integrativa in campata. In ogni caso, nell'eventualità di sistemazione dei locali dell'ala del quarto piano rivolta verso via Garibaldi/ viale Mentana è consigliabile un approfondimento sull'effettiva armatura presente, non essendo stato possibile nella ricerca attuale eseguire un elevato numero di indagini invasive sul fabbricato.

Solaio RDB Sap (H=16 cm)

- <u>campo 8</u>

In questo caso il carico relativo alla destinazione d'uso è stato posto già nella fase iniziale pari a 2 kN/m², in quanto questo campo di solaio è relativo ad un appartamento in stato di abbandono. Per questo solaio, di produzione RDB, valgono, tanto per la determinazione dei pesi, quanto per le resistenze dei materiali, le considerazioni fatte per il campo di solaio 1. Il fattore di confidenza può quindi essere abbassato a 1, essendo il solaio di certificata produzione industriale, il che porta ad un soddisfacimento delle verifiche di resistenza. E' stata considerata la presenza di pareti divisorie considerando un'altezza delle stesse di 3 m.

Solaio putrelle e tavelloni

Campo 9

Il solaio è risultato costituito da profili IPN in acciaio, caratterizzati da un'altezza di 12 cm e posti ad un interasse di 70 cm (Figura 3.13). Non è una tipologia di solaio diffusa nel fabbricato, in quanto è stata rilevata unicamente in una porzione limitata (campo 9) del solaio tra il piano terzo e quarto, quindi forse introdotta successivamente alla costruzione originaria. La verifica è stata condotta allo SLU sia in termini di flessione che taglio, considerando questa volta una configurazione di semplice appoggio, ovvero un momento massimo in campata pari a ql²/8. Assumendo un acciaio di tipo S235 (ex FE360), secondo l'attuale classificazione il profilo risulta di classe 1 per quanto riguarda la sollecitazione di flessione, quindi sarebbe possibile attingere anche alle risorse plastiche della sezione. Tuttavia, anche limitando la resistenza al campo elastico, non si sono riscontrate problematiche nella verifica di tale tipologia di solaio, considerando inoltre un fattore di confidenza pari a 1.2. A completamento, sono state eseguite anche le verifiche di deformabilità in esercizio, che sono risultate soddisfatte.

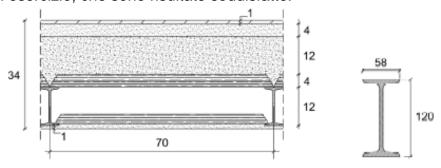


Figura 4.13 Solaio con putrelle e tavelloni rilevato nel campo di solaio 9 tra piano terzo e quarto.

1 - SOLAIO SAP 20 cm (piano terra/1° ala Ovest)										
PESO PROPRIO (G1)										
	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)								
RDB Sap 20 laterizio armato		20		1.75						
			G1 tot	1.75						
	PERMANENTI I	PORTATI (G2)								
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)						
intonaco intradosso		1	18	0.18						
massetto di allettamento/rasatura		5	18	0.9						
pavimentazione:	Gres	1	20	0.2						
divisori (forati 25x25x8)				1.6						
			G2tot	2.88						
CARICHI VARIABILI (Qk)										
carico (kN/mq)										
Uffici aperti al pubblico - Cat B2				3						
			Q1k	3						

1 - SC	DLAIO RDB S	SA	P piano terra	n/1°, FC = 1.2, Q _k =3 kN/m ²
DATI GEOMETRICI				
h solaio (cm)	20.00			
h utile (cm)	19.00			Da manuale RDB
b travetto (cm)	20.00			
I (m)	4.90			luce campata
ARMATURA				
Armatura inferiore	3	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
(n°/diametro)				
Armatura superiore	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
(n°/diametro)				
A _s (cm ²)	0.59			Area di armatura per un travetto largo b
A' _s (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura inferiore
f _{ym} sup. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura superiore
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	398.55			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC)}$ - per armatura inferiore
f _{yd} sup. (MPa)	398.55			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc)}$ - per armatura superiore
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
G₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali
G ₂ (kN/mq)	2.88			Peso proprio degli elementi non strutturali
Q (kN/mq)	3.00			Carico variabile da dest. d'uso
q (kN/mq)	9.59			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESSIO	NE per METF	₹0	DI SOLAIO	
Msd+ (kNm/m)	23.03			Msd+=ql ² /10
Mrd+ (kNm/m)	20.07			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Msd- (kNm/m)	14.40			$Msd-=ql^2/16$
Mrd- (kNm/m)	13.38			$Mrd=(A's^*f_{yd}^*Z)^*(n^\circ travetti/m)$
Verif. in mezzeria	1.15		NON VERIF.	
Verif. agli appoggi	1.08		NON VERIF.	Msd-/Mrd-

1 - SOLAIO RDB SAP piano terra/1°, FC = 1.0, Q _k = 3 kN/m ²							
DATI GEOMETRICI			•				
h solaio (cm)	20.00						
h utile (cm)	19.00			Da manuale RDB			
b travetto (cm)	20.00						
I (m)	4.90			luce campata			
ARMATURA							
Armatura inferiore	3	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b			
(n°/diametro)							
Armatura superiore	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b			
(n°/diametro)							
A _s (cm ²)	0.59			Area di armatura per un travetto largo b			
A' _s (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b			
f _{ym} inf. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura inferiore			
f _{ym} sup. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura superiore			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali			
Fc	1.00			Fattore di confidenza (LC2)			
f _{yd} inf. (MPa)	478.26			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC})$ - per armatura inferiore			
f _{yd} sup. (MPa)	478.26			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc})$ - per armatura superiore			
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu			
AZIONI AGENTI							
G₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali			
G ₂ (kN/mq)	2.88			Peso proprio degli elementi non strutturali			
Q (kN/mq)	3.00			Carico variabile da dest. d'uso			
q (kN/mq)	9.59			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q			
VERIFICA A FLESSIC	NE per MET	RO	DI SOLAIO				
Msd+ (kNm/m)	23.03			$Msd+=gl^2/10$			
Mrd+ (kNm/m)	24.09			$Mrd+=(As^*f_{yd}^*Z)^*(n^\circ travetti/m)$			
Msd- (kNm/m)	14.40			$Msd-=ql^2/16$			
Mrd- (kNm/m)	16.06			Mrd-=(A's*f _{y d} *Z)*(n° travetti/m)			
Verif. in mezzeria	0.96		VERIF.	Msd+/Mrd+			
Verif. agli appoggi	0.90		VERIF.	Msd-/Mrd-			

2 - SOLAIO LATERIZIO ARMATO 20 cm (piano terra/1° ala Sud)										
PESO PROPRIO (G1)										
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)							
Solaio in laterizio armato spess. 20 cm	20		1.75							
		G1 tot	1.75							
PERMANE	ENTI PORTATI (G2)									
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)							
intonaco intradosso	1	18	0.18							
massetto di allettamento/rasatura	5	18	0.9							
pavimentazione: Linoleum	0.5	10	0.05							
divisori (forati 25x25x8)			1.6							
		G2tot	2.73							
CARICHI VARIABILI (Qk)										
			carico (kN/mq)							
Uffici aperti al pubblico - Cat B2			3							
		Q1k	3							

DATI GEOMETRICI h solaio (cm) 20.00 h solaio (cm) 20.00 h h utile (cm) 19.00 b b travetto (cm) 25.00 luce campata ARMATURA Image: square of the control of the contro	2 - SOLAI	O LATERIZIO	ΑF	RMATO piano	o terra/1°, FC = 1.2, Q _K =3KN/m ²
h utile (cm) 19.00 b travetto (cm) 25.00 I (m) 5.00 I (m) 5.00 I (m) 1.00 I (m) 1.00 ARMATURA Image: square squ					, , ,
b travetto (cm)		20.00			
I (m)	h utile (cm)	19.00			
ARMATURA Armatura inferiore (n°/diametro) 2 Ø 5 Ferri di armatura per un travetto largo b Armatura superiore (n°/diametro) 2 Ø 5 Armatura superiore (n°/diametro) 2 Ø 5 Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per u	b travetto (cm)	25.00			
Armatura inferiore (n°/diametro) 2 \emptyset 5 Ferri di armatura per un travetto largo b (n°/diametro) 2 \emptyset 5 Ferri di armatura per un travetto largo b (n°/diametro) 2 \emptyset 5 Ferri di armatura per un travetto largo b Armatura superiore (n°/diametro) 2 \emptyset 5 Ferri di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b fym inf. (MPa) 500.00 Farri (MPa) 500.00 Fartore di confidenza (LC2) Fartore di confidenza (LC2) fyd inf. (MPa) 362.32 Fattore di confidenza (LC2) fyd inf. (MPa) 362.32 Fattore di confidenza (LC2) Fattore di confide	I (m)	5.00			luce campata
(n°/diametro) 2 Ø 5 Ferri di armatura per un travetto largo b Armatura superiore (n°/diametro) 2 Ø 5 (n°/diametro) 2 Ø 5 As (cm²) 0.78 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (m²) 0.00 Coefficiente riduttivo dei materiali Fc 1.20 Fattore di confidenza (LC2) fyd=fym/(ym²-fc) - per armatura inferiore fyd=fym/(ym²-fc) - per armatura superiore Z (cm) 17.10 Braccio di leva Z=0.9*hu AZIONI AGENTI Peso proprio degli elementi strutturali G₂ (kN/mq) 2.73 Peso proprio degli elementi strutturali G₂ (kN/mq) 3.00	ARMATURA				
(n°/diametro) 2 Ø 5 Ferri di armatura per un travetto largo b Armatura superiore (n°/diametro) 2 Ø 5 (n°/diametro) 2 Ø 5 As (cm²) 0.78 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A's (m²) 0.00 Coefficiente riduttivo dei materiali Fc 1.20 Fattore di confidenza (LC2) fyd=fym/(ym²-fc) - per armatura inferiore fyd=fym/(ym²-fc) - per armatura superiore Z (cm) 17.10 Braccio di leva Z=0.9*hu AZIONI AGENTI Peso proprio degli elementi strutturali G₂ (kN/mq) 2.73 Peso proprio degli elementi strutturali G₂ (kN/mq) 3.00	Armatura inferiore				
1 Ø 7		2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
(n°/diametro) 2 Ø 5 A _S (cm²) 0.78 Area di armatura per un travetto largo b A' _S (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A' _S (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A' _S (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A' _S (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b A' _S (cm²) 0.46 Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b Area di armatura per un travetto largo b YE 1.15 Coefficiente riduttivo dei materiali Fe 54 54 54 54 54 54 54 54 54 54 54					
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	Armatura superiore				
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	(n°/diametro)	2	Ø	5	
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		1	Ø	3	Ferri di armatura per un travetto largo b
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	A_s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	A' _s (cm ²)	0.46			Area di armatura per un travetto largo b
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	f _{ym} inf. (MPa)	500.00			
Factore di confidenza (LC2) f_{yd} inf. (MPa) 362.32 $f_{yd}=f_{ym}/(y_{M^*F_C})$ - per armatura inferiore f_{yd} sup. (MPa) 362.32 $f_{yd}=f_{ym}/(y_{M^*F_C})$ - per armatura superiore Z (cm) $f_{yd}=f_{ym}/(y_{M^*F_C})$ - per armatura superiore Braccio di leva Z=0.9*hu AZIONI AGENTI G_1 (kN/mq) G_2 (kN/mq) G_2 (kN/mq) G_3 (kN/mq) G_4 (kN/mq) G_4 (kN/mq) G_5 (kN/mq) G_7 (kN/mm)	f _{ym} sup. (MPa)	500.00			
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
Z (cm)	f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC)}$ - per armatura inferiore
AZIONI AGENTI G ₁ (kN/mq) 1.75 Peso proprio degli elementi strutturali G ₂ (kN/mq) 2.73 Peso proprio degli elementi non strutturali Q (kN/mq) 3.00 Carico variabile da dest. d'uso Q (kN/mq) 9.43 Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q VERIFICA A FLESSIONE per METRO DI SOLAIO Msd+ (kNm/m) 23.57 Msd+=ql²/10 Mrd+ (kNm/m) 19.27 Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Msd- (kNm/m) 14.73 Msd-=ql²/16 Mrd-(kNm/m) 11.48 Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+	f _{y d} sup. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc)}$ - per armatura superiore
$G_1 \text{ (kN/mq)} \qquad 1.75 \qquad \text{Peso proprio degli elementi strutturali} \\ G_2 \text{ (kN/mq)} \qquad 2.73 \qquad \text{Peso proprio degli elementi non strutturali} \\ Q \text{ (kN/mq)} \qquad 3.00 \qquad \text{Carico variabile da dest. d'uso} \\ Q \text{ (kN/mq)} \qquad 9.43 \qquad \text{Carico totale q=1.1(G_1+G_2)+1.5Q} \\ \hline \textbf{VERIFICA A FLESSIONE per METRO DI SOLAIO} \\ \hline Msd+ \text{ (kNm/m)} \qquad 23.57 \qquad \text{Msd+=ql}^2/10} \\ \hline Mrd+ \text{ (kNm/m)} \qquad 19.27 \qquad \text{Mrd+=(As*f_{yd}*Z)*(n° travetti/m)} \\ \hline Msd- \text{ (kNm/m)} \qquad 14.73 \qquad \text{Msd-=ql}^2/16} \\ \hline Mrd- \text{ (kNm/m)} \qquad 11.48 \qquad \text{Mrd-=(A's*f_{yd}*Z)*(n° travetti/m)} \\ \hline \text{Verif. in mezzeria} \qquad \textbf{1.22} \qquad \textbf{NON VERIF.} \qquad \text{Msd+/Mrd+} \\ \hline \end{tabular}$	Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	AZIONI AGENTI				
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	_ ,,,,				
Q (kN/mq) 3.00 Carico variabile da dest. d'uso q (kN/mq) 9.43 Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q VERIFICA A FLESSIONE per METRO DI SOLAIO Msd+=ql²/10 Msd+ (kNm/m) 23.57 Msd+=ql²/10 Mrd+ (kNm/m) 19.27 Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Msd- (kNm/m) 14.73 Msd-=ql²/16 Mrd- (kNm/m) 11.48 Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+					
q (kN/mq) 9.43 Carico totale q=1.1(G₁+G₂)+1.5Q VERIFICA A FLESSIONE per METRO DI SOLAIO Msd+ (kNm/m) 23.57 Msd+=ql²/10 Mrd+ (kNm/m) 19.27 Mrd+=(As*fyd*Z)*(n° travetti/m) Msd- (kNm/m) 14.73 Msd-=ql²/16 Mrd- (kNm/m) 11.48 Mrd-=(A's*fyd*Z)*(n° travetti/m) Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+					-
VERIFICA A FLESSIONE per METRO DI SOLAIO Msd+ (kNm/m) 23.57 Msd+=ql²/10 Mrd+ (kNm/m) 19.27 Mrd+=(As*fyd*Z)*(n° travetti/m) Msd- (kNm/m) 14.73 Msd-=ql²/16 Mrd- (kNm/m) 11.48 Mrd-=(A's*fyd*Z)*(n° travetti/m) Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+	, ,	3.00			
Msd+ (kNm/m) 23.57 Msd+=ql²/10 Mrd+ (kNm/m) 19.27 Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Msd- (kNm/m) 14.73 Msd-=ql²/16 Mrd- (kNm/m) 11.48 Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+	q (kN/mq)	9.43			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
	VERIFICA A FLESSION	NE per METI	RO	DI SOLAIO	
	Modu (kNm/m)	22.57			$M_{\rm od} = d^2/10$
Msd- (kNm/m) 14.73 Msd-=ql²/16 Mrd- (kNm/m) 11.48 Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+					
Mrd- (kNm/m) 11.48 Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m) Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+	,				,
Verif. in mezzeria 1.22 NON VERIF. Msd+/Mrd+					•
				NON VERIE	
rverit, adii appoddi 1.281 INON VEKIF, IMSd-/Mrd-	Verif. agli appoggi	1.28		NON VERIF.	Msd-/Mrd-

2 - SOI AIG	O LATERIZIO	ΑF	RMATO piano	terra/1°, FC = 1.2, Q _K = 2KN/m ²
DATI GEOMETRICI				
h solaio (cm)	20.00			
h utile (cm)	19.00			
b travetto (cm)	25.00			
I (m)	5.00			luce campata
ARMATURA				
Armatura inferiore				
(n°/diametro)	2	Ø		Ferri di armatura per un travetto largo b
	1	Ø	7	
Armatura superiore				
(n°/diametro)	2	-		
0	1		3	Ferri di armatura per un travetto largo b
A _s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b
A' _s (cm ²)	0.46			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	500.00			
f _{ym} sup. (MPa)	500.00			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd} = f_{ym} / (\gamma_{M^*FC)}$ - per armatura inferiore
f _{yd} sup. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc})$ - per armatura superiore
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
C (kN/ma)	1.75			Paga proprio dogli elementi etrutturali
G ₁ (kN/mq)				Peso proprio degli elementi strutturali
G ₂ (kN/mq)	2.73			Peso proprio degli elementi non strutturali
Q (kN/mq)	2.00			Carico variabile da dest. d'uso
q (kN/mq)	7.93			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESSIC	NE per MET	RO	DI SOLAIO	
BA 1 (IBI /)	40.00			12/40
Msd+ (kNm/m)	19.82			$Msd+=ql^2/10$
Mrd+ (kNm/m)	19.27	_		$Mrd+=(As^*f_{yd}^*Z)^*(n^\circ travetti/m)$
Msd- (kNm/m)	12.39			Msd-=ql ² /16
Mrd- (kNm/m)	11.48	_		Mrd-=(A's*f _{y d} *Z)*(n° travetti/m)
Verif. in mezzeria	1.03		NON VERIF.	Msd+/Mrd+
Verif. agli appoggi	1.08		NON VERIF.	Msd-/Mrd-

3 - SOLAIO LATERIZIO ARMATO 20 cm (piano terra/1° ala Est)											
	PESO PROPRIO (G1)										
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)							
Solaio in laterizio armato spess. 20 cm		20		1.75							
			G1 tot	1.75							
	PERMANENTI F	PORTATI (G2)									
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)							
intonaco intradosso		0.5	18	0.09							
massetto di allettamento/rasatura		6	18	1.08							
pavimentazione:	Gres	1	20	0.2							
divisori: non presenti				0							
			G2tot	1.37							
CARICHI VARIABILI (Qk)											
carico (kN/mg)											
Uffici aperti al pubblico - Cat B2	Jffici aperti al pubblico - Cat B2										
			Q1k	3							

3 - SOLAIO L	ATERIZIO AR	RM.	ATO 20 cm p	iano terra/1°, FC=1.2, Qk=3 kN/m²
DATI GEOMETRICI	-			, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,
h solaio (cm)	20.00			
h utile (cm)	19.00			
b travetto (cm)	25.00			
I (m)	4.95			luce campata
ARMATURA				
Armatura inferiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
	1	Ø	7	-
Armatura superiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
A _s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b
A' _s (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	500.00			
f _{ym} sup. (MPa)	500.00			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*F_C)}$ - per armatura inferiore
f _{yd} sup. (MPa)	362.32			f _{y d} =f _{y m} /(γ _{M*Fc)} - per armatura superiore
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
ALIONI AGLITTI				
G ₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali
G ₂ (kN/mq)	1.37			Peso proprio degli elementi non strutturali
Q (kN/mq)	3.00			Carico variabile da dest. d'uso
q (kN/mq)	7.93			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESSIC	NE per METI	RO	DI SOLAIO	
Msd+ (kNm/m)	19.44	-		Msd=ql ² /10
Mrd+ (kNm/m)	19.27			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Msd- (kNm/m)	12.15			Msd=ql ² /16
Mrd- (kNm/m)	9.73			Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Verif. in mezzeria	1.01		NON VERIF.	
Verif. agli appoggi	1.25		NON VERIF.	

3 - SOLAIO L	ATERIZIO AF	RM.	ATO 20 cm p	iano terra/1°, FC=1.2, Qk=2 kN/m²
DATI GEOMETRICI	_			, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,
h solaio (cm)	20.00			
h utile (cm)	19.00			
b travetto (cm)	25.00			
I (m)	4.95			luce campata
ARMATURA				
Armatura inferiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
	1	Ø	7	
Armatura superiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
A _s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b
A's (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	500.00			
f _{ym} sup. (MPa)	500.00			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc})$ - per armatura inferiore
f _{yd} sup. (MPa)	362.32			f _{yd} =f _{ym} /(γ _{M*Fc)} - per armatura superiore
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
G ₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali
G ₂ (kN/mq)	1.37			Peso proprio degli elementi non strutturali
Q (kN/mq)	2.00			Carico variabile da dest. d'uso
q (kN/mq)	6.43			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESSIC	NE per MET	RO	DI SOLAIO	
Msd+ (kNm/m)	15.76			$Msd=ql^2/10$
Mrd+ (kNm/m)	19.27			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Msd- (kNm/m)	9.85			Msd=ql ² /16
Mrd- (kNm/m)	9.73			Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Verif. in mezzeria	0.82		VERIF.	Msd+/Mrd+
Verif. agli appoggi	1.01		NON VERIF.	

4 - SOLAIO LATERIZIO ARMATO 20 cm (piano terra/1° ala nord)										
PESO PROPRIO (G1)										
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)						
Solaio in laterizio armato spess. 20 cm		20		1.75						
			G1 tot	1.75						
	PERMANENTI F	PORTATI (G2)								
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)						
intonaco intradosso		0.8	18	0.144						
massetto di allettamento/rasatura		4.2	18	0.756						
pavimentazione:	Gres	1	20	0.2						
divisori:	non presenti			0						
			G2tot	1.1						
	CARICHI VARIABILI (Qk)									
carico (kN/mq)										
Uffici aperti al pubblico - Cat B2				3						
			Q1k	3						

4 - SOLAIC	4 - SOLAIO LATERIZIO ARMATO piano terra/1°, FC = 1.2, Q _K =3KN/m ²							
DATI GEOMETRICI				, N				
h solaio (cm)	20.00							
h utile (cm)	19.00							
b travetto (cm)	25.00							
I (m)	4.95			luce campata				
ARMATURA								
Armatura inferiore								
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b				
	1	Ø	7					
Armatura superiore								
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b				
A_s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b				
A' _s (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b				
f _{ym} inf. (MPa)	500.00							
f _{ym} sup. (MPa)	500.00							
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali				
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)				
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			f _{yd} =f _{ym} /(γ _{M*FC)} - per armatura inferiore				
f _{yd} sup. (MPa)	362.32			f _{yd} =f _{ym} /(γ _{M*Fc)} - per armatura superiore				
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu				
AZIONI AGENTI								
0 (1)1/								
G ₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali				
G ₂ (kN/mq)	1.10			Peso proprio degli elementi non strutturali				
Q (kN/mq)	3.00			Carico variabile da dest. d'uso				
q (kN/mq)	7.64			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q				
VERIFICA A FLESSIO	NE per METI	RO	DI SOLAIO					
Msd+ (kNm/m)	18.71			$Msd+=ql^2/10$				
Mrd+ (kNm/m)	19.27			$Mrd+=(As^*f_{yd}^*Z)^*(n^\circ travetti/m)$				
Msd- (kNm/m)	11.69			Msd-=ql ² /16				
Mrd- (kNm/m)	9.73			Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)				
Verif. in mezzeria	0.97		VERIF.	Msd+/Mrd+				
Verif. agli appoggi	1.20		NON VERIF.	Msd-/Mrd-				

4 - SOLAI	O LATERIZIO	Al	RMATO piano	o terra/1°, FC = 1.2, Q _K =2KN/m ²
DATI GEOMETRICI	<u> </u>			
h solaio (cm)	20.00			
h utile (cm)	19.00			
b travetto (cm)	25.00			
I (m)	4.95			luce campata
ARMATURA				
Armatura inferiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
	1	Ø	7	
Armatura superiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
A _s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b
A's (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	500.00			
f _{ym} sup. (MPa)	500.00			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC})$ - per armatura inferiore
f _{y d} sup. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc})$ - per armatura superiore
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
G₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali
G ₂ (kN/mq)	1.10			Peso proprio degli elementi non strutturali
Q (kN/mq)	2.00			Carico variabile da dest. d'uso
q (kN/mq)	6.14			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESSIC	ONE per MET	RO	DI SOLAIO	
				2
Msd+ (kNm/m)	15.03	_		$Msd+=ql^2/10$
Mrd+ (kNm/m)	19.27			$Mrd+=(As^*f_{yd}^*Z)^*(n^\circ travetti/m)$
Msd- (kNm/m)	9.40			Msd-=ql ² /16
Mrd- (kNm/m)	9.73			$Mrd=(A's*f_{yd}*Z)*(n^{\circ} travetti/m)$
Verif. in mezzeria	0.78		VERIF.	Msd+/Mrd+
Verif. agli appoggi	0.97		VERIF.	Msd-/Mrd-

5 - SOLAIO LATERIZIO ARMATO 20 cm (piano 1°/2° ala sud)									
PESO PROPRIO (G1)									
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
Solaio in laterizio armato spess. 20 cm		20		1.75					
			G1 tot	1.75					
	PERMANENTI PORTATI (G2)								
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
intonaco intradosso		1	18	0.18					
massetto di allettamento		3	18	0.54					
sottofondo alleggerito		6	11	0.66					
pavimentazione:	Mattonelle in cotto	0.5	20	0.1					
forati 25x25x8 scatola				1.6					
			G2tot	3.08					
CARICHI VARIABILI (Qk)									
			carico (kN/mq)						
Uffici non aperti al pubblico - Cat. B1				2					
			Q1k	2					

5 - SOLAIO LATERIZIO ARMATO 1°/2°, FC = 1.2, Q _K =2KN/m ²							
DATI GEOMETRICI							
h solaio (cm)	20.00						
h utile (cm)	19.00						
b travetto (cm)	25.00						
I (m)	5.00			luce campata			
ARMATURA							
Armatura inferiore	_	_					
(n°/diametro)		Ø		Ferri di armatura per un travetto largo b			
A	1	Ø	7				
Armatura superiore		~		Family: and the same to the same to			
(n°/diametro)		Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b			
A _s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b			
A' _s (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b			
f _{ym} inf. (MPa)	500.00						
f _{ym} sup. (MPa)	500.00						
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali			
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)			
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC)}$ - per armatura inferiore			
f _{vd} sup. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc})$ - per armatura superiore			
Ž (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu			
AZIONII ACENTI							
AZIONI AGENTI							
G₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali			
G ₂ (kN/mq)	3.08			Peso proprio degli elementi non strutturali			
Q (kN/mq)	2.00			Carico variabile da dest. d'uso			
q (kN/mq)	8.31			Carico totale q=1.1(G_1+G_2)+1.5Q			
9 (111 4 1119)	0.01	_					
VERIFICA A FLESSIO	ONE per METI	RO	DI SOLAIO				
			2.0020				
Msd+ (kNm/m)	20.78			$Msd+=ql^2/10$			
Mrd+ (kNm/m)	19.27			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)			
Msd- (kNm/m)	12.99			Msd-=ql ² /16			
Mrd- (kNm/m)	9.73			Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)			
Verif. in mezzeria	1.08		NON VERIF.				
Verif. agli appoggi	1.33		NON VERIF.				

6 - SOLAIO LATERIZIO ARMATO 20 cm (piano 3°/4° ala sud)									
	PESO PROPRIO (G1)								
	spess. (cm) peso (kN/mc) peso (kN/mg)								
Solaio in laterizio armato spess. 20 cm		20		1.75					
			G1 tot	1.75					
	PERMANENTI F	PORTATI (G2)							
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
intonaco intradosso		0.8	18	0.144					
massetto di allettamento/rasatura		3.2	18	0.576					
pavimentazione:	Nessuna	0	0	0					
divisori:	non presenti			0					
			G2tot	0.72					
	CARICHI VARIABILI (Qk)								
carico (kN/mq)									
Archivio - Cat. E1				6					
			Q1k	6					

6 - SOLAIO LATE	RIZIO ARMA	\T(D 20 cm (piar	no 3°/4° ala sud), FC=1.2, Q _K =6KN/m ²
DATI GEOMETRICI				
h solaio (cm)	20.00			
h utile (cm)	19.00			
b travetto (cm)	25.00			
I (m)	5.30			luce campata
ARMATURA				
Armatura inferiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
	1	Ø	7	
Armatura superiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
A _s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b
A's (cm²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	500.00			
f _{ym} sup. (MPa)	500.00			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC})$ - per armatura inferiore
f _{yd} sup. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc})$ - per armatura superiore
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
G₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali
G ₂ (kN/mq)	0.72			Peso proprio degli elementi non strutturali
Q (kN/mq)	6.00			Destinaz. attuale: ARCHIVIO
q (kN/mq)	11.72			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESSIO	NE per MET	RO	DI SOLAIO	
Msd+ (kNm/m)	32.91			$Msd+=ql^2/10$
Mrd+ (kNm/m)	19.27			$Mrd+=(As^*f_{yd}^*Z)^*(n^\circ travetti/m)$
Msd- (kNm/m)	23.51			$Msd-=ql^2/14$
Mrd- (kNm/m)	9.73			Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Verif. in mezzeria	1.71		NON VERIF.	
Verif. agli appoggi	2.42		NON VERIF.	Msd-/Mrd-

6 - SOLAIO LATE	ERIZIO ARMA	 \T(D 20 cm (piar	no 3°/4° ala sud), FC=1.2, Q _K =2KN/m ²
DATI GEOMETRICI				,
h solaio (cm)	20.00			
h utile (cm)	19.00			
b travetto (cm)	25.00			
I (m)	5.30			luce campata
ARMATURA				
Armatura inferiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
	1	Ø		
Armatura superiore				
(n°/diametro)	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
A _s (cm ²)	0.78			Area di armatura per un travetto largo b
A's (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	500.00			
f _{ym} sup. (MPa)	500.00			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	362.32			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC)}$ - per armatura inferiore
f _{y d} sup. (MPa)	362.32			f _{yd} =f _{ym} /(γ _{M*Fc)} - per armatura superiore
Z (cm)	17.10			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
G₁ (kN/mq)	1.75			Peso proprio degli elementi strutturali
G_2 (kN/mq)	0.72			Peso proprio degli elementi non strutturali
- ' "	_			
Q (kN/mq) q (kN/mq)	2.00 5.72			Carico variabile da dest. d'uso Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
q (kriving)	0.12			
VERIFICA A FLESSIO	NE per METI	20	DI SOLAIO	
Msd+ (kNm/m)	16.06			$Msd+=ql^2/10$
Mrd+ (kNm/m)	19.27			$Mrd+=(As^*f_{yd}^*Z)^*(n^* travetti/m)$
Msd- (kNm/m)	11.47			Msd-=ql ² /14
Mrd- (kNm/m)	9.73			Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Verif. in mezzeria	0.83		VERIF.	Msd+/Mrd+
Verif. agli appoggi	1.18		NON VERIF.	Msd-/Mrd-

7 - SOLAIO RDB STIMIP MA 26 cm (piano 3°/4° ala ovest)								
PESO PROPRIO (G1)								
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
RDB STIMIP MA 26 cm	26		1.65					
soletta coadiuvante non armata	3	24	0.72					
		G1 tot	2.37					
PERMANENTI P	ORTATI (G2)							
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
intonaco intradosso	1	18	0.18					
massetto di allettamento/rasatura	0	18	0					
pavimentazione: Nessuna	0	0	0					
divisori (forati 25x25x8), Hmedia=3 m			1.2					
		G2tot	1.38					
CARICHI VARI	ABILI (Qk)							
			carico (kN/mq)					
Archivio - Cat. E1			6					
		Q1k	6					

7 - SOLAIO RDB STIMIP MA 26 cm piano3°/4°, FC=1.2, Q _k =6 kN/m ²							
DATI GEOMETRICI							
I (m)	6.45			Luce			
h (cm)	0.26			altezza travetti			
bw travetto (cm)	8.50			spessore anima travetti			
i travetti (m)	0.68			interasse travetti			
s (cm)	3.00			spessore soletta coadiuvante			
h _u (cm)	27.00			altezza utile travetto a T			
ARMATURA							
Armatura inferiore	1	Ø	16	Ferri di armatura per un travetto largo b			
(n°/diametro)	1	Ø	10				
A_s (cm ²)	2.80						
f _{ym} inf. (MPa)	315.00						
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali			
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)			
f _{yd} (MPa)	228.26			$f_{yd} = f_{ym}/(\gamma_{M^*FC})$			
Z (cm)	24.30			Braccio di leva Z=0.9*hu			
AZIONI AGENTI							
G_1 (kN/m ²)	2.37			Carichi permanenti strutturali solaio			
G_2 (kN/m ²)	1.38			Carichi permanenti non strutturali solaio			
Q (kN/m ²)	6.00			Destinaz. Attuale: archivio			
qtot (kN/m²)	13.13			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q			
VERIFICA A FLESS	IONE per METF	RO D	I SOLAIO				
				2440			
Msd+ (kNm/m)	54.60			$Msd+=ql^2/10$			
M⁺rd (kNm/m)	22.81			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)			
Verif. in mezzeria	2.39		NON VERIF.	Msd+/M⁺rd			

7 - SOLAIO RDB STIMIP MA 26 cm (piano 3°/4° ala ovest)								
PESO PROPRIO (G1)								
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
RDB STIMIP MA 26 cm		26		1.65				
soletta coadiuvante non armata		3	24	0.72				
			G1 tot	2.37				
PERMANENTI PORTATI (G2)								
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)				
intonaco intradosso		1	18	0.18				
massetto di allettamento/rasatura		0	18	0				
pavimentazione: Nessui	na	0	0	0				
divisori (forati 25x25x8), Hmedia=3 m: nessuno				0				
			G2tot	0.18				
CARI	CHI VARIA	BILI (Qk)						
				carico (kN/mq)				
Uffici non aperti al pubblico - Cat. B1				2				
			Q1k	2				

7 - SOLAIO RDB STIMIP MA 26 cm piano 3°/4°, FC=1.2, Q _k =2 kN/m ²						
DATI GEOMETRICI						
I (m)	6.45			Luce		
h (cm)	0.26			altezza travetti		
bw travetto (cm)	8.50			spessore anima travetti		
i travetti (m)	0.68			interasse travetti		
s (cm)	3.00			spessore soletta coadiuvante		
h _u (cm)	27.00			altezza utile travetto a T		
ARMATURA						
Armatura inferiore	1	Ø	16	Ferri di armatura per un travetto largo b		
(n°/diametro)	1	Ø	10			
A _s (cm ²)	2.80					
f _{ym} inf. (MPa)	315.00					
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali		
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)		
f _{yd} (MPa)	228.26			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*F_C})$		
Z (cm)	24.30			Braccio di leva Z=0.9*hu		
AZIONI AGENTI						
G_1 (kN/m ²)	2.37			Carichi permanenti strutturali solaio		
G_2 (kN/m ²)	0.18			Carichi permanenti non strutturali solaio		
Q (kN/m ²)	2.00			Uffici non aperti al pubblico		
qtot (kN/m²)	5.81			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q		
VERIFICA A FLESS	IONE per METF	RO E	OI SOLAIO			
Msd+ (kNm/m)	24.15			$Msd+=ql^2/10$		
M ⁺ rd (kNm/m)	22.81			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)		
Verif. in mezzeria	1.06		NON VERIF.	Msd+/M ⁺ rd		

8 - SOLAIO SAP 16 cm (piano 3°/4° ala est)									
PESO PROPRIO (G1)									
spess. (cm) peso (kN/mc) peso (kN/mq)									
RDB SAP 16 laterizio armato		16		1.3					
			G1 tot	1.3					
	PERMANENTI PORTATI (G2)								
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
intonaco intradosso		1	18	0.18					
massetto di allettamento/rasatura		4	18	0.72					
pavimentazione:	Mattonelle in cotto	1	20	0.2					
divisori leggeri: forati 25x25x8 scatola				1.2					
			G2 tot	2.3					
	CARICHI VARIABILI (Qk)								
	•			carico (kN/mq)					
Uffici non aperti al pubblico - Cat. B1				2					
			Q1k	2					

8 - SOLAIO RDB SAP piano 3°/4°, FC = 1.2, Q _k =2 kN/m ²						
DATI GEOMETRICI			promise e r			
h solaio (cm)	16.00					
h utile (cm)	15.00			Da manuale RDB		
b travetto (cm)	20.00					
I (m)	5.00			luce campata		
ARMATURA						
Armatura inferiore	3	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b		
(n°/diametro)						
Armatura superiore	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b		
(n°/diametro)						
A _s (cm ²)	0.59			Area di armatura per un travetto largo b		
A'_s (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b		
f _{ym} inf. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura inferiore		
f _{ym} sup. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura superiore		
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali		
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)		
f _{yd} inf. (MPa)	398.55			$f_{yd} = f_{ym}/(\gamma_{M^*FC})$ - per armatura inferiore		
f _{yd} sup. (MPa)	398.55			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc)}$ - per armatura superiore		
Z (cm)	13.50			Braccio di leva Z=0.9*hu		
AZIONI AGENTI						
G₁ (kN/mq)	1.30			Peso proprio degli elementi strutturali		
G ₂ (kN/mq)	2.30			Peso proprio degli elementi non strutturali		
Q (kN/mq)	2.00			Carico variabile da dest. d'uso		
q (kN/mq)	6.96			Carico totale q=1.3(G ₁ +G ₂)+1.5Q		
\		Ļ	51 551 115			
VERIFICA A FLESSIC	NE per METI	KO	DI SOLAIO			
Msd+ (kNm/m)	17.40			$Msd+=ql^2/10$		
Mrd+ (kNm/m)	15.85			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)		
Msd- (kNm/m)	12.43			$Msd=ql^2/14$		
Mrd- (kNm/m)	10.56			Mrd-=(A's*f _{y d} *Z)*(n° travetti/m)		
Verif. in mezzeria	1.10		NON VERIF.	Msd+/Mrd+		
Verif. agli appoggi	1.18		NON VERIF.	Msd-/Mrd-		

8 -	SOLAIO RDE	S	AP piano 3°/	4°, FC = 1.0, Q _k =2 kN/m ²
DATI GEOMETRICI			, piano e ,	
h solaio (cm)	16.00			
h utile (cm)	15.00			Da manuale RDB
b travetto (cm)	20.00			
I (m)	5.00			luce campata
ARMATURA				
ARIVIATURA		_		
Armatura inferiore	3	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
(n°/diametro)				
Armatura superiore	2	Ø	5	Ferri di armatura per un travetto largo b
(n°/diametro)				
A _s (cm ²)	0.59			Area di armatura per un travetto largo b
A'_s (cm ²)	0.39			Area di armatura per un travetto largo b
f _{ym} inf. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura inferiore
f _{ym} sup. (MPa)	550.00			Da manuale RDB - per armatura superiore
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.00			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} inf. (MPa)	478.26			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*FC)}$ - per armatura inferiore
f _{vd} sup. (MPa)	478.26			$f_{yd}=f_{ym}/(\gamma_{M^*Fc})$ - per armatura superiore
Z (cm)	13.50			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
G₁ (kN/mq)	1.30			Peso proprio degli elementi strutturali
G ₂ (kN/mq)	2.30			Peso proprio degli elementi non strutturali
Q (kN/mq)	2.00			Carico variabile da dest. d'uso
q (kN/mq)	6.96			Carico totale q=1.3(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESSIO	NF ner MFTI	RO	DI SOLAIO	
			<u> </u>	
Msd+ (kNm/m)	17.40			Msd+=ql ² /10
Mrd+ (kNm/m)	19.02			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Msd- (kNm/m)	12.43			$Msd=ql^2/14$
Mrd- (kNm/m)	12.68			Mrd-=(A's*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Verif. in mezzeria	0.92		VERIF.	Msd+/Mrd+
Verif. agli appoggi	0.98		VERIF.	Msd-/Mrd-

9 - Solaio in putrelle e tavelloni (piano 3°/4° ala ovest)								
PESO PROPRIO (G1)								
spess. (cm) peso (kN/m) peso (kN/mc								
Travi in acciaio IPN 120	12	0.111	0.16					
		G1 tot	0.16					
PERMANE	ENTI PORTATI	(G2)						
	spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)					
intonaco intradosso	1	18	0.18					
tavella in laterizio	4		0.40					
massetto di allettamento/rasatura	16	18	2.88					
pavimentazione tipo: mattonelle in cotto	1	20	0.2					
forati 25x25x8 scatola			1.2					
		G2tot	4.86					
CARICH	II VARIABILI (C	Qk)						
			carico (kN/mq)					
Uffici non aperti al pubblico B1			2					
		Q1k	2					

O pullelle e		
		ano3°/4°, FC=1.2, Q _k =2 kN/m ²
· · · · · ·	/	altezza
		base
		spessore ali
5.10		spessore anima
1		area
3.00		luce campata
54.70		modulo resistenza elastico
63.60		modulo resistenza plastico
0.70		interasse putrelle
ACCIAIO		
235.00		Acciaio S235/Fe360
1.15		Coefficiente riduttivo dei materiali
1.20		Fattore di confidenza (LC2)
170.29		fyd=fym/(γM*Fc)
0.16		Peso proprio degli elementi strutturali
4.86		Peso proprio degli elementi non strutturali
2.00		Carico variabile da dest. d'uso
8.52		Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
ONE per MET	RO DI SOLA	AIO T
0.0		12/0
		$Msd = ql^2/8$
		Mrd,el+=Wel,y*fyd*(n° travetti/m)
	VEDIE	Mrd,pl+=Wpl,y*fyd*(n° travetti/m) Msd+/Mrd+,el
0.72	VLIXII.	IVISU+/IVIIU+,ei
per METRO	DI SOLAIO	
6.6		Av=A-2*b*tf+(tw+2r)*tf
12.8		VEd=(q'*I)/2
93.1		Vpl,Rd=(Av*fyd)/(3^0.5)*(n° travetti/m)
0.14	VERIF.	VEd/VPI,Rd
ORMABILITA'		T
4 01		valore caratteristics a travette
		valore caratteristico a travetto valore caratteristico a travetto
		valore caratteristics a travetto
		δmax (cm) = 1.2 cm
0.73228 cm	 `	
	12.00 5.80 7.70 5.10 14.20 3.00 54.70 63.60 0.70 ACCIAIO 235.00 1.15 1.20 170.29 0.16 4.86 2.00 8.52 ONE per MET 9.6 13.3 15.47 0.72 D per METRO 6.6 12.8 93.1	5.80 7.70 5.10 14.20 3.00 54.70 63.60 0.70 ACCIAIO 235.00 1.15 1.20 170.29 0.16 4.86 2.00 8.52 ONE per METRO DI SOLAIO 9.6 13.3 15.47 0.72 VERIF. Definition of the second of the

10 - SOLAIO	STIMIP MA 26 cr	m (piano 3°/4° ala	nord)	
	PESO PROPE	RIO (G1)		
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)
RDB STIMIP MA 26 cm		26		1.65
soletta coadiuvante non armata		3	24	0.72
sottofondo		2	18	0.36
			G1 tot	2.73
	PERMANENTI PO	ORTATI (G2)		
		spess. (cm)	peso (kN/mc)	peso (kN/mq)
intonaco intradosso		1	18	0.18
massetto di allettamento/rasatura		0	18	0
pavimentazione:	Nessuna	0	0	0
divisori: non presenti	•			0
			G2tot	0.18
	CARICHI VARIA	ABILI (Qk)		
				carico (kN/mq)
Uffici non aperti al pubblico - Cat. B1				2
			Q1k	2

10 - SOI	AIO RDB STIN	MP N	MA 26 cm pia	no 3°/4°, FC=1.2, Q _k =2 kN/m ²
DATI GEOMETRICI				, , , ,
I (m)	7.00			Luce
h (cm)	0.26			altezza travetti
bw travetto (cm)	8.50			spessore anima travetti
i travetti (m)	0.68			interasse travetti
s (cm)	3.00			spessore soletta
h _u (cm)	27.00			altezza utile travetto a T
ARMATURA				
Armatura inferiore	1	Ø	16	Ferri di armatura per un travetto largo b
(n°/diametro)	1	Ø	10	
A _s (cm ²)	2.80			
f _{ym} inf. (MPa)	315.00			
γм	1.15			Coefficiente riduttivo dei materiali
Fc	1.20			Fattore di confidenza (LC2)
f _{yd} (MPa)	228.26			$f_{yd} = f_{ym}/(\gamma_{M^*FC})$
Z (cm)	24.30			Braccio di leva Z=0.9*hu
AZIONI AGENTI				
G_1 (kN/m ²)	2.73			Carichi permanenti strutturali solaio
G_2 (kN/m ²)	0.18			Carichi permanenti non strutturali solaio
Q (kN/m ²)	2.00			Carichi accidentali solaio
qtot (kN/m²)	6.20			Carico totale q=1.1(G ₁ +G ₂)+1.5Q
VERIFICA A FLESS	I IONE per METF	RO D	I SOLAIO	
Msd+ (kNm/m)	30.38			$Msd+=ql^2/10$
M ⁺ rd (kNm/m)	22.81			Mrd+=(As*f _{yd} *Z)*(n° travetti/m)
Verif. in mezzeria	1.33		NON VERIF.	

Solaio	Piano	FC	Q _K (kN/ m ²)	VERIFICA SLU (M _{sd} /M _{Rd})
1 - RDB SAP 20	1°	1.0	3	M+: 0.96
1 - RDB SAP 20	ı	1.0	3	M-: 0.90
2 - Laterizio armato 20 cm	1°	1.2	2	M+: 1.03
2 - Laterizio armato 20 cm	ı	1.2	2	M-: 1.08
3 - Laterizio armato 20 cm	1°	1.2	2	M+: 0.82
3 - Laterizio armato 20 cm	ı	1.2	2	M-: 1.01
4 - Laterizio armato 20 cm	1°	1.2	2	M+: 0.78
4 - Laterizio armato 20 cm	'		2	M-: 0.97
5 - Laterizio armato 20 cm	2°	1.2	2	M+: 1.08
3 - Laterizio armato 20 cm				M-: 1.33
6 - Laterizio armato 20 cm	4°	1.2	2*	M+: 0.83
0 - Laterizio armato 20 cm				M-: 1.18
7-STIMIP A 26 cm	4°	1.2	2*	M+: 106
7-STIWIII A 20 CIII				M-: -
8 - SAP 16 cm	4°	1	2	M+: 0.92
0 - SAL TO GIT	7	I	2	M-: 0.98
9 - Putrelle	4°	1.2	2	M: 0.72
J-1 unene	-	1.2		V: 0.14
10 –STIMIP A 26 cm	4°	1.2	2	M+: 1.33
10 –3 HIVIIF A 20 CIII	'1	1.2	2	M-: -

^{*} la destinazione d'uso attuale comporterebbe un carico di esercizio maggiore

Tabella 4.1 - Sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche statiche sui solai

4.1.2 Verifiche sulle pareti murarie (pressoflessione fuori piano)

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete [DM08 §4.5.5 Analisi strutturale], è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato. Tale procedura trasforma la verifica a pressoflessione per materiale non resistente a trazione in una verifica a sforzo assiale centrato, utilizzando dei coefficienti riduttivi della resistenza a compressione che tengono conto sia del momento flettente (in ragione dell'eccentricità) sia degli effetti instabilizzanti del secondo ordine (in funzione della snellezza).

Facendo riferimento al [DM08 §4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi] "la resistenza unitaria di progetto ridotta f_{d.rid} riferita all'elemento strutturale si assume pari a:

$$\sigma < f_{d,rid} = \phi \cdot f_d$$

dove:

σ=N/A è la tensione sollecitante il maschio

f_d è la resistenza di calcolo a compressione della muratura=f_k/γ_m

φ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale

Il coefficiente Φ si ottiene dalla Tabella 4.2 in funzione della snellezza convenzionale della parete (λ) e del coefficiente di eccentricità dei carichi (m) definito successivamente.Per valori non contemplati in Tabella si procede con l'interpolazione lineare, mentre pervalori fuori dai limiti della stessa Tabella l'esito della verifica è automaticamente negativo.

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m=6 e/t						
	0	0,5	1,5	2,0			
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33		
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27		
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16		
15	0,69	0,48	0,32	0,17			
20	0,53	0,36	0,23				

Tabella 4.2 – Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Per la valutazione della snellezza convenzionale λ della parete secondo l'espressione la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione:

$$h_0 = \rho h$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano; ρ assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tabella 4.3, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza I non inferiore a 0,3 h, posti ad interasse a.

h/a	ρ
h/a ≤ 0,5	1
$0.5 < h/a \le 1.0$	3/2 - h/a
1,0 < h/a	1/[1+(h/a) ²]

Tabella 4.3 – Fattore laterale di vincolo

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione d'irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume ρ = 1. Nella lunghezza I del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

Il coefficiente di eccentricità m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t$$

essendo e l'eccentricità totale e t lo spessore del muro.

Per valori del coefficiente di eccentricità "m" compreso tra 0 e 1, la sezione si mantiene integra. In particolare per m=1 si ha e= t/6 e quindi si ha la tensione minima nulla (andamento triangolare del diagramma delle tensioni). Per valori di "m" compresi tra 1 e 2 la sezione è parzializzata. In particolare per m=2 si ha e= t/3, per cui lo spessore della parete parzializzata è t' = t/2.

La normativa consente la parzializzazione della sezione fino ad avere uno spessore finale pari alla metà di quello integro.

L'eccentricità totale sullo spessore della muratura si ottiene dalla somma di tre contributi:

- l'eccentricità dei carichi verticali che gravano sulla testa della parete (e_s),
- l'eccentricità dovuta ai difetti di esecuzione della parete (e_a),
- l'eccentricità dovuta alle azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano della parete (e_v).

Esse sono determinate al [DM08 §4.5.6.2Verifiche agli stati limite ultimi] con i criteri che seguono .

a) eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \qquad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

- e_{s1}: eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori

rispetto al piano medio del muro da verificare;

- e_{s2}: eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;
- N₁: carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;
- N₂: reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;
- d₁: eccentricità di N₁ rispetto al piano medio del muro da verificare;
- d₂: eccentricità di N₂ rispetto al piano medio del muro da verificare.

Tali eccentricità possono essere positive o negative.

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a.

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di un'eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a:

$$e_a = \frac{h}{200}$$

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità ev dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a;$$
 $e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|.$

Il valore di $e=e_1$ è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità; il valore di $e=e_2$ è adottato per la verifica della sezione dove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo e non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \le 0.33t$$
; $e_2 \le 0.33t$.

Ai fini della verifica a pressoflessione per carichi laterali è stata scelta la COMBINAZIONE

FONDAMENTALE (2.5.1) generalmente impiegata per gli stati limite ultimi :

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{P} \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Il programma 3 Muri utilizza la mesh già creata per eseguire l'analisi non lineare, adattando la teoria del telaio equivalente per eseguire le verifiche statiche in campo lineare. Queste verifiche vengono svolte solo sui maschi murari, mentre le fasce e i nodi rigidi non sono soggetti a verifica. Per effettuare le verifiche statiche abbiamo inanzitutto inserito il carico dovuto al vento nell'ambiente Gestione livelli. Abbiamo inserito un valore di pressione agente per ogni piano come riportato nella figura seguente:

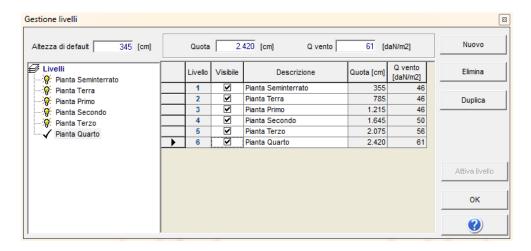


Figura 4.14 – Inserimento della pressione del vento nell'ambiente Gestione livelli.

Abbiamo definito, in base allo spessore dei pannelli murari passando da un piano a quello successivo, l'eccentricità dei pannelli calcolata rispetto l'asse baricentrico (linea di definizione della parete) e l'abbiamo inserita nella casella **Verifiche statiche - Eccentricità**. Poi per le pareti esposte all'azione del vento (tutte le pareti esterne) abbiamo cliccato nella casella **Esposto al vento.** A titolo d'esempio si riporta una immagine relativa all'inserimento di questi dati in una generica parete esterna.

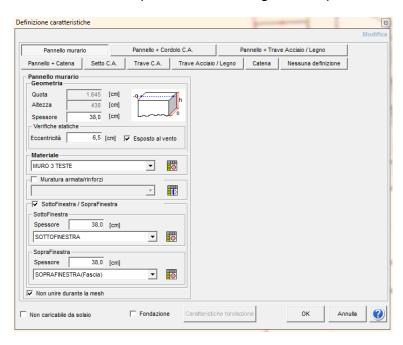


Figura 4.15 – Definizione caratteristiche di una parete esposta al vento.

Inoltre ad avere influenza sulle verifiche statiche c'è la lunghezza d'appoggio del solaio all'interno delle pareti. In base ai valori presenti sul manueletto RDB si è deciso di ipotizzare una lunghezza d'appoggio del solaio pari a 10cm.

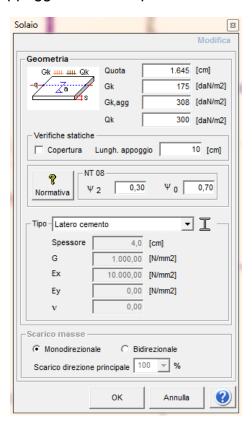


Figura 4.16 – Definizione lunghezza d'appoggio del solaio.

In basso è stata riportata la tabella riassuntiva delle verifiche a pressoflessione fuori piano per tutte le pareti della struttura. Per ragioni di sintesi abbiamo riportato i risultati solo per il modello globale. La tabella è stata ordinata in modo da mettere in evidenza le pareti con il maggior numero di maschi non verificati.

Parete	Maschi	Nd / Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
8	45	2,27	11,32	0,277	0,177
10	45	2,87	11,32	0,250	0,110
18	34	2,44	17,20	0,238	0,112
62	32	2,24	11,32	0,349	0,154
52	32	3,51	11,32	0,312	0,149
1	26	1,93	11,32	0,315	0,192
16	26	2,02	11,32	0,204	0,093
11	26	1,32	11,32	0,231	0,165
4	24	2,07	11,32	0,420	0,187
54	22	1,86	11,32	0,173	0,080
26	20	1,66	11,32	0,239	0,113
13	16	1,36	11,32	0,308	0,201
57	13	1,86	11,32	0,259	0,119
5	12	3,40	17,20	0,100	0,086
24	12	1,64	8,43	0,258	0,142
7	12	1,81	11,32	0,150	0,114
9	12	1,47	11,32	0,266	0,172
23	11	1,62	11,32	0,263	0,171
56	10	1,74	11,32	0,272	0,127
20	9	1,61	11,32	0,321	0,147
28	9	2,10	11,32	0,242	0,109
12	8	1,57	11,32	0,186	0,106
30	8	1,62	11,32	0,315	0,143
3	8	2,03	11,32	0,182	0,099
37	8	2,00	17,20	0,086	0,086
27	7	1,45	11,32	0,278	0,126
45	6	2,39	17,20	0,429	0,204
17	5	1,50	11,32	0,149	0,069
34	5	1,57	17,20	0,247	0,115
66	5	1,62	11,32	0,234	0,110
60	5	1,45	17,20	0,086	0,086
19	4	1,45	17,20	0,127	0,086
48	4	1,89	17,20	0,354	0,165
6	3	1,39	11,32	0,149	0,070
63	3	1,28	17,20	0,206	0,091
61	3	1,68	17,20	0,086	0,086
44	3	1,55	17,20	0,138	0,086
2	2	1,10	17,20	0,209	0,095
42	2	1,14	17,20	0,261	0,115
22	2	0,87	17,20	0,233	0,104
43	1	1,11	17,20	0,124	0,086
40	1	1,07	17,20	0,086	0,086
55	1	1,04	11,32	0,057	0,057
58	1	1,07	17,20	0,228	0,102
14	1	1,00	11,32	0,169	0,074
39	1	1,43	17,20	0,086	0,086
51	1	1,74	14,20	0,158	0,071
15	1	1,06	11,32	0,171	0,075
41	0	0,48	9,34	0,083	0,047
25	0	0,82	11,32	0,157	0,070
53	0	0,55	14,20	0,071	0,071
31	0	0,88	11,32	0,228	0,092
38	0	0,73	14,20	0,071	0,071
49	0	0,40	9,34	0,054	0,047

Parete	Maschi rotti	Nd / Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
29	0	0,76	11,32	0,104	0,057
50	0	0,23	6,96	0,066	0,035
59	0	0,99	17,20	0,206	0,091
33	0	0,61	9,34	0,047	0,047
46	0	0,75	14,20	0,071	0,071
47	0	0,93	17,20	0,193	0,087
36	0	0,75	14,20	0,071	0,071
32	0	0,96	11,32	0,154	0,070



Tabella 4.4 - Sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche a pressoflessione fuori piano dei maschi murari

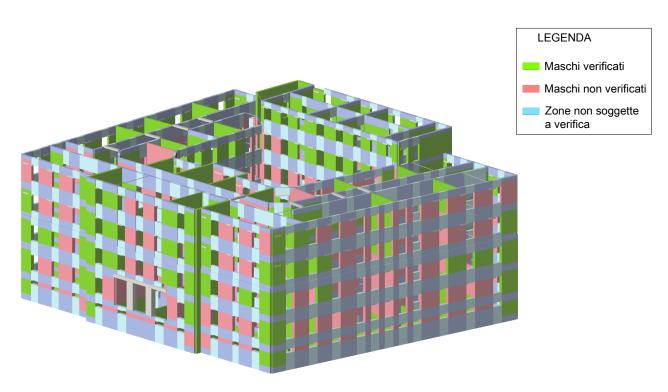


Figura 4.17 – Risultati della verifica a pressoflessione fuori piano, vista 3D.

Nella figura qui sopra abbiamo riportato un'immagine 3D del modello in cui è possibile avere una visione globale degli elementi non verificati all'interno della struttura.

Riportiamo in seguito le figure delle pareti 8, 10, 18 nelle quali sono stati riscontrati il maggior numero di maschi non verificati in seguito alla verifica a pressoflessione fuori piano

Figura 4.18 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 8.

DETTAGLIO VERIFICA PARETE 8

			Superiore			Centrale			Inferiore	
ID 📤	Nd / Nr Max	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr
482	0,80	73.755	99.625	0,74	76.759	104.486	0,73	79.763	99.991	0,80
483	1,79	193.249	109.034	1,77	194.183	112.392	1,73	195.117	109.066	1,79
484	1,52	156.078	103.799	1,50	157.012	112.400	1,40	157.946	103.901	1,52
485	1,40	158.230	114.714	1,38	159.275	125.781	1,27	160.320	114.858	1,40
486	1,37	48.336	35.751	1,35	48.676	40.875	1,19	49.016	35.822	1,37
487	1,83	68.755	37.826	1,82	69.111	42.787	1,62	69.467	37.877	1,83
488	2,27	91.193	40.480	2,25	91.558	43.904	2,09	91.923	40.507	2,27
489	1,79	67.814	38.271	1,77	68.173	43.265	1,58	68.533	38.323	1,79
490	1,30	161.564	125.730	1,29	162.721	139.162	1,17	163.877	125.920	1,30
491	1,53	195.867	129.585	1,51	197.042	141.393	1,39	198.217	129.725	1,53
492	1,37	173.604	128.522	1,35	174.779	141.393	1,24	175.955	128.694	1,37
493	0,80	82.937	112.347	0,74	86.474	123.059	0,70	90.011	113.189	0,80
494	0,79	60.106	86.954	0,69	64.889	96.494	0,67	69.671	88.425	0,79
495	1,15	106.766	98.613	1,08	110.363	105.072	1,05	113.960	99.021	1,15
496	1,18	100.554	90.300	1,11	104.151	103.568	1,01	107.748	91.287	1,18
497	1,18	109.206	98.243	1,11	113.231	114.407	0,99	117.256	99.490	1,18
498	1,63	48.845	31.349	1,56	50.153	37.018	1,35	51.460	31.581	1,63
499	1,74	55.011	33.039	1,67	56.380	38.978	1,45	57.749	33.255	1,74
500	1,66	55.391	34.859	1,59	56.796	40.573	1,40	58.200	35.157	1,66
501	1,65	52.943	33.520	1,58	54.328	39.463	1,38	55.712	33.744	1,65
502	1,40	145.934	109.153	1,34	150.387	127.453	1,18	154.840	110.357	1,40
503	1,23	132.579	114.444	1,16	137.103	130.856	1,05	141.628	115.577	1,23
504	1,10	116.858	113,223	1,03	121.383	129.815	0,94	125.907	114.585	1,10
505	0,76	65.892	99.721	0,66	71.526	112.092	0,64	77.160	101.957	0,76
506	0,67	43.085	75.517	0,57	47.868	88.307	0,54	52.651	78.475	0,67
507	1,01	73.835	78.003	0,95	77.432	93.952	0.82	81.029	79.846	1,01
508	0.89	69.802	84.970	0.82	73.399	99.003	0,74	76.996	86.259	0.89
509	1,04	95.147	98.138	0,97	99.172	113.862	0,87	103.197	99.519	1,04
510	1,16	36.079	33.133	1,09	37.386	37.791	0,99	38.693	33.476	1,16
511	1,10	40.772	34.010	1,20	42.141	39.314	1.07	43.509	34.387	1,10
512	1,33	41.743	33.268	1,25	43.148	39.247	1,10	44.552	33.603	1,33
513	1,33	39.073	34.192	1,14	40.457	39.602	1,02	41.842	34.606	1,21
514	1,06	106.433	107.815	0,99	110.886	125.439	0,88	115.339	108.974	1,06
515	0,96	94.847	106.389	0,89	99.372	124.514	0,80	103.896	107.944	0,96
516	0,98	97.828	107.822	0,83	102.353	125.731	0,81	105.838	107.344	0,98
517	0,96	50.892	91.496	0,51	56.526	105.842	0,51	62.160	94.511	0,66
518	0,69	27.949	48.836	0,57	31.512	53.772	0,59	35.076	51.012	0,69
519	0,89	44.900	55.372	0,81	47.580	61.743	0,77	50.260	56.299	0,89
520	0,95	44.181	50.967	0,87	46.861	58.625	0,80	49.541	52.384	0,05
521	1,23	62.956	54.591	1,15	65.955	65.456	1,01	68.954	56.078	1,23
521	1,23	25.795	17.271	1,15	26.769	21.297	1,01	27.743	17.694	1,23
523	1,63	28.576	18.368	1,49	29.596	22.538	1,26	30.616	18.769	1,63
523	1,63	27.156	19.771	1,36	28.202	23.674	1,31	29.249	20.147	1,63
525	1,45	26.995	18.705	1,37	28.026	22.783	1,19	29.249	19.127	1,45
526	1,52	71.852	60.893	1,44	75.170	72.781	1,23	78.488	62.450	1,52
527	1,26	64.938	64.220	1,16	68.309	74.850	0,91	71.680	65.760	1,26
528	1,09	64.981	63.314	1,01	68.352	74.050	0,91	71.723	64.937	1,09
529	0,73	34.455	55.852	0,62	38.653	62.852	0,92	42.851	58.651	0,73
530	0,73	12.391	55.852	0,62	15.954	48.416	0,61	19.518	55.575	0,73
530	0,35	21.698	44.735	0,23	24.378	50.650	0,33	27.058	48.563	0,35
	,									
532 533	1,14	34.373 38.455	30.220 32.870	1,14	37.053 41.454	47.497 52.742	0,78 0.79	39.733 44.453	35.005 38.354	1,14
$\overline{}$	1,17			1,17			-			1,16
534	1,71	17.437	10.185	1,71 1,73	18.411	17.466	1,05	19.385	11.562	1,68
535	1,73	19.032	10.998		20.052	18.492	1,08	21.072	12.354	1,71
536	1,45	16.547	11.411	1,45	17.593	18.770	0,94	18.640	13.011	1,43
537	1,94	18.253	n/d	n/d	19.284	17.603	1,10	20.316	10.480	1,94
538	1,38	44.391	n/d	n/d	47.709	56.006	0,85	51.027	36.956	1,38
539	1,10	39.222	35.580	1,10	42.593	58.039	0,73	45.964	42.483	1,08
540	1,27	40.462	n/d	n/d	43.833	55.753	0,79	47.204	37.303	1,27
541	0,80	20.220	n/d	n/d	24.418	44.017	0,55	28.616	35.902	0,80



Tabella 4.5 – Dettaglio dei risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 8.

PARETE 10 LEGENDA Maschi verificati Zone non soggette a verifica a verifica LEGENDA Maschi verificati Zone non soggette a verifica

Figura 4.19 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 10.

DETTAGLIO VERIFICA PARETE 10

			Superiore			Centrale			Inferiore	
ID 🛦	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr
	Max									
641 642	0,95 1,32	228.592 152.101	263.363 120.686	0,87 1,26	240.442 155.794	286.004 133.331	0,84 1,17	252.292 159.488	265.490 121.271	0,95 1,32
643	1,52	232.729	160.195	1,45	237.188	160.933	1,17	241.646	160.223	1,52
644	1,55	136.464	91.305	1,49	139.396	105.620	1,32	142.329	91.903	1,55
645	1,29	80.191	65.112	1,23	82.327	76.309	1,08	84.464	65.720	1,29
646	1,32	96.696	76.153	1,27	99.167	88.660	1,12	101.639	76.788	1,32
647	1,36	333.902	254.906	1,31	341.996	292.150	1,17	350.090	256.628	1,36
648	1,11	37.862	37.053	1,02	39.758	44.484	0,89	41.654	37.640	1,11
649	0,85	221.692	287.665	0,77	233.695	289.715	0,81	245.698	287.865	0,85
650	0,77	135.856	189.498	0,72	141.195	192.743	0,73	146.535	189.735	0,77
651 652	0,44	28.640 99.305	80.164	0,36 0,66	32.035	81.926	0,39	35.430 116.734	80.502 152.828	0,44
653	0,76 1,50	78.144	151.050 54.679	1,43	108.019 80.297	162.956 62.095	0,66 1,29	82.450	55.066	0,76 1,50
654	1,15	104.498	96.237	1,09	108.099	103.856	1,04	111.701	96.729	1,15
655	1,02	222.416	233.716	0,95	230.932	245.565	0,94	239.448	234.558	1,02
656	1,34	125.936	99.241	1,27	129.688	108.210	1,20	133.440	99.746	1,34
657	1,65	91.055	57.898	1,57	93.776	66.057	1,42	96.497	58.358	1,65
658	1,70	91.919	56.819	1,62	94.587	64.747	1,46	97.255	57.254	1,70
659	1,48	103.328	73.213	1,41	106.042	78.251	1,36	108.756	73.465	1,48
660	1,16	142.923	136.304	1,05	151.865	165.639	0,92	160.807	138.624	1,16
661	1,50	67.994	48.379	1,41	71.941	64.276	1,12	75.888	50.563	1,50
662	1,77	135.652	79.733	1,70	138.645	86.288	1,61	141.638	80.010	1,77
663 664	1,93	95.858 95.017	51.574 124.866	1,86	97.909	59.177 133.608	1,65	99.961 109.306	51.886 126.009	1,93
665	0,87 0,79	58.240	85.171	0,76 0,68	102.162 64.368	108.026	0,76 0,60	70.496	89.087	0,87 0,79
666	1,38	92.134	70.275	1,31	95.214	86.120	1,11	98.293	71.102	1,38
667	1,48	82.897	58.747	1,41	85.555	72.860	1,17	88.212	59.549	1,48
668	1,14	157.593	146.769	1,07	164.405	184.145	0,89	171.218	149.786	1,14
669	1,25	97.983	82.967	1,18	101.737	102.979	0,99	105.490	84.303	1,25
670	1,45	74.768	54.412	1,37	77.140	66.530	1,16	79.511	55.000	1,45
671	1,51	78.615	54.499	1,44	81.002	66.753	1,21	83.389	55.083	1,51
672	1,53	86.281	59.057	1,46	88.829	71.916	1,24	91.377	59.614	1,53
673	0,83	118.128	162.705	0,73	127.070	167.192	0,76	136.012	163.295	0,83
674	1,34	51.456	40.261	1,28	55.403	59.979	0,92	59.350	44.397	1,34
675 676	1,68 1,79	104.419 76.629	64.718 44.469	1,61 1,72	107.410 78.682	80.890 55.540	1,33 1,42	110.402 80.736	65.605 45.038	1,68 1,79
677	0,83	72.255	99.830	0,72	79.400	126.217	0,63	86.545	104.078	0,83
678	0,75	38.868	62.192	0,62	43.434	72.690	0,60	47.999	63.648	0,75
679	1,53	73.202	50.343	1,45	75.496	56.359	1,34	77.791	50.698	1,53
680	1,56	61.537	41.786	1,47	63.516	48.597	1,31	65.495	42.083	1,56
681	1,12	109.485	105.855	1,03	114.563	124.684	0,92	119.640	107.040	1,12
682	1,19	63.628	57.740	1,10	66.425	68.689	0,97	69.221	58.408	1,19
683	1,65	55.516	35.455	1,57		43.382	1,32	59.049	35.828	1,65
684	1,84	63.120	35.978	1,75	64.899	43.689	1,49	66.677	36.298	1,84
685 686	1,30 1,08	35.017 10.726	29.744 11.048	1,18 0,97	37.376 11.488	37.563 13.715	1,00 0,84	39.736 12.251	30.498 11.342	1,30 1,08
687	0,68	93.746	163.099	0,97	102.686	167.163	0,64	111.625	163.750	0,68
688	0,00	31.012	36.625	0,85	33.953	46.818	0,73	36.894	37.958	0,88
689	1,63	74.944	48.267	1,55	77.174	54.769	1,41	79.404	48.609	1,63
690	1,88	60.922	33.865	1,80	62.451	37.545	1,66	63.979	34.041	1,88
691	0,82	50.623	73.223	0,69	55.947	84.767	0,66	61.270	74.654	0,82
692	0,65	27.994	52.950	0,53	32.560	70.882	0,46	37.126	57.111	0,65
693	1,68	52.326	31.934	1,64	54.620	48.324	1,13	56.915	33.835	1,68
694	0,97	45.670	51.371	0,89	48.410	66.301	0,73	51.151	52.797	0,97
695	0,89	59.135	71.987	0,82	63.449	98.353	0,65	67.764	75.786	0,89
696	1,32	48.360	37.617	1,29	51.158	58.509	0,87	53.955	40.735	1,32
697	1,97 1,81	39.919	20.278	1,97 1,78	41.686	35.294	1,18 1,20	43.453	22.105	1,97 1,81
698 699	1,81	42.694 17.482	24.045 16.836	1,78	44.472 19.843	37.113 30.981	0,64	46.249 22.204	25.503 21.136	1,81
700	0,47	4.674	13.018	0,36	5.436	14.253	0,84	6.199	13.322	0,47
701	0,53	52.047	122.624	0,42	60.989	157.843	0,39	69.932	131.451	0,53
702	0,62	18.931	38.491	0,49	21.874	46.842	0,47	24.816	40.037	0,62
703	1,32	51.256	41.446	1,24	53.485	53.555	1,00	55.714	42.338	1,32
704	2,87	48.927	17.026	2,87	50.457	30.218	1,67	51.986	18.203	2,86
705	0,90	28.646	31.714	0,90	33.969	68.187	0,50	39.293	45.750	0,86



Tabella 4.6 – Dettaglio dei risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 10.

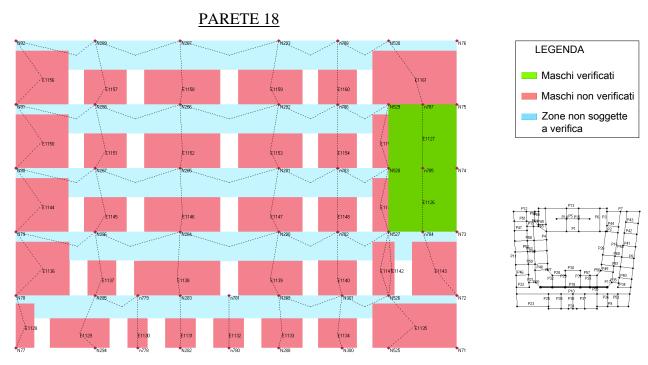


Figura 4.20 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 18.

DETTAGLIO VERIFICA PARETE 18

Superiore Centrale Inferiore LEGENDA	
Max	
1127	
1127	
1129 1,71 193.098 117.261 1,65 196.807 119.760 1,64 200.515 117.354 1,71 1130 1,84 68.974 38.867 1,77 70.234 40.712 1,73 71.495 38.932 1,84 1131 1,86 103.900 57.634 1,80 105.788 60.986 1,73 107.677 57.752 1,86 1132 1,82 100.637 57.206 1,76 102.525 60.986 1,68 104.414 57.343 1,82 1133 1,71 129.074 78.308 1,65 131.634 82.678 1,59 134.194 78.474 1,71 1134 1,42 103.017 75.903 1,36 105.421 77.607 1,36 107.824 75.979 1,42 1135 1,28 181.359 153.014 1,19 189.201 169.338 1,12 197.043 154.313 1,28 1136 1,44 111.474 85.016 1,31 117.530 96.441 1,22 123.587 86.107 1,44 1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	verificati
1129 1,71 193.098 117.261 1,65 196.807 119.760 1,64 200.515 117.354 1,71 1130 1,84 68.974 38.867 1,77 70.234 40.712 1,73 71.495 38.932 1,84 1131 1,86 103.900 57.634 1,80 105.788 60.986 1,73 107.677 57.752 1,86 1132 1,82 100.637 57.206 1,76 102.525 60.986 1,68 104.414 57.343 1,82 1133 1,71 129.074 78.308 1,65 131.634 82.678 1,59 134.194 78.474 1,71 1134 1,42 103.017 75.903 1,36 105.421 77.607 1,36 107.824 75.979 1,42 1135 1,28 181.359 153.014 1,19 189.201 169.338 1,12 197.043 154.313 1,28 1136 1,44 111.474 85.016	vermeati
1131 1,86 103.900 57.634 1,80 105.788 60.986 1,73 107.677 57.752 1,86 1132 1,82 100.637 57.206 1,76 102.525 60.986 1,68 104.414 57.343 1,82 1133 1,71 129.074 78.308 1,65 131.634 82.678 1,59 134.194 78.474 1,71 1134 1,42 103.017 75.903 1,36 105.421 77.607 1,36 107.824 75.979 1,42 1135 1,28 181.359 153.014 1,19 189.201 169.338 1,12 197.043 154.313 1,28 1136 1,44 111.474 85.016 1,31 117.530 96.441 1,22 123.587 86.107 1,44 1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 <	
1132 1,82 100.637 57.206 1,76 102.525 60.986 1,68 104.414 57.343 1,82 1133 1,71 129.074 78.308 1,65 131.634 82.678 1,59 134.194 78.474 1,71 1134 1,42 103.017 75.903 1,36 105.421 77.607 1,36 107.824 75.979 1,42 1135 1,28 181.359 153.014 1,19 189.201 169.338 1,12 197.043 154.313 1,28 1136 1,44 111.474 85.016 1,31 117.530 96.441 1,22 123.587 86.107 1,44 1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749	
1133 1,71 129.074 78.308 1,65 131.634 82.678 1,59 134.194 78.474 1,71 1134 1,42 103.017 75.903 1,36 105.421 77.607 1,36 107.824 75.979 1,42 1135 1,28 181.359 153.014 1,19 189.201 169.338 1,12 197.043 154.313 1,28 1136 1,44 111.474 85.016 1,31 117.530 96.441 1,22 123.587 86.107 1,44 1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	
1134 1,42 103.017 75.903 1,36 105.421 77.607 1,36 107.824 75.979 1,42 1135 1,28 181.359 153.014 1,19 189.201 169.338 1,12 197.043 154.313 1,28 1136 1,44 111.474 85.016 1,31 117.530 96.441 1,22 123.587 86.107 1,44 1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	
1135 1,28 181.359 153.014 1,19 189.201 169.338 1,12 197.043 154.313 1,28 1136 1,44 111.474 85.016 1,31 117.530 96.441 1,22 123.587 86.107 1,44 1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	
1136 1,44 111.474 85.016 1,31 117.530 96.441 1,22 123.587 86.107 1,44 1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	
1137 1,78 83.444 49.098 1,70 85.556 51.852 1,65 87.667 49.230 1,78 1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	
1138 1,43 192.270 142.968 1,34 198.500 153.969 1,29 204.730 143.637 1,43 1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	
1139 1,56 156.638 105.749 1,48 161.316 115.609 1,40 165.994 106.305 1,56	
1140 1 01 116 639 63 696 1 93 110 440 60 046 1 73 133 353 63 033 1 01	
1140	
1141 1,39 33.888 26.803 1,26 35.662 28.259 1,26 37.437 26.941 1,39	
1142 2,29 13.479 6.036 2,23 14.174 9.397 1,51 14.868 6.490 2,29	
1143 1,51 99.039 71.384 1,39 104.039 79.595 1,31 109.038 72.137 1,51	
1144 1,72 81.010 48.233 1,68 86.945 79.227 1,10 92.880 53.969 1,72	
1145 2,22 76.130 34.249 2,22 79.221 61.158 1,30 82.313 37.297 2,21	
1146 2,18 140.259 64.280 2,18 145.789 110.696 1,32 151.319 69.362 2,18	
1147 2,13 120.427 56.832 2,12 125.135 95.172 1,31 129.843 60.972 2,13	
1148 2,44 82.590 33.923 2,43 85.401 56.757 1,50 88.213 36.098 2,44	
1149 1,92 22.276 11.612 1,92 24.051 22.516 1,07 25.825 13.843 1,87	
1150 1,78 52.250 32.695 1,60 56.153 40.233 1,40 60.057 33.675 1,78	
1151 1,94 53.336 29.414 1,81 55.370 32.350 1,71 57.405 29.622 1,94	
1152 2,02 97.118 51.333 1,89 100.756 57.835 1,74 104.394 51.786 2,02	
1153 2,05 82.128 42.547 1,93 85.226 49.236 1,73 88.323 43.016 2,05	
1154 2,23 54.312 25.737 2,11 56.162 29.405 1,91 58.012 25.971 2,23	
1155 1,46 11.916 9.350 1,27 13.083 12.035 1,09 14.251 9.790 1,46	
1156 0,90 30.154 n/d n/d 34.059 37.809 0,90 37.964 n/d n/d	
1157 1,17 33.116 31.843 1,04 35.150 32.332 1,09 37.185 31.896 1,17	
1158 1,41 65.710 51.108 1,29 69.349 57.839 1,20 72.988 51.779 1,41	
1159 1,43 53.452 40.797 1,31 56.550 49.236 1,15 59.647 41.673 1,43	
1160 1,38 35.549 28.392 1,25 37.399 29.405 1,27 39.248 28.488 1,38	
1161 1,23 40.305 n/d n/d 46.531 63.533 0,73 52.756 42.761 1,23	

Tabella 4.7 – Dettaglio dei risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 18.

E' opportuno sottolineare come tali verifiche siano state condotte considerando agenti sulla struttura i carichi d'esercizio effettivamente presenti; conseguentemente, in corrispondenza del sottotetto, è stato previsto un carico variabile pari a 6 kN/m² per tutti quei locali attualmente adibiti ad archivio e deposito. Come già più volte ricordato, questa non era verosimilmente la destinazione d'uso prevista in sede di progetto dell'edificio; per tale ragione, le analisi sono state ripetute considerando un carico variabile pari a 2 kN/m² per tutti i locali del sottotetto, corrispondente al caso di uffici non aperti al pubblico (come quelli che già adesso occupano le ali di viale Fratti e via Muggia).

Anche in questo caso, i risultati sono stati restituiti sia in forma numerica (Tabella 4.8, riportante gli esiti peggiori delle verifiche), che in forma grafica nelle successive Figure 4.21-4.24, rispettivamente relative all'edificio nella sua globalità e ai singoli allineamenti più "danneggiati".

Parete	Maschi	Nd / Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
				0,247	0,112
8	35	2,17	11,32	0,229	0,165
18	34	2,15	17,20	0,233	0,109
52	32	3,52	11,32	0,312	0,149
62	32	2,18	11,32	0,349	0,154
11	25	1,32	11,32	0,231	0,165
4	24	2,04	11,32	0,408	0,177
1	24	1,92	11,32	0,315	0,192
16	23	1,86	11,32	0,213	0,095
54	19	1,70	11,32	0,173	0,080
13	16	1,37	11,32	0,308	0,201
5	12	3,40	17,20	0,100	0,086
26	12	1,59	11,32	0,193	0,091
24	10	1,56	8,43	0,213	0,122
7	10	1,74	11,32	0,142	0,117
20	9	1,53	11,32	0,268	0,121
57	9	1,78	11,32	0,212	0,096
12	8	1,58	11,32	0,186	0,106
37	8	1,90	17,20	0,086	0,086
9	8	1,42	11,32	0,204	0,155
28	8	2,03	11,32	0,183	0,082
3	7	1,92	11,32	0,183	0,099
30	7	1,56	11,32	0,266	0,118
23	7	1,56	11,32	0,201	0,155
56	6	1,50	11,32	0,220	0,101
27	6	1,40	11,32	0,226	0,100
66	5	1,62	11,32	0,234	0,110
45	5	2,23	17,20	0,427	0,202
17	5	1,42	11,32	0,138	0,062
48	4	1,80	17,20	0,354	0,164
34	4	1,44	17,20	0,250	0,115
19	4	1,45	17,20	0,127	0,086
63	3	1,43	17,20	0,206	0,091
60	3	1,27	17,20	0,086	0,086
61	3	1,57	17,20	0,086	0,086
44	3	1,50	17,20	0,142	0,086
22	2	0,92	17,20	0,142	0,086
42	2	1,05	17,20	0,162	0,000
6	2	1,05	11,32	0,264	0,115
2	2	1,04		0,149	0,070
40	1	1,04	17,20 17,20	0,207	0,094
39	1	1,01	17,20	0,086	0,086
43	1				
51	1	1,06 1,74	17,20	0,127 0,158	0,086
14	1		14,20		0,071
15	1	1,00	11,32	0,169	0,074
58	1	1,06	11,32	0,172	0,075
49	0	1,07	17,20	0,228	0,102
		0,40	9,34	0,054	0,047
46 50	0	0,74	14,20	0,071	0,071
		0,23	6,96	0,066	0,035
53	0	0,53	14,20	0,071	0,071
41	0	0,47	9,34	0,085	0,047
31	0	0,84	11,32	0,228	0,088
55	0	0,98	11,32	0,057	0,057

Parete	Maschi rotti	Nd / Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
38	0	0,70	14,20	0,071	0,071
36	0	0,72	14,20	0,071	0,071
59	0	0,96	17,20	0,206	0,090
29	0	0,73	11,32	0,103	0,057
47	0	0,93	17,20	0,193	0,087
33	0	0,58	9,34	0,047	0,047
25	0	0,78	11,32	0,156	0,069
32	0	0,92	11,32	0,152	0,069



Tabella 4.8 - Sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche a pressoflessione fuori piano dei maschi murari, considerando un carico di esercizio pari a 2 KN/m² in tutti i locali del sottotetto.

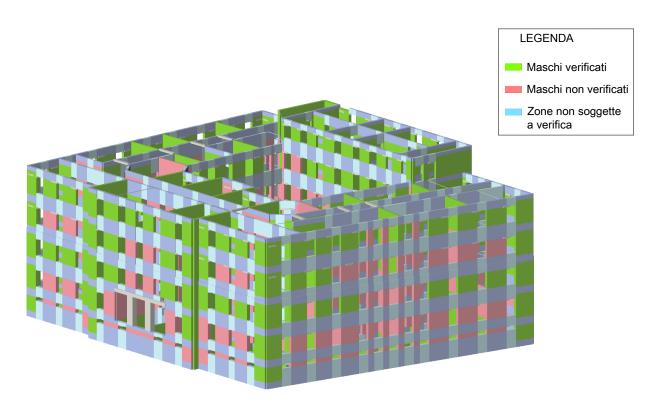


Figura 4.21 – Risultati dela verifica a pressoflessione fuori piano, vista 3D (q_k = 2 KN/m 2).

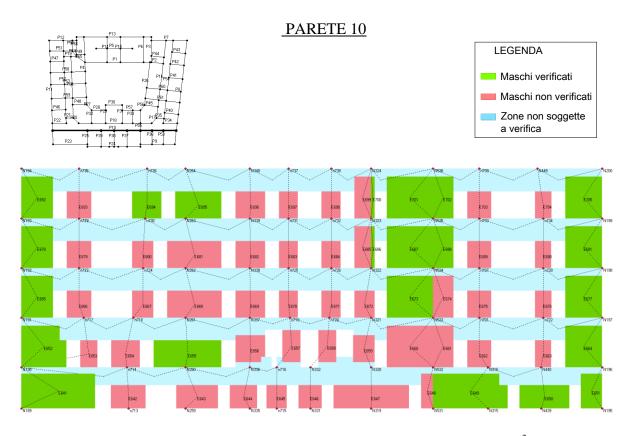


Figura 4.22 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 10 ($q_k=2 \text{ KN/m}^2$).

<u>DETTAGLIO VERIFICA PARETE 10</u>

		Superiore			Centrale			Inferiore		
ID 📥	Nd / Nr Max	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr
641	0,92	218.456	262.313	0,83	230.306	286.004	0,81	242.156	264.632	0,92
642	1,26	144.652	120.034	1,21	148.346	133.331	1,11	152.039	120.681	1,26
643	1,43	220.216	160.153	1,38	224.674	160.933	1,40	229.133	160.184	1,43
644	1,48	129.224	90.491	1,43	132.156	105.231	1,26	135.089	91.157	1,48
645 646	1,24	76.226 92.269	64.486 75.527	1,18 1,22	78.363 94.740	76.013 88.363	1,03	80.500 97.212	65.158 76.223	1,24
647	1,28						1,07	$\overline{}$		1,28
648	1,32 1,07	320.388 36.342	253.335 37.051	1,26 0,98	328.482 38.239	292.150 44.491	1,12 0,86	336.576 40.135	255.202 37.669	1,32 1,07
649	0,82	212.683	287.578	0,56	224.687	289.715	0,78	236.690	287.795	0,82
650	0,74	129.902	189.350	0,69	135.241	192.743	0,70	140.581	189.607	0,74
651	0,42	27.215	80.072	0,34	30.610	81.926	0,37	34.005	80.442	0,42
652	0,73	94.122	150.395	0,63	102.837	162.956	0,63	111.551	152.357	0,73
653	1,42	73.244	54.182	1,35	75.396	62.095	1,21	77.549	54.622	1,42
654	1,09	97.962	95.729	1,02	101.564	103.856	0,98	105.165	96.286	1,09
655	0,96	207.684	232.875	0,89	216.200	245.565	0,88	224.716	233.837	0,96
656	1,26	117.569	98.603	1,19	121.321	108.210	1,12	125.073	99.180	1,26
657	1,57	85.225	57.340	1,49	87.946	66.057	1,33	90.667	57.863	1,57
658	1,62	86.685	56.340	1,54	89.353	64.747	1,38	92.020	56.827	1,62
659	1,42	98.372	72.959	1,35	101.086	78.251	1,29	103.800	73.236	1,42
660	1,11	136.177	136.343	1,00	145.119	165.713	0,88	154.061	138.759	1,11
661	1,43	64.781	48.410	1,34	68.728	64.342	1,07	72.675	50.687	1,43
662	1,69	128.298	79.358	1,62	131.291	86.288	1,52	134.284	79.666	1,69
663	1,84	90.350	51.111	1,77	92.402	59.177	1,56	94.453	51.461	1,84
664	0,83	89.557	124.334	0,72	96.701	133.608	0,72	103.846	125.610	0,83
665	0,74	54.151	86.232	0,63	60.279	108.895	0,55	66.407	90.194	0,74
666	1,25	84.204	71.702	1,17	87.283	87.240	1,00	90.363	72.505	1,25
667	1,33	75.592	59.826	1,26	78.249	73.715	1,06	80.907	60.630	1,33
668	1,03	143.738	149.162	0,96	150.550	186.066	0,81	157.363	152.237	1,03
669	1,13	89.333	84.495	1,06	93.086	104.191	0,89	96.840	85.832	1,13
670	1,31	68.489	55.509	1,23	70.860	67.391	1,05	73.231	56.077	1,31
671	1,38	72.771	55.444	1,31	75.158	67.496	1,11	77.545	56.015	1,38
672	1,43	81.093	59.586	1,36	83.641	72.336	1,16	86.188	60.145	1,43
673	0,79	110.938	162.472	0,68	119.880 52.106	167.192	0,72	128.822	163.127	0,79
674 675	1,25 1,54	48.159 96.621	40.432 65.619	1,19 1,47	99.613	60.116 81.609	0,87 1,22	56.053 102.604	44.787 66.521	1,25 1,54
676	1,63	70.542	45.135	1,47	72.595	56.071	1,22	74.648	45.714	1,63
677	0,77	66.614	101.263	0,66	73.759	127.380	0,58	80.904	105.554	0,77
678	0,70	34.729	61.279	0,57	39.295	72.690	0,54	43.861	63.063	0,70
679	1,37	63.772	49.542	1,29	66.067	56.359	1,17	68.361	49.917	1,37
680	1,39	53.475	41.045	1,30	55.454	48.597	1,14	57.433	41.435	1,39
681	1,00	95.422	103.798	0,92	100.499	124.684	0,81	105.576	105.339	1,00
682	1,06	55.100	56.461	0,98	57.896	68.689	0,84	60.693	57.340	1,06
683	1,49	48.600	34.569	1,41	50.366	43.382	1,16	52.133	35.051	1,49
684	1,68	56.212	35.240	1,60	57.991	43.689	1,33	59.770	35.641	1,68
685	1,21	32.003	29.540	1,08	34.362	37.563	0,91	36.721	30.383	1,21
686	1,00	9.850	11.115	0,89	10.613	13.775	0,77	11.376	11.423	1,00
687	0,63	85.915	163.520	0,53	94.855	167.163	0,57	103.795	164.147	0,63
688	0,89	28.087	36.521	0,77	31.028	46.818	0,66	33.969	37.987	0,89
689	1,47	66.231	47.694	1,39	68.461	54.769	1,25	70.691	48.005	1,47
690	1,69	53.597	33.362	1,61	55.125	37.545	1,47	56.654	33.588	1,69
691	0,75	44.807	72.155	0,62	50.131	84.767	0,59	55.454	73.940	0,75
692	0,51	22.014	56.617	0,39	26.579	72.710	0,37	31.145	60.502	0,51
693	1,45	41.169	29.005	1,42	43.464	47.153	0,92	45.759	31.664	1,45
694 695	0,76 0,67	35.534 45.730	52.268 77.496	0,68 0,59	38.274 50.044	67.074 102.526	0,57 0,49	41.015 54.359	53.928 81.357	0,76
696	1,00	45.730 37.146	77.496 38.773	0,59	39.943	59.223	0,49	54.359 42.741	81.357 42.558	0,67 1,00
697	1,59	31.883	20.090	1,59		35.316	0,67	35.417	22.350	1,58
698	1,45	34.729	24.649	1,41	36.506	37.457	0,93	38.284	26.354	1,45
699	1,43	14.654	14.378	1,02		30.183	0,56	19.376	19.904	0,97
700	0,44	4.069	12.022	0,34	4.832	14.253	0,34	5.594	12.631	0,44
701	0,51	45.487	111.263	0,41	54.429	150.815	0,36	63.371	124.210	0,51
702	0,58	15.369	33.343	0,46	18.312	45.348	0,40	21.254	36.573	0,58
703	1,05	40.900	42.277	0,97	43.129	54.229	0,80	45.358	43.291	1,05
704	2,42	39.744	16.395	2,42		29.998	1,38	42.803	17.869	2,40
705	0,58		45.748	0,49		74.294	0,37	33.157	57.602	0,58



 $\textbf{Tabella 4.9} \ - \text{Dettaglio dei risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete } 10 \ (\ q_k \!\!=\! 2 \ KN/m^2 \).$

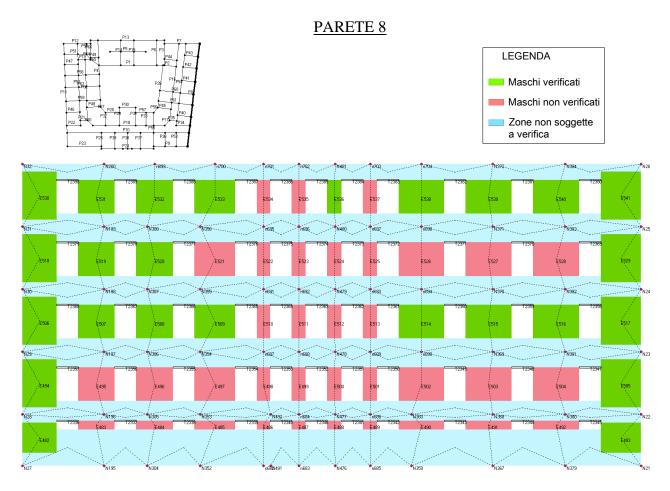


Figura 4.23 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 8 (q_k = 2 KN/m 2).

<u>DETTAGLIO VERIFICA PARETE 8</u>

		Superiore			Centrale			Inferiore		
ID 📥	Nd / Nr Max	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr
482	0,77	70.740	99.418	0,71	73.744	104.486	0,71	76.748	99.815	0,77
483	1,71	184.358	108.872	1,69	185.292	112.392	1,65	186.227	108.907	1,71
484	1,46	148.767	103.376	1,44	149.701	112.400	1,33	150.635	103.488	1,46
485	1,34	150.830	114.171	1,32	151.875	125.781	1,21	152.921	114.330	1,34
486	1,32	46.313	35.527	1,30	46.653	40.875	1,14	46.993	35.604	1,32
487	1,76	65.566	37.584	1,74	65.922	42.787	1,54	66.277	37.640	1,76
488	2,17	86.701	40.302	2,15	87.066	43.904	1,98	87.430	40.332	2,17
489	1,72	64.668	38.028	1,70	65.028	43.265	1,50	65.388	38.086	1,72
490	1,25	153.955	125.066	1,23	155.112	139.162	1,11	156.269	125.275	1,25
491	1,46	186.478	128.990	1,45	187.653	141.393	1,33	188.828	129.145	1,46
492	1,32	166.209	127.949	1,30	167.384	141.393	1,18	168.559	128.137	1,32
493	0,77	79.890	111.938	0,71	83.427	123.059	0,68	86.964	112.843	0,77
494	0,76	56.965	86.364	0,66	61.748	96.020	0,64	66.530	87.988	0,76
495	1,09	100.714	98.225	1,03	104.311	105.072	0,99	107.907	98.682	1,09
496	1,13	94.671	89.382	1,06	98.267	102.952	0,95	101.864	90.490	1,13
497	1,12	102.654	97.459	1,05	106.679	113.609	0,94	110.704	98.419	1,12
498	1,55	45.994	31.066	1,48	47.302	36.754	1,29	48.609	31.327	1,55 1,65
499 500	1,65 1,58	51.770 52.022	32.754 34.458	1,58 1,51	53.139 53.427	38.712 40.328	1,37 1,32	54.508 54.831	32.997 34.796	1,65 1,58
_	-									
501	1,57 1,34	49.833 137.155	33.240 108.198	1,50 1,27	51.217 141.608	39.198 126.616	1,31 1,12	52.602 146.062	33.491 109.171	1,57 1,34
502	1,34	124.607	113.310	1,10	129.132	130.093	0.99	133.656	114.587	1,34
503	1,17	110.381	112.111	0,98	114.906	129.060	0,89	119.430	113.631	1,17
505	0,73	62.749	98.954	0,98	68.383	111.515	0,69	74.017	101.402	0,73
506	0,73	40.082	76.633	0,52	44.865	88.785	0,51	49.648	79.555	0,73
507	0,02	68.337	79.032	0,32	71.934	94.460	0,76	75.530	80.911	0,02
508	0,81	64.309	86.658	0,74	67.906	99.948	0,78	71.503	87.876	0,81
509	0,93	87.262	101.587	0,86	91.287	115.257	0,79	95.312	102.938	0,93
510	1,03	33.174	34.378	0,96	34.482	38.209	0.90	35.789	34.658	1.03
511	1,13	37.534	35.236	1.07	38.903	39.820	0.98	40.272	35.560	1,13
512	1,20	38.413	33.944	1,13	39.817	39.677	1,00	41.222	34.260	1,20
513	1,09	36.049	35.381	1,02	37.433	40.086	0,93	38.818	35.742	1,09
514	0,95	97.959	110.912	0,88	102.412	126.873	0,81	106.866	112.510	0,95
515	0,88	87.349	108.480	0,81	91.873	125.712	0,73	96.398	109.959	0,88
516	0,89	90.319	109.966	0,82	94.844	126.989	0,75	99.368	111.650	0,89
517	0,61	47.586	92.892	0,51	53.220	106.478	0,50	58.854	95.809	0,61
518	0,64	25.303	47.716	0,53	28.866	52.770	0,55	32.430	50.315	0,64
519	0,82	40.318	54.385	0,74	42.998	60.334	0,71	45.678	55.520	0,82
520	0,87	38.965	49.215	0,79	41.645	57.250	0,73	44.325	51.010	0,87
521	1,13	55.216	52.195	1,06	58.215	63.802	0,91	61.214	54.104	1,13
522	1,45	22.701	16.450	1,38	23.676	20.772	1,14	24.650	16.991	1,45
523	1,51	25.288	17.585	1,44	26.307	21.987	1,20	27.327	18.093	1,51
524	1,34	24.216	19.134	1,27	25.262	23.022	1,10	26.309	19.602	1,34
525	1,41	24.024	17.968	1,34	25.055	22.253	1,13	26.087	18.497	1,41
526	1,16	63.678	58.529	1,09	66.996	71.146	0,94	70.314	60.490	1,16
527	1,01	57.841	62.213	0,93	61.212	73.055	0,84	64.584	64.131	1,01
528	1,02	57.439	61.046	0,94	60.811	72.469	0,84	64.182	63.099	1,02
529	0,69	31.196	54.360	0,57	35.394	61.623	0,57	39.592	57.706	0,69
530 531	0,31 0.44	10.968 18.626	56.423 52.568	0,19 0.35	14.532 21.306	48.291 52.734	0,30	18.095 23.986	58.607 55.136	0,31 0.44
531	0,44	18.626 27.797	42.277	0,35	30.477	52.734 51.396	0,40	23.986 33.157	45.810	0,44
532	0,72	30.935	46.531	0,66	33.934	57.143	0,59	36.933	50.675	0,72
534	1,01	13.962	14.700	0,66	14.936	19.084	0,59	15.910	15.798	1,01
535	1,01	15.452	15.651	0,95	16.472	20.196	0,78	17.492	16.701	1,01
536	0,96	14.094	15.534	0,99	15.141	20.196	0,62	16.187	16.701	0.96
537	1,21	15.046	12.653	1,19	16.077	18.971	0,75	17.109	14.176	1,21
538	0.89	36.526	42.647	0.86	39.844	59.982	0,66	43.162	48.595	0.89
539	0,89	33.005	48.586	0,68	36.376	62.217	0,58	39.747	54.296	0,69
540	0,73	32.561	43.941	0,74	35.932	60.143	0,50	39.304	50.580	0,73
541	0,76	16.387	32.079	0,74	20.585	46.763	0,44	24.783	45.578	0,76
041	0,54	10.307	32.019	0,51	20.000	40.703	0,44	24.703	40.010	0,54



 $\textbf{Tabella 4.10} \ - \text{Dettaglio dei risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 8 (} \ q_k = 2 \ KN/m^2 \).$

PARETE 18

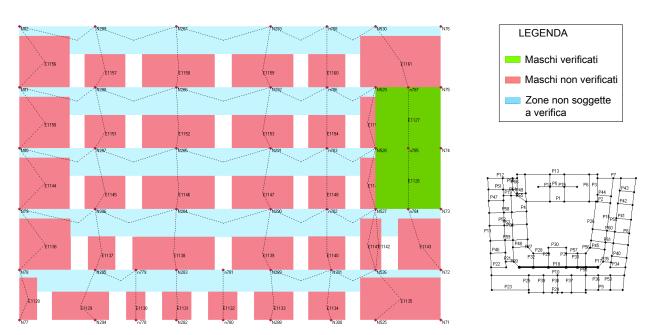


Figura 4.24 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 18 ($q_k = 2 \text{ KN/m}^2$).

DETTAGLIO VERIFICA PARETE 18

		Superiore			Centrale			Inferiore		
ID 📥	Nd / Nr Max	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd / Nr
1126	0,92	80.698	105.453	0,77	89.858	122.398	0,73	99.018	107.703	0,92
1127	0,63	52.628	110.171	0,48	61.788	122.398	0,50	70.948	113.328	0,63
1128	1,26	38.884	33.291	1,17	40.629	37.661	1,08	42.374	33.650	1,26
1129	1,62	182.658	117.118	1,56	186.367	119.760	1,56	190.076	117.221	1,62
1130	1,75	65.435	38.768	1,69	66.696	40.712	1,64	67.957	38.840	1,75
1131	1,78	98.548	57.452	1,72	100.436	60.986	1,65	102.325	57.582	1,78
1132	1,74	95.459	57.001	1,67	97.348	60.986	1,60	99.236	57.153	1,74
1133	1,63	122.434	78.071	1,57	124.994	82.678	1,51	127.553	78.256	1,63
1134	1,35	97.600	75.809	1,29	100.003	77.607	1,29	102.407	75.893	1,35
1135	1,21	171.493	153.557	1,12	179.335	169.338	1,06	187.177	154.879	1,21
1136	1,36	103.837	84.453	1,23	109.894	96.441	1,14	115.950	85.426	1,36
1137	1,67	77.865	48.900	1,59	79.976	51.852	1,54	82.088	49.052	1,67
1138	1,35	179.879	142.210	1,26	186.109	153.969	1,21	192.338	142.972	1,35
1139	1,48	146.620	105.076	1,40	151.298	115.609	1,31	155.975	105.707	1,48
1140	1,80	109.138	63.318	1,72	111.950	69.045	1,62	114.762	63.599	1,80
1141	1,31	31.596	26.698	1,18	33.370	28.259	1,18	35.145	26.856	1,31
1142	2,15	12.567	6.018	2,09	13.262	9.396	1,41	13.956	6.503	2,15
1143	1,43	92.295	70.784	1,30	97.294	79.595	1,22	102.294	71.646	1,43
1144	1,49	73.173	51.010	1,43	79.108	80.562	0,98	85.043	56.887	1,49
1145	1,93	69.210	35.882	1,93	72.302	61.955	1,17	75.394	39.076	1,93
1146	1,92	128.263	67.295	1,91	133.793	112.149	1,19	139.322	72.576	1,92
1147	1,87	110.153	59.588	1,85	114.861	96.490	1,19	119.569	63.867	1,87
1148	2,15	75.535	35.570	2,12	78.346	57.542	1,36	81.158	37.820	2,15
1149	1,67	20.219	12.116	1,67	21.993	22.783	0,97	23.768	14.464	1,64
1150	1,60	44.337	31.350	1,41	48.241	40.233	1,20	52.144	32.680	1,60
1151	1,72	46.274	28.966	1,60	48.309	32.350	1,49	50.344	29.239	1,72
1152	1,81	85.155	50.420	1,69	88.793	57.835	1,54	92.431	51.003	1,81
1153	1,85	71.946	41.600	1,73	75.043	49.236	1,52	78.140	42.205	1,85
1154	2,01	47.539	25.214	1,89	49.389	29.405	1,68	51.239	25.517	2,01
1155	1,33	10.309	8.932	1,15	11.476	12.035	0,95	12.644	9.505	1,33
1156	0,64	21.069	n/d	n/d	24.974	39.207	0,64	28.878	n/d	n/d
1157	1,03	26.009	28.567	0,91	28.043	32.332	0,87	30.077	29.076	1,03
1158	1,05	52.629	56.981	0,92	56.268	57.839	0,97	59.907	57.085	1,05
1159	1,03	42.194	46.439	0,91	45.292	49.236	0,92	48.389	46.797	1,03
1160	1,16	28.258	27.345	1,03	30.108	29.405	1,02	31.957	27.583	1,16
1161	0,91	29.283	n/d	n/d	35.508	64.162	0,55	41.734	46.073	0,91



 $\textbf{Tabella 4.11} \ - \text{Dettaglio dei risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 18 (} \ q_k = 2 \ KN/m^2 \).$

Si può notare come in questo caso siano presenti un minor numero di maschi non verificati sui singoli allineamenti; tuttavia, il numero delle pareti non verificate all'interno dell'edificio continua a rimanere elevato. Ciò può essere in parte giustificato dal fatto che le resistenze dei setti sono state fortemente penalizzate dall'assunzione di un fattore di sicurezza per la muratura pari a 3, e sono state ulteriormente ridotte introducendo il fattore di confidenza FC = 1.2. A solo titolo di esempio, in Figura 4.25 viene riportato un confronto tra gli esiti delle verifiche ottenuti considerando un fattore di sicurezza $\gamma_{\rm M} = 3$ e $\gamma_{\rm M} = 2$ (valore minimo permesso dall'attuale Normativa, Tabella 3.9), a parità di fattore di confidenza (1.2) e considerando le attuali destinazioni d'uso dei locali; come si può notare, in questo caso il numero delle pareti non verificate subisce una significativa riduzione.

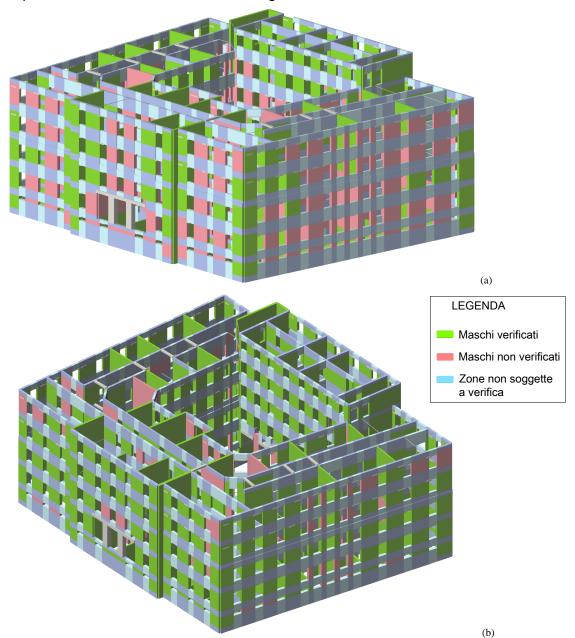


Figura 4.25 – Confronto qualitativo tra gli esiti delle verifiche a pressoflessione fuori dal piano condotte considerando un fattore di sicurezza per la muratura pari a (a) 3 e (b) 2, a parità di FC e per le reali destinazioni d'uso attualmente presenti.

4.2 Verifiche di vulnerabilità sismica

Al fine di andare a valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio Magistrato per il Po'sono stati realizzati dei modelli tridimensionali a macroelementi attraverso il software TRE MURI. E' stato realizzato sia un modello globale nell'ipotesi di solai a deformabilità effettiva che nell'ipotesi di solai infinitamente rigidi per apprezzare le differenze comportamentali derivanti da due ipotesi differenti. Inoltre, essendo presente un giunto strutturale e non essendo stato possibile inserirlo nel modello globale, si è deciso di andare a creare due modelli separati dell'edificio per capire l'eventuale incidenza del giunto sui risultati finali. Anche per i modelli separati (Modello "Lato Sud" su Viale Mentana, e Modello "Lato Nord" su Viale Fratti) è stato effettuato uno studio sia nell'ipotesi nell'ipotesi di solai a deformabilità effettiva che nell'ipotesi di solai infinitamente rigidi.

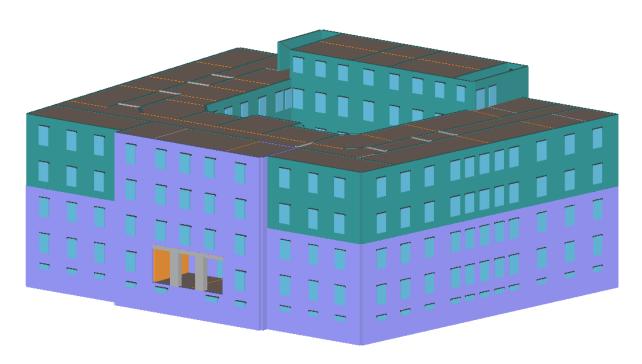


Figura 4.26 – Vista assonometrica del Modello globale del fabbricato

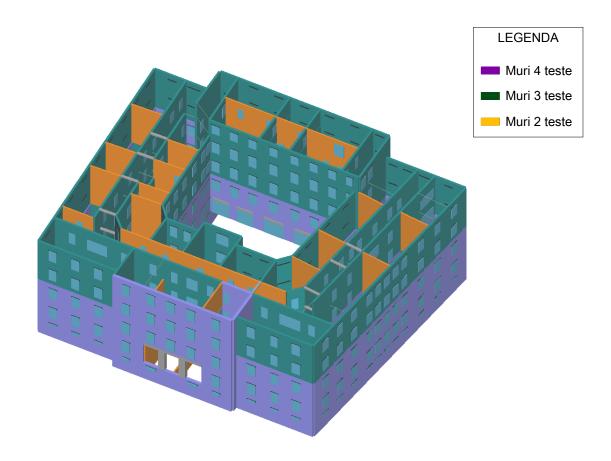


Figura 4.27 - Vista assonometrica senza impalcati del Modello globale

Dalle Figura 4.26 e 4.27 si può notare una diversa colorazione dei pannelli murari adottata in fase di modellazione per distinguere i differenti spessori che caratterizzano le pareti passando da un piano all'altro. In particolare è stato utilizzato il colore viola per i muri 4 TESTE, il colore verde per i muri 3 TESTE, e il colore arancio per i muri 2 TESTE.

4.2.1 Verifiche sismiche del modello globale a deformabilità effettiva

Nella tabella 4.12 sono stati riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dal programma. Come si può notare l'edificio è risultato non verificato per 18 delle 24 analisi effettuate. In particolare la struttura risulta non verificata per tutte le 12 analisi pushover relative alla direzione X del sisma, da ritenersi pertanto la più critica. L'analisi più gravosa è risultata essere la 15, sisma direzione – X con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +, per questa analisi è stata riportata nella Figura 4.28 la curva pushover. Nella direzione Y l'analisi più gravosa è la 19, sisma direzione +Y con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +.



Tabella 4.12 Risultati analisi pushover per Modello globale deformabile

Analisi 15 (sisma - X 1°modo Eccentrico +) : curva pushover e dettaglio verifiche

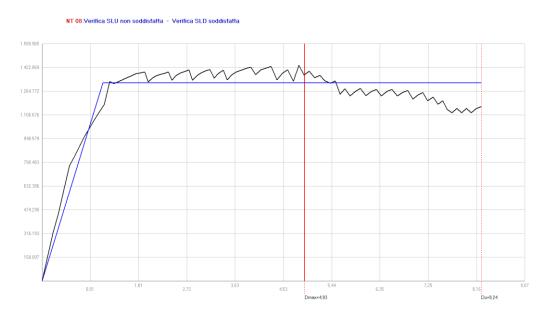


Figura 4.28 - Curva push-over Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico +)

Nella tabella 4.13 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico-perfettamente plastico.

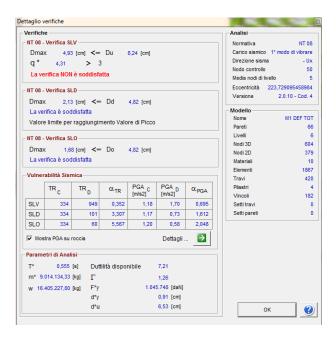


Tabella 4.13 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Questa seconda condizione è indicata nella Circolare 617 09 (7.8.1.6):

"Per le costruzioni in muratura ordinaria in cui non sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare eccede il valore 3, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta".

Dalla tabella si può vedere come la struttura in esame abbia una capacità di spostamento sufficiente al superamento della prima condizione (8,24 cm > 4,93cm), ma non rispetta la

seconda condizione(q*=4,31 >3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

 $\mathbf{TR}_{\mathbf{C}}$ (tempo di ritorno di capacità) = 334 anni < 949 anni = $\mathbf{TR}_{\mathbf{D}}$ (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = 1,18 m/s² < 1,7 m/s² = PGA_D(accelerazione di domanda)

 $\alpha_{\rm TR} = {\rm TRc}/{\rm TRd} = 0.352 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_{C} / PGA_{D} = 0.695 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.13 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 16.405.227,8 Kg

 T^* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,555 s

m* = massa del sistema equivalente = 9.014.134,33 Kg

 Γ = coefficiente di partecipazione = 1,26

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 1.045,748 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 0,91cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 6,53 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u \cdot \Gamma$) = 8,24 cm

Duttilità disponibile = 7,21

Nella tabella non sono contenute altre grandezze che caratterizzano il sistema equivalente e quello reale, ma che è possibile ricavare in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^2 \cdot m^* / T^{*2}$) = 117.816.443,1 Kg/m

Il programma 3 Muri esegue un controllo misto FORZA-SPOSTAMENTO. In pratica viene imposto uno spostamento Δ al nodo di controllo e viene calcolata la forza necessaria a generare questo spostamento. A questo punto viene incrementato nuovamente lo spostamento di un altro Δ e viene ricalcolata la forza. Man mano che si incrementa lo spostamento e viene ricalcolata la forza, alcuni elementi si rompono, quindi una volta raggiunto il valore di picco (taglio massimo alla base) nella curva taglio alla base-spostamento, la forza che serve a generare lo spostamento Δ sarà via via minore. Lo spostamento ultimo sarà lo spostamento corrispondente alla perdita di resistenza pari al 20% del taglio massimo alla base.

Per ciò che concerne lo stato limite di danno SLD, per individuare lo spostamento offerto dalla struttura bisogna prendere il minore fra due grandezze:

- spostamento relativo tra due piani consecutivi(d) diviso l'altezza di piano, cioè quello che viene comunemente chiamato DRIFT D'INTERPIANO,

 il punto associato alla massima resistenza, cioè il valore di spostamento associato al taglio massimo.

Il valore ottenuto va poi confrontato con il valore limite proposto dalla Normativa.

Nella tabella 4.13 vediamo che allo stato limite di danno SLD:

 D_d (spostamento offerto)= 4,82 cm > 2,13 cm = D_{max} (spostamento di domanda)

Viene inoltre specificato che il valore di spostamento offerto è relativo al raggiungimento del valore di picco, ossia è lo spostamento associato al taglio massimo.

Per quanto riguarda la scelta del nodo di controllo al quale applicare le distribuzioni di forze, il programma 3 Muri segue una filosofia diversa rispetto a quella proposta dalla Normativa. Infatti a differenza della Normativa che suggerisce al progettista di scegliere come nodo di controllo il baricentro delle masse dell'ultimo impalcato, il software 3 Muri suggerisce la scelta di un nodo di controllo in corrispondenza di un punto molto deformabile(ad esempio una parete con molte aperture). Per le analisi pushover svolte che verranno riportate in seguito, dopo aver analizzato attentamente la struttura cercando i punti più deformabili, e dopo diversi tentativi, abbiamo scelto per le 24 analisi svolte 2 nodi di controllo differenti (nodo 50, nodo 26, entrambi posti all'incrocio di due pareti molto finestrate e quindi molto deformabili) che ci hanno permesso di avere delle curve di capacità caratterizzate da un elevato livello di dettaglio. Infatti scegliere come nodo di controllo un punto ad alta deformabilità comporta l'applicazione di una forza molto piccola per generare in quel punto uno spostamento, quindi saranno maggiori i passi di carico e conseguentemente anche il livello di dettaglio.

Passo	Spostamento	Taglio
	(cm)	(daN)
1	0	0
2	0,1	161363
3	0,21	322727
4	0,31	453652
5	0,42	614412
6	0,52	770765
7	0,62	837130
8	0,72	907020
9	0,81	969526
10	0,9	1023045
11	0,99	1076266
12	1,08	1127777
13	1,17	1176084
14	1,27	1328958
15	1,35	1316351
16	1,44	1329502
17	1,52	1344323
18	1,6	1356984
19	1,69	1369669
20	1,77	1381680
21	1,85	1386700
22	1,93	1393726
23	1,99	1326364
24	2,07	1352177
25	2,15	1368230
26	2,23	1378186
27	2,3	1385655
28	2,38	1393905
29	2,44	1338503
30	2,52	1370339
31	2,6	1386946
32	2,68	1396907
33	2,76	1407124
34	2,82	1338486
35	2,91	1368114
36	2,99	1387468
37	3,07	1401357
38	3,16	1409248
39	3,23	1352865
40	3,32	1385771
41	3,41	1406343
42	3,48	1341820
43	3,57	1375922
44	3,65	1393783
45	3,74	1405698
45	3,83	1416041
40	٥,٥٥	1410041

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
47	3,92	1424932
48	4,01	1376032
49	4,11	1407825
50	4,2	1419121
51	4,3	1429817
52	4,41	1341347
53	4,51	1384255
54	4,61	1407336
55	4,72	1331325
56	4,82	1437242
57	4,92	1373562
58	5,02	1398959
59	5,12	1353783
60	5,22	1371092
61	5,32	1334550
62	5,42	1318723
63	5,51	1334740
64	5,6	1244849
65	5,69	1280660
66	5,79	1232442
67	5,88	1264190
68	5,98	1283093
69	6,08	1234877
70	6,18	1263423
71	6,28	1276844
72	6,37	1233179
73	6,47	1263804
74	6,57	1277588
75	6,67	1233242
76	6,77	1256700
77	6,87	1269252
78	6,96	1213315
79	7,06	1239864
80	7,15	1256455
81	7,24	1200199
82	7,34	1226175
83	7,43	1177372
84	7,53	1201952
85	7,61	1144489
86	7,7	1120537
87	7,79	1151472
88	7,88	1121404
89	7,97	1151426
90	8,06	1121353
91	8,15	1149013
92	8,24	1162171

Tabella 4.14 Valori di taglio alla base e spostamento nell'analisi 15 (sisma - X 1° modo eccentrico +)

Nella tabella 4.14 sono stati riportati i valori del taglio alla base e degli spostamenti del nodo di controllo per i diversi passi di carico che hanno caratterizzato l'analisi 15. Sono stati evidenziati il passo 20(verde), passo 60 (giallo), e il passo 92(rosso), ai quali sono associate le immagini del progressivo danneggiamento di alcune pareti significative che verranno riportate in seguito. In arancio è stato evidenziato il valore del massimo taglio alla base raggiunto durante l'analisi, corrispondente al passo di carico 56.

Nelle figure seguenti(4.29-4.44) sono stati riportati i prospetti di alcune pareti dell'edificio soggette all'azione sismica in direzione – X 1° Modo eccentricità +, per quattro passi di carico arbitrari nei quali è possibile apprezzare il progressivo stato di danneggiamento degli elementi maschi, fasce di piano e elementi in c.a. Sono state scelte le pareti esterne 13 e 24, che corrispondono ai prospetti che affacciano su Via Muggia e Via Garibaldi, e la pareti interne 5 e 10. In ogni immagine è stata inserita una legenda colorata dove ad ogni colore è assegnato il tipo di danno a cui è soggetto l'elemento. Per le pareti esterne 13 e 24 si può notare come all'incremento del taglio alla base nei vari passi si innescano i classici meccanismi di plasticizzazione e rottura per taglio per ciò che concerne le fasce di piano, e la progressiva plasticizzazione e rottura per pressoflessione dei maschi murari. Per le pareti interne 5 e 10 , nelle quali le porte sono prive di architravi in c.a, si possono notare maggiormente meccanismi di rottura per presso flessione per la maggior parte delle fasce e buona parte dei maschi murari.

Passo 1 parete 13 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

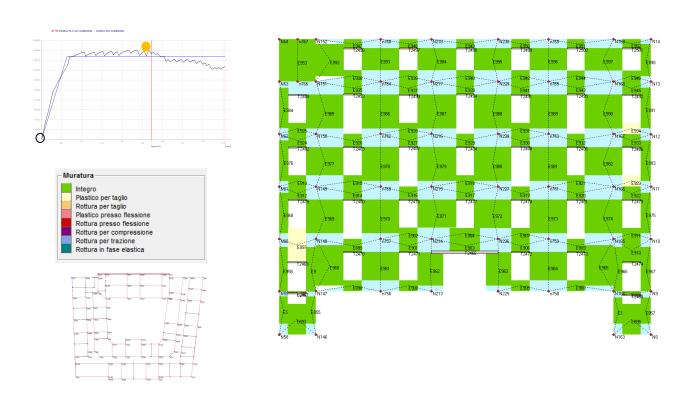


Figura 4.29 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 13 Analisi 15 (sisma - X 1°modo Eccentrico+)

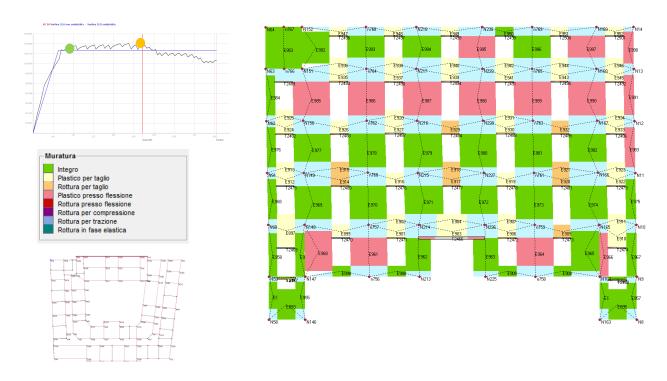


Figura 4.30 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 60 parete 13 Analisi 15 (sisma - X 1°modo Eccentrico+)

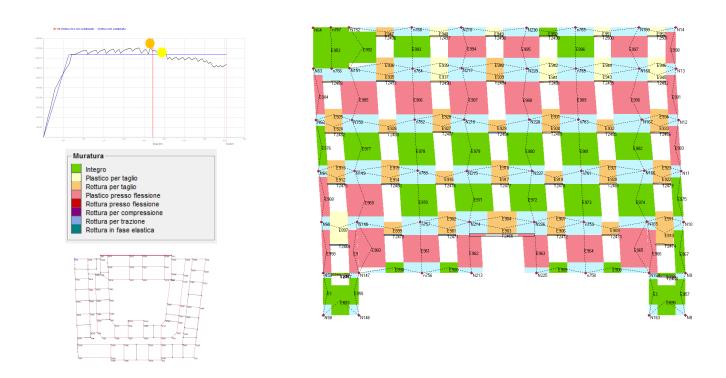


Figura 4.31 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 60 dell'analisi pushover considerata.

Passo 93 parete 13 Analisi 15 (sisma - X 1°modo Eccentrico+)

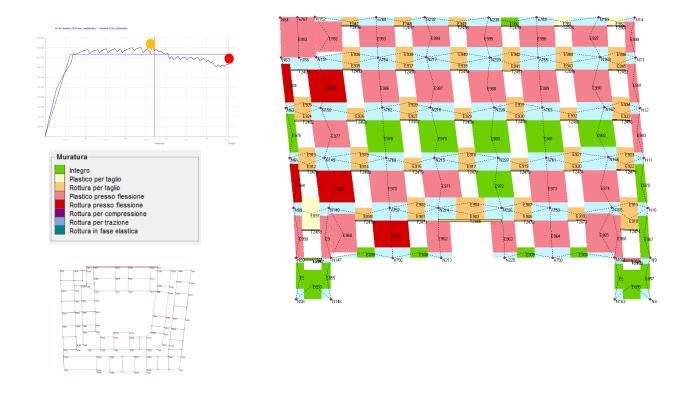


Figura 4.32 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 60 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 24 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

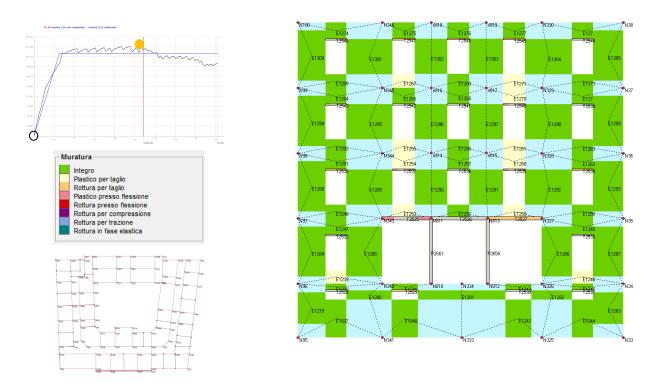


Figura 4.33 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 24 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

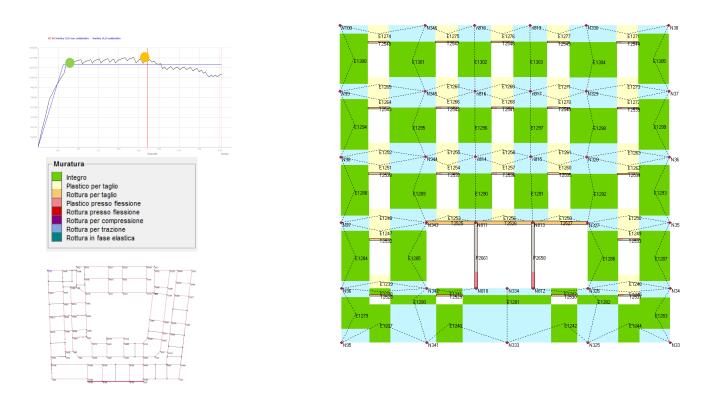


Figura 4.34 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 60 parete 24 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

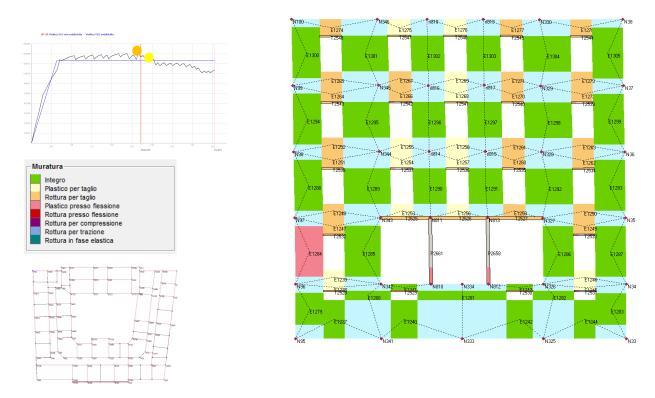


Figura 4.35 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 60 dell'analisi pushover considerata.

Passo 93 parete 24 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

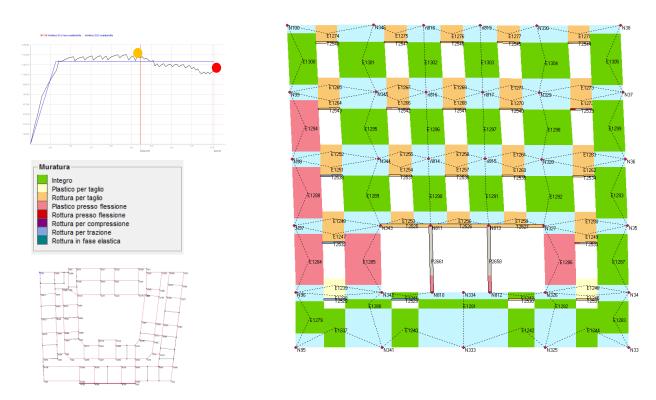


Figura 4.36 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 93 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 5 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

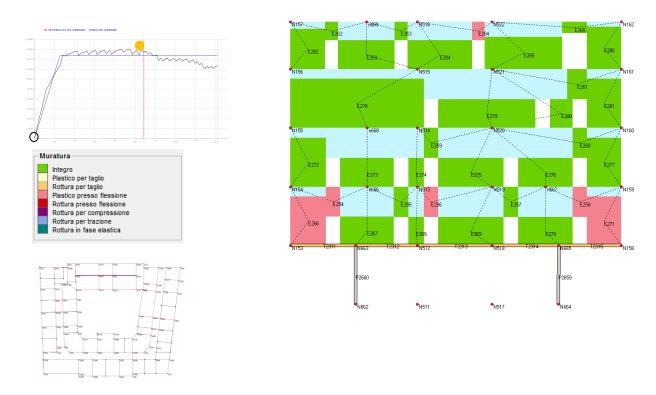


Figura 4.37 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 5 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

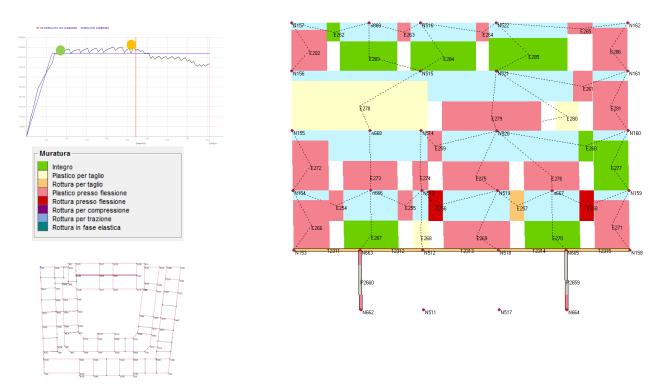


Figura 4.38 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 60 parete 5 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

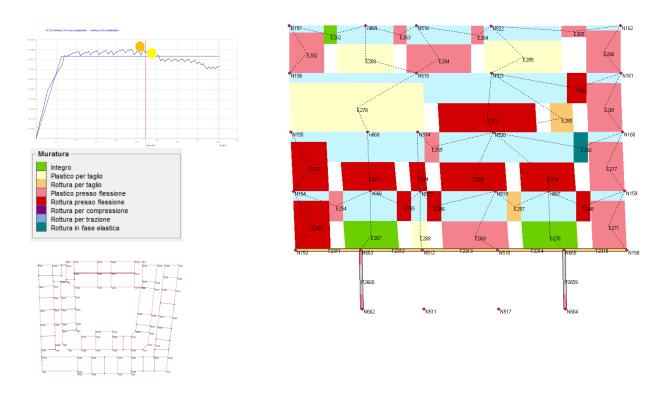


Figura 4.39 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 60 dell'analisi pushover considerata.

Passo 93 parete 5 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

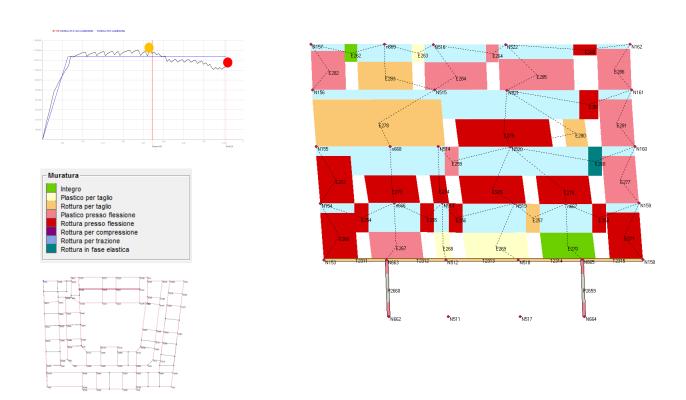


Figura 4.40 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 93 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 10 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

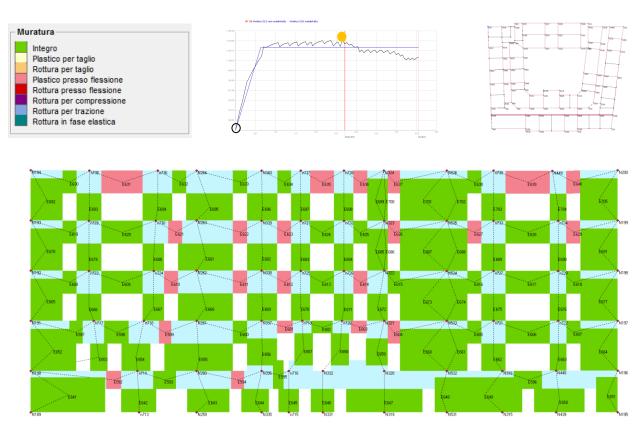


Figura 4.41 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 10 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico+)

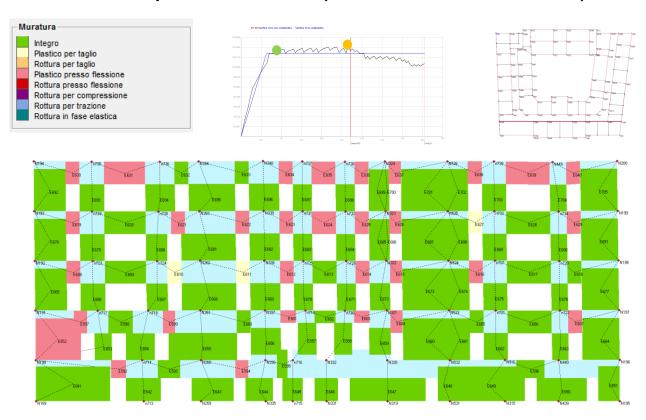


Figura 4.42 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 60 parete 10 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico)

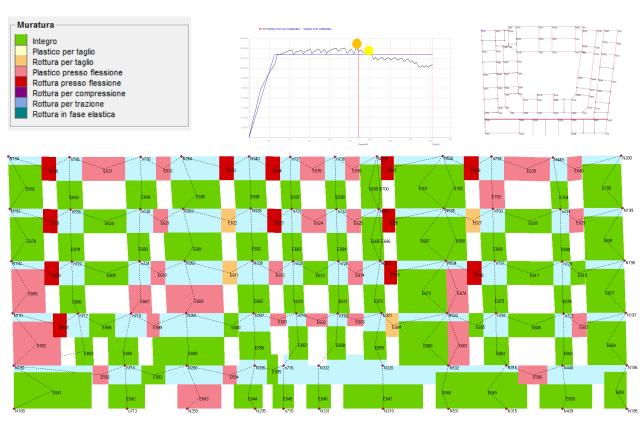


Figura 4.43 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 60 dell'analisi pushover considerata.

Passo 93 parete 10 Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico)

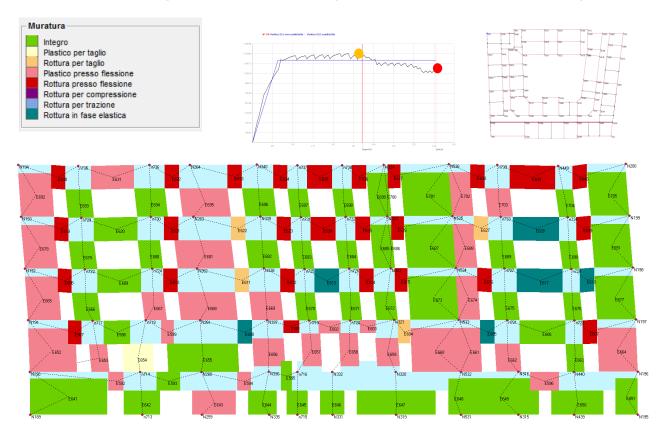


Figura 4.44 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 93 dell'analisi pushover considerata.

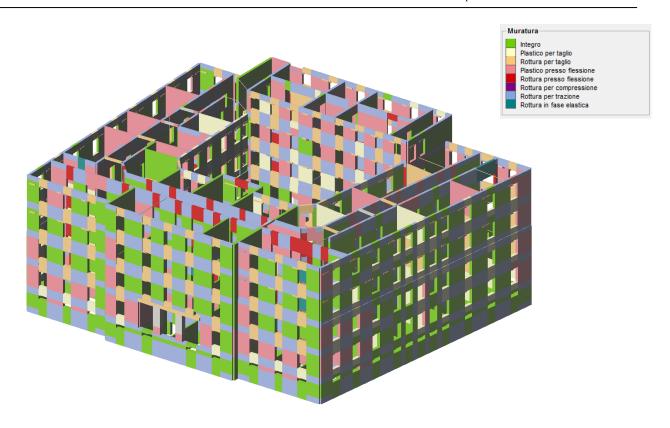


Figura 4.45 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 15.

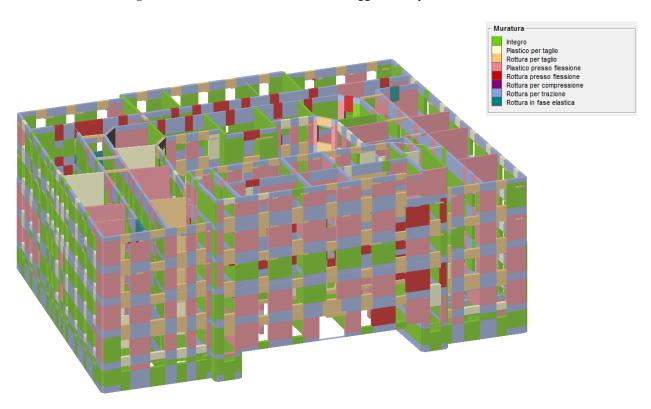


Figura 4.46 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 15.

Analisi 19 (sisma + Y 1°modo Eccentrico +): curva pushover e dettaglio verifiche

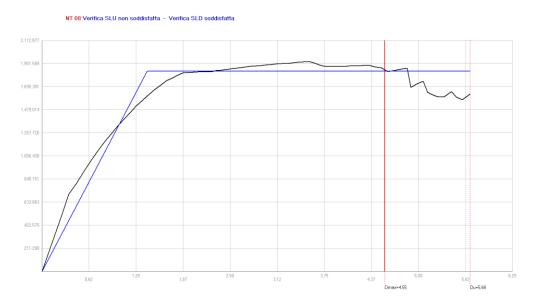


Figura 4.47 - Curva push-over Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico +)

Dettaglio verifiche Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

Nella tabella 4.15 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico- perfettamente plastico.

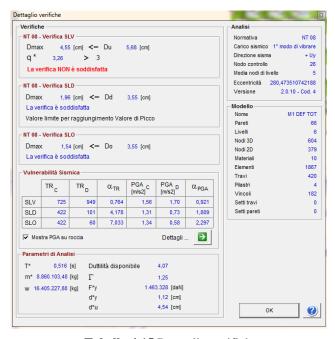


Tabella 4.15 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Questa seconda condizione è indicata nella Circolare 617 09 (7.8.1.6):

"Per le costruzioni in muratura ordinaria in cui non sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare eccede il valore 3, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta".

Dalla tabella si può vedere come la struttura in esame abbia una capacità di spostamento sufficiente al superamento della prima condizione (5,68 cm > 4,55), ma non rispetta la seconda condizione (q*=3,26 >3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

 $\mathbf{TR}_{\mathbf{C}}$ (tempo di ritorno di capacità) = **725 anni** < **949 anni** = $\mathbf{TR}_{\mathbf{D}}$ (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = 1,56 m/s² < 1,7 m/s² = PGA_D(accelerazione di domanda)

 $\alpha_{TR} = TR_{C}/TR_{D} = 0.764 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.921 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.15 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 16.405.227,8 Kg

 T^* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,516 s

m* = massa del sistema equivalente = 8.860.103,48 Kg

 Γ = coefficiente di partecipazione = 1,25

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 1.463,328 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 1,12cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 4,54 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u^*\Gamma$) = 5,68 cm

Duttilità disponibile = 4,07

Nella tabella non è contenuto il valore della rigidezza k* del sistema equivalente, tuttavia è possibile ricavarla in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^{2*}m^*/T^{*2}$) = 133.969.901,7 Kg/m

Nella tabella 4.15 vediamo inoltre che allo stato limite di danno SLD:

 D_d (spostamento offerto)= 3,55 cm > 1,96 cm = D_{max} (spostamento di domanda)

Viene inoltre specificato che il valore di spostamento offerto è relativo al raggiungimento del valore di picco, ossia è lo spostamento associato al taglio massimo.

Nella tabella 4.16 sono stati riportati i valori del taglio alla base e degli spostamenti del nodo di controllo per i diversi passi di carico che hanno caratterizzato l'analisi 19. Sono stati evidenziati il passo 20(verde), passo 50 (giallo), e il passo 74(rosso), ai quali sono associate le immagini del progressivo danneggiamento di alcune pareti significative che verrano riportate in seguito. In arancio è stato evidenziato il valore del massimo taglio alla base raggiunto durante l'analisi, corrispondente al passo di carico 47.

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
1	0	0
2	0,12	235377
3	0,24	470754
4	0,36	706132
5	0,46	804278
6	0,55	909058
7	0,65	1007659
8	0,74	1098251
9	0,83	1180780
10	0,92	1257286
11	1	1328441
12	1,09	1394136
13	1,17	1455954
14	1,26	1515328
15	1,34	1569153
16	1,42	1618183
17	1,5	1663219
18	1,57	1703232
19	1,65	1747537
20	1,73	1768511
21	1,8	1795829
22	1,87	1816674
23	1,94	1819865
24	2	1823645
25	2,07	1825326
26	2,13	1825060
27	2,19	1829684
28	2,25	1825449
29	2,31	1836816
30	2,38	1842741
31	2,44	1849016
32	2,51	1854527
33	2,57	1860040
34	2,64	1864505
35	2,71	1873106
36	2,78	1877005
37	2,84	1880420
38	2,91	1885709

Doore	Spostamento	
Passo	(cm)	Taglio (daN)
39	2,98	1889716
40	3,04	1893384
41	3,11	1898486
42	3,18	1901750
43	3,25	1903920
44	3,32	1908697
45	3,4	1914067
46	3,47	1918321
47	3,55	1920797
48	3,62	1906706
49	3,69	1886848
50	3,77	1876610
51	3,84	1874727
52	3,92	1878864
53	4	1873718
54	4,08	1880986
55	4,17	1882600
56	4,25	1885252
57	4,33	1887690
58	4,42	1873381
59	4,5	1862496
60	4,59	1827734
61	4,67	1839683
62	4,76	1851344
63	4,85	1860907
64	4,89	1686406
65	4,98	1714776
66	5,06	1739302
67	5,12	1639587
68	5,19	1613036
69	5,26	1596645
70	5,33	1595753
71	5,43	1645076
72	5,5	1593040
73	5,58	1572526
74	5,68	1624210

Tabella 4.16 Valori di taglio alla base e spostamento nell'analisi 19 (sisma +Y 1° modo eccentrico +)

Nelle figure seguenti(4.48-4.59) sono stati riportati i prospetti di alcune pareti dell'edificio soggette all'azione sismica in direzione +Y 1° Modo, per quattro passi di carico arbitrari nei quali è possibile apprezzare il progressivo stato di danneggiamento degli elementi maschi, fasce di piano e elementi in c.a. Sono state scelte la parete 11 che affaccia su Viale Fratti, la parete interna 16, e la parete 26 che affaccia sul cortile interno. In ogni immagine è stata inserita una legenda colorata dove ad ogni colore è assegnato il tipo di danno a cui è soggetto l'elemento. Per le parete 11 si può notare come all'incremento del taglio alla base nei vari passi si innescano i classici meccanismi di plasticizzazione e rottura per taglio delle fasce di piano, solo pochi maschi si plasticizzano per pressoflessione.Nella parete 16 si riscontrano rotture delle fasce di piano per pressoflessione, plasticizzazione per pressoflessione di alcuni maschi, mentre per alcuni altri rottura per taglio. Nella parete 26 rottura a taglio di tutte le fasce di piano e plasticizzazione per pressoflessione di pochi maschi murari.

Passo 1 parete 11 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

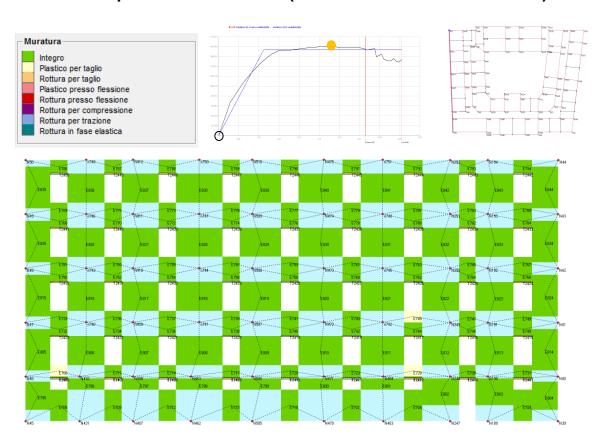


Figura 4.48 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 11 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

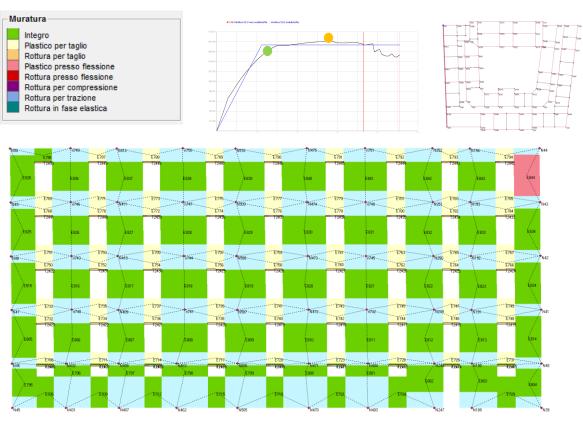


Figura 4.49 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 50 parete 11 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

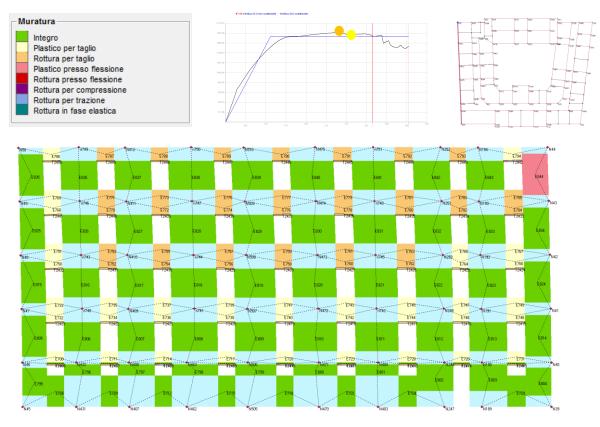


Figura 4.50 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 60 dell'analisi pushover considerata.

Passo 75 parete 11 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

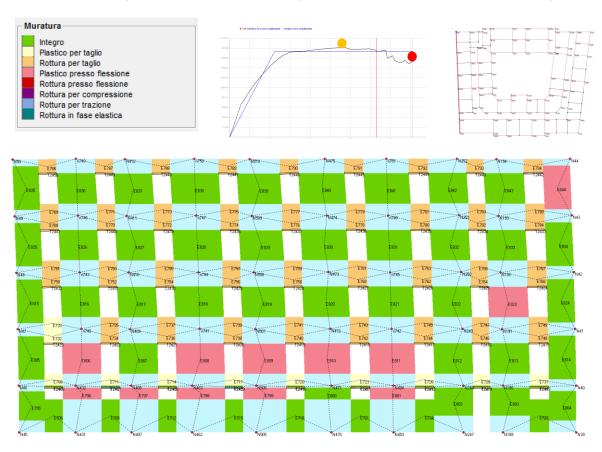


Figura 4.51 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 75 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 16 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

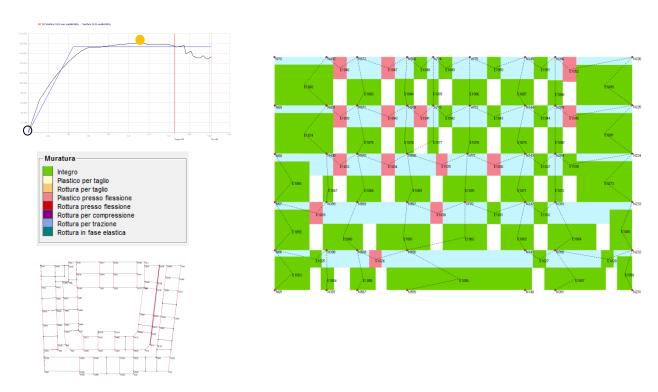


Figura 4.52 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 16 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

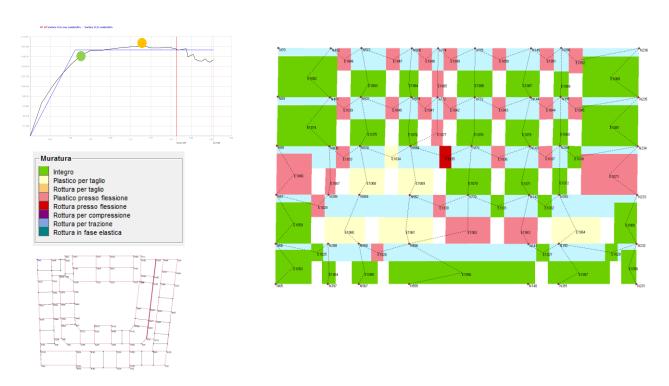


Figura 4.53 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 50 parete 16 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

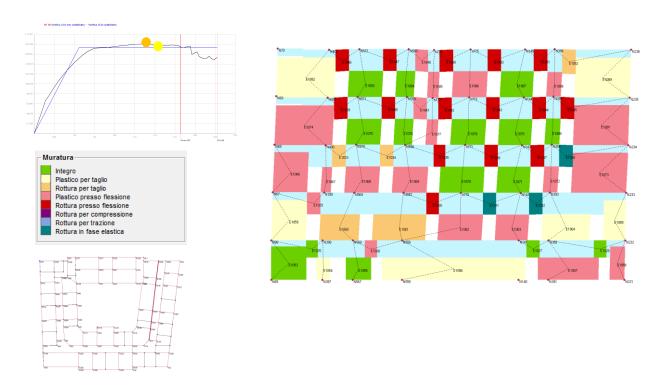


Figura 4.54 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 50 dell'analisi pushover considerata.

Passo 75 parete 16 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

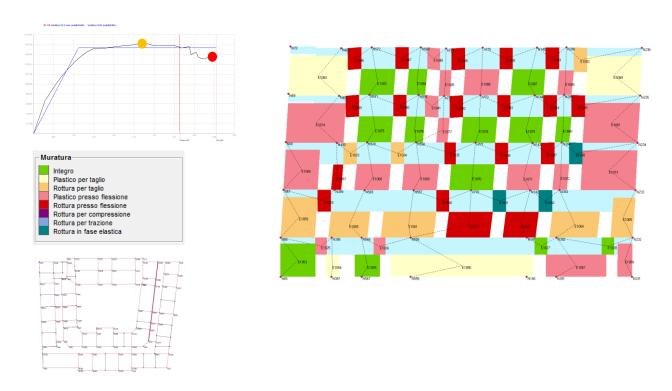


Figura 4.55 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 50 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 26 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

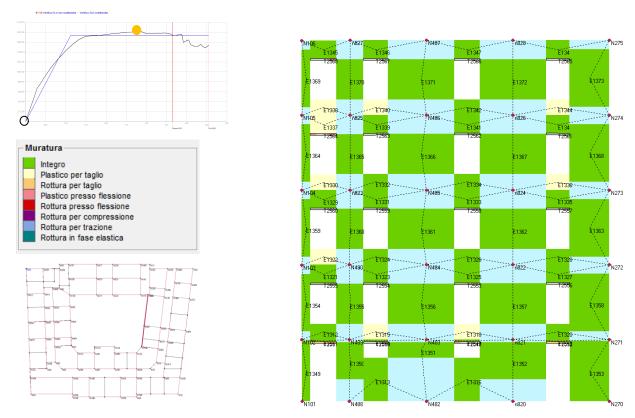


Figura 4.56 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 26 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

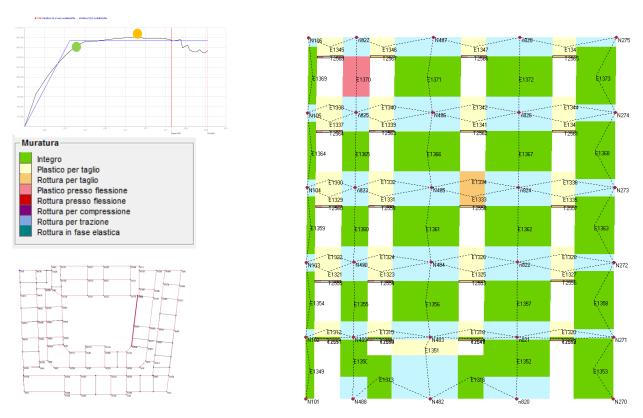


Figura 4.57 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 50 parete 26 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

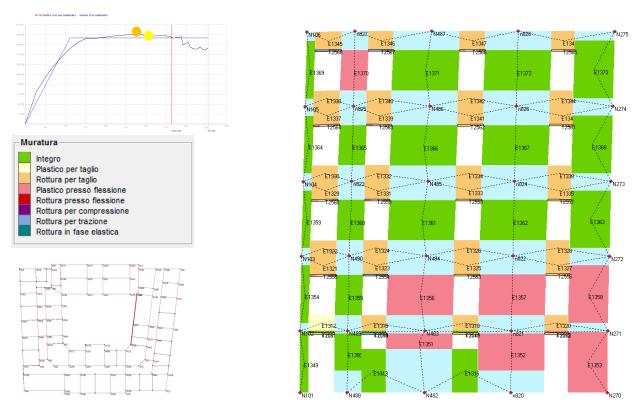


Figura 4.58 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 50 dell'analisi pushover considerata.

Passo 75 parete 26 Analisi 19 (sisma +Y 1°modo Eccentrico+)

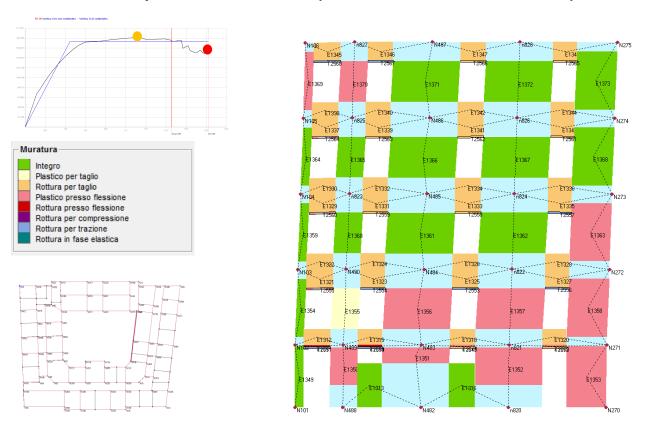


Figura 4.59 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 75 dell'analisi pushover considerata.

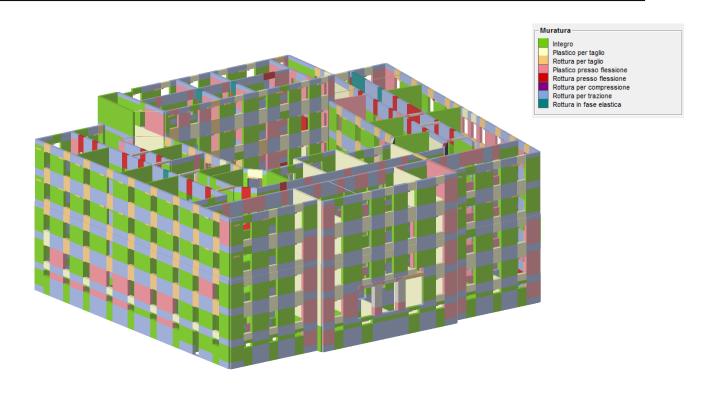


Figura 4.60 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 19.

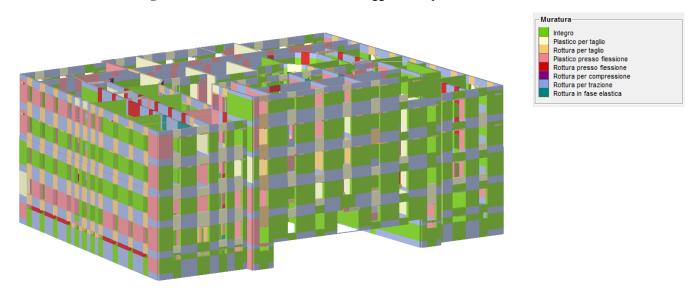


Figura 4.61 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 19.

4.2.2 Verifiche sismiche del modello "Blocco Nord" a deformabilità effettiva

Come detto in precedenza l'impossibilità di poter tener conto del giunto strutturale all'interno del modello globale ci ha portato ed effettuare due analisi distinte per le porzioni di struttura divise dal giunto. I risultati ottenuti considerando i due modelli separati sono risultati più gravosi rispetto a quelli ottenuti nel modello globale.

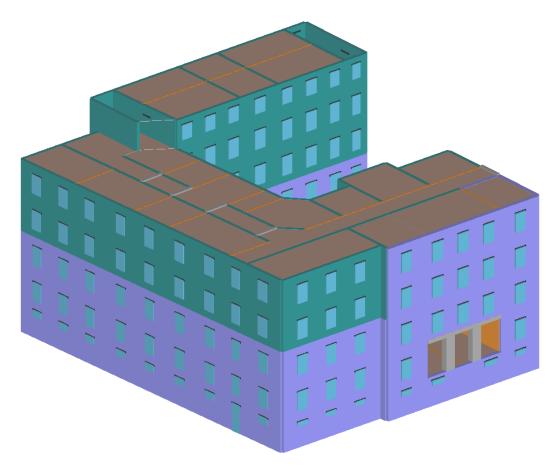


Figura 4.62 - Vista assonometrica del Modello Blocco Nord

Nella tabella 4.17 sono stati riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dal programma. Come si può notare l'edificio è risultato non verificato per 13 delle 24 analisi effettuate. In particolare la struttura risulta non verificata per tutte le 12 analisi pushover relative alla direzione X del sisma, da ritenersi pertanto la più critica. L'analisi più gravosa è risultata essere la 15, sisma direzione – X con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +, per questa analisi è stata riportata nella Figura 4.63 la curva pushover. Nella direzione Y l'analisi più gravosa è la 19, sisma direzione +Y con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +.

	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e	→
	>	+X	Masse	0,0	4,41	5,07	3,498	1,90	3,08	1,50	3,08	0,858	1,621	
	>	+X	1° modo	0,0	4,92	8,51	4,817	2,12	2,23	1,67	2,23	0,623	1,052	Visualizza
	>	-X	Masse	0,0	4,23	7,37	3,626	1,82	1,70	1,44	1,70	0,827	0,934	dettagli analisi
	>	-X	1° modo	0,0	4,87	7,87	4,566	2,10	1,58	1,65	1,58	0,657	0,753	
	>	+Y	Masse	0,0	3,64	5,55	2,384	1,59	3,72	1,26	3,72	1,258	2,333	
	>	+Y	1° modo	0,0	4,39	5,56	2,753	1,89	5,02	1,49	4,43	1,090	2,527	
	>	-Y	Masse	0,0	3,98	5,88	2,505	1,72	3,43	1,35	3,43	1,198	1,997	
	>	-Y	1° modo	0,0	5,07	7,01	2,772	2,19	4,05	1,72	4,05	1,082	1,850	
	>	+X	Masse	223,7	4,22	4,41	4,000	1,82	2,34	1,43	2,34	0,750	1,283	
	~	+X	Masse	-223,7	4,47	6,11	3,368	1,93	4,11	1,52	4,11	0,891	2,066	
	>	+X	1° modo	223,7	4,84	5,22	4,924	2,09	2,10	1,64	2,10	0,609	1,006	
	~	+X	1° modo	-223,7	5,18	6,65	4,156	2,23	2,68	1,76	2,68	0,722	1,200	Inserisci tutte le
	>	-X	Masse	223,7	4,12	6,31	3,868	1,78	3,30	1,40	3,30	0,776	1,799	analisi in
	✓	-X	Masse	-223,7	4,26	7,95	3,514	1,83	4,26	1,44	4,26	0,854	1,980	relazione
•			1° modo	223,7	4,71	8,33	4,995					0,601	1,393	
	✓	-X	1° modo	-223,7	4,90	8,56	4,419	2,11	1,93	1,66	1,93	0,679	0,912	
	>	+Y	Masse	207,8	3,63	4,21	2,272	1,59	2,44	1,25	2,44	1,159	1,534	Attiva normativa
	✓	+Y	Masse	-207,8	3,69	5,56	2,502	1,61	3,30	1,27	3,30	1,199	2,047	
	>	+Y	1° modo	207,8	4,82	3,99	2,655	2,08	3,81	1,64	3,81	0,827	1,832	Cancella analisi
	>	+Y	1° modo	-207,8	4,43	6,40	2,792	1,91	5,14	1,51	4,00	1,074	2,492	
	>	-Y	Masse	207,8	4,22	4,24	2,343	1,82	3,21	1,43	3,21	1,006	1,766	Feet
	>	-Y	Masse	-207,8	4,06	5,30	2,517	1,75	3,72	1,38	3,72	1,192	2,121	Esci
	>	-Y	1° modo	207,8	5,15	5,69	2,899	2,22	3,31	1,75	3,31	1,035	1,490	
	✓	-Y	1° modo	-207,8	4,76	7,22	2,876	2,05	4,24	1,61	4,13	1,043	2,069	?
Lege	nda colori													1
Ve	erificato		Non verificat	0	Non con	verge a p.p		Anali	si più gravo	sa		P	iano-Soil	

Tabella 4.17 Risultati analisi pushover per Modello Blocco Nord deformabile

Analisi 15 (sisma – X 1°modo Eccentrico) : curva pushover e dettaglio verifiche

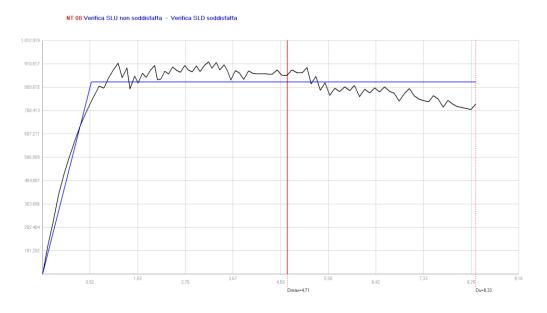


Figura 4.63 - Curva push-over Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico +)

Dettaglio verifiche Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico)

Nella tabella 4.18 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico- perfettamente plastico.

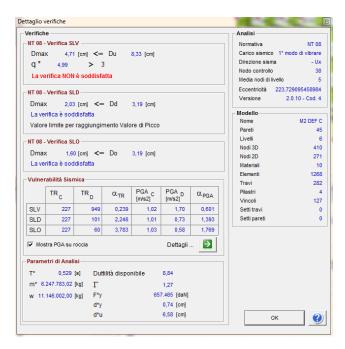


Tabella 4.18 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Dalla tabella si può vedere come la struttura in esame abbia una capacità di spostamento sufficiente al superamento della prima condizione (8,33 cm > 4,71 cm), ma non rispetta la seconda condizione (q*=4,99>3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

 $\mathbf{TR}_{\mathbf{C}}$ (tempo di ritorno di capacità) = 227 anni < 949 anni = $\mathbf{TR}_{\mathbf{D}}$ (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = $1,02 \text{ m/s}^2 < 1,7 \text{ m/s}^2 = \text{PGA}_D(\text{accelerazione di domanda})$

 $\alpha_{TR} = TRc/TRD = 0.239 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.601 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.18 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 11.146.002,0 Kg

 T^* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,529 s

m* = massa del sistema equivalente = 6.247.783,02 Kg

 Γ = coefficiente di partecipazione = 1,27

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 657,465 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 0,74 cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 6,58 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u \cdot \Gamma$) = 8,33 cm

Duttilità disponibile = 8,84

Nella tabella non è contenuto il valore della rigidezza k* del sistema equivalente, tuttavia è possibile ricavarla in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^2 \cdot m^* / T^{*2}$) = 89.884.010,6 Kg/m

Nello studio di questo modello, il comportamento della struttura nella direzione X può essere considerato più realistico rispetto a quello in direzione Y. Questo perché in corrispondenza del giunto strutturale non è stato possibile vincolare in maniera oppurtuna le pareti in quella direzione, di conseguenza sono venute a generarsi delle deformazioni anomale che non rappresentano in modo attendibile il comportamento effettivo della struttura. Nella figura 4.64 è possibile mostrare questo aspetto:

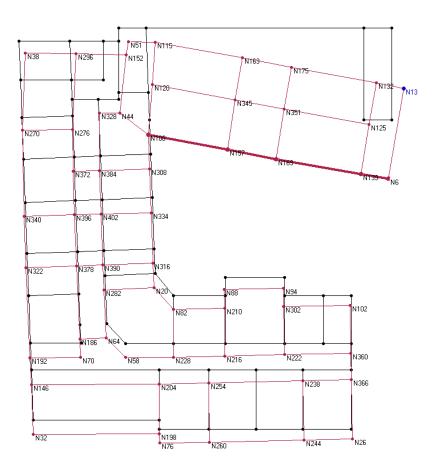


Figura 4.64 – Configurazione deformata del Modello "Blocco Nord" per sisma in direzione Y

Come si può vedere, l'assenza di vincoli opportuni lungo le due pareti esterne comporta una sorta di "schiacciamento" della struttura a C su se stessa, cose che in realtà è impedita dalla presenza del Blocco Sud ad essa adiacente.

4.2.3 Verifiche sismiche del modello "Blocco Sud" a deformabilità effettiva

Per quello che riguarda il Blocco Sud, i risultati ottenuti dalle diverse analisi effettuate sono risultati i più gravosi in assoluto rispetto agli altri modelli studiati. Come vedremo in seguito nella tabella riassuntiva delle analisi, l'analisi più gravosa (sempre in direzione X) ha dato valori del tempo di ritorno di 151 anni. Questi valori cosi critici dipendono dal fatto che in quella direzione le pareti resistenti sono poche. In realtà a collaborare nei confronti dell'azione sismica vi sono anche tutte le pareti del Blocco Nord. Di conseguenza i risultati delle analisi in direzione X sono da ritenersi poco attendibili, rispetto a quelli che sono stati ottenuti in direzione Y, dove i valori del tempo di ritorno si attestano a quelli ottenuti nel modello globale.

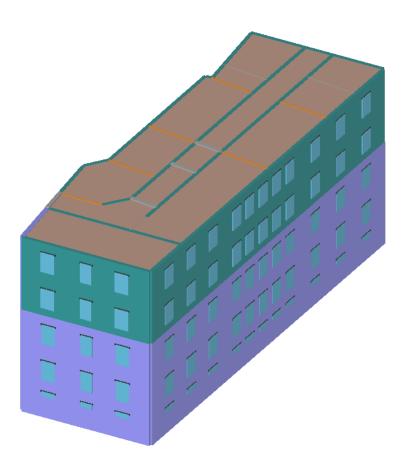


Figura 4.65 - Vista assonometrica del Modello Blocco Sud

Nella tabella 4.19 sono stati riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dal programma. Come si può notare l'edificio è risultato non verificato per 22 delle 24 analisi effettuate. L'analisi più gravosa è risultata essere la 11, sisma direzione + X con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +, per questa analisi è stata riportata nella Tabella X la curva pushover. Nella direzione Y l'analisi più gravosa è la 6, sisma direzione +Y con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare.

	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD	Dd SLD [cm]	Dmax SLO	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e	<u> </u>
	V	+X	Masse	0,0	5,41	5,97	3,095	2,33	4,95	1,84	4,95	0,969	2,119	
		+X	1° modo	0,0	6,30	4,88	3,932	2,71	3,19	2,14	3,19	0,763	1,175	Visualizza
	✓	-X	Masse	0,0	5,53	8,66	3,087	2,39	5,00	1,88	5,00	0,972	2,093	dettagli analisi
	✓	-X	1° modo	0,0	6,77	6,28	3,929	2,92	4,31	2,30	4,31	0,764	1,476	
	✓	+Y	Masse	0,0	4,38	5,72	3,156	1,89	2,29	1,49	2,29	0,951	1,209	
	✓	+Y	1° modo	0,0	5,03	8,57	3,999	2,17	4,80	1,71	4,80	0,750	1,740	
	✓	-Y	Masse	0,0	4,61	7,08	3,026	1,99	5,28	1,57	5,28	0,991	2,299	
	✓	-Y	1° modo	0,0	5,63	8,65	3,511	2,43	4,96	1,91	4,96	0,855	1,982	
	✓	+X	Masse	211,2	5,35	7,18	3,409	2,31	3,78	1,82	3,78	0,880	1,640	
	✓	+X	Masse	-211,2	5,45	6,06	3,072	2,35	3,45	1,85	3,45	0,977	1,466	
—		+X	1° modo	211,2	6,46	3,32	3,939					0,513	1,135	
	✓	+X	1° modo	-211,2	6,38	5,34	3,654	2,75	4,86	2,17	4,86	0,821	1,766	Inserisci tutte le
	✓	-X	Masse	211,2	6,06	5,53	2,839	2,61	4,72	2,06	4,72	0,912	1,809	analisi in
	V	-X	Masse	-211,2	5,48	6,39	2,944	2,36	4,52	1,86	4,52	1,019	1,911	relazione
	✓	-X	1° modo	211,2	6,74	6,23	3,925	2,91	3,71	2,29	3,71	0,764	1,277	
	✓	-X	1° modo	-211,2	6,87	5,00	3,347	2,96	4,41	2,33	4,41	0,728	1,490	
	~	+Y	Masse	95,1	4,30	5,69	3,306	1,85	2,11	1,46	2,11	0,907	1,139	Attiva normativa
	V	+Y	Masse	-95,1	4,22	6,36	3,312	1,82	2,18	1,43	2,18	0,906	1,198	
	✓	+Y	1° modo	95,1	5,27	8,49	3,781	2,27	4,47	1,79	4,47	0,793	1,840	Cancella analisi
	✓	+Y	1° modo	-95,1	5,01	8,40	3,900	2,16	5,34	1,70	5,34	0,769	1,784	
	✓	-Y	Masse	95,1	4,62	5,86	2,948	1,99	4,85	1,57	4,85	1,018	2,360	Feet
	✓	-Y	Masse	-95,1	4,68	7,29	3,050	2,02	5,21	1,59	5,21	0,984	2,281	Esci
	✓	-Y	1° modo	95,1	5,61	8,23	3,463	2,42	5,37	1,90	5,37	0,866	2,009	
	✓	-Y	1° modo	-95,1	5,72	8,69	3,475	2,47	4,71	1,94	4,71	0,863	1,908	?
Lege	nda colori													
	erificato		Non verificat	0	Non con	verge a p.p.		Anali	si più gravo	sa		P	iano-Soil	

Tabella 4.19 Risultati analisi pushover per Modello Blocco Sud deformabile

Analisi 11(sisma + X 1°modo Eccentrico +) : curva pushover e dettaglio verifiche

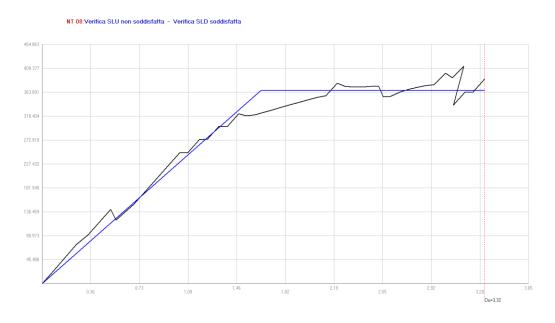


Figura 4.66 - Curva push-over Analisi 11 (sisma +X 1°modo Eccentrico +)

Dettaglio verifiche Analisi 11 (sisma +X 1°modo Eccentrico)

Nella tabella 4.20 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico- perfettamente plastico.

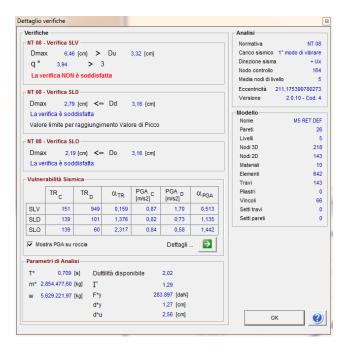


Tabella 4.20 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Dalla tabella si può vedere come la struttura in esame non rispetti nessuna delle due condizioni previste per il superamento della verifica. Infatti è insufficiente la capacità di spostamento nei confronti della domanda (3,32 cm < 6,46 cm), e non è rispettata neanche la limitazione imposta da Normativa sul fattore di struttura del sistema equivalente (q*=3,94>3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

 $\mathbf{TR}_{\mathbf{C}}$ (tempo di ritorno di capacità) = **151 anni** < **949 anni** = $\mathbf{TR}_{\mathbf{D}}$ (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = $0.87 \text{ m/s}^2 < 1.7 \text{ m/s}^2 = \text{PGA}_D$ (accelerazione di domanda)

 $\alpha_{TR} = TR_{C}/TR_{D} = 0.159 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.513 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.20 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 5.629.221,97 Kg

T* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,709 s

m* = massa del sistema equivalente = 2.854.477,60 Kg

 Γ = coefficiente di partecipazione = 1,29

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 283.897 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 1,27cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 2,56 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u \cdot \Gamma$) = 3,32 cm

Duttilità disponibile = 2,02

Nella tabella non è contenuto il valore della rigidezza k* del sistema equivalente, tuttavia è possibile ricavarla in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^2 \cdot m^*/T^{*2}$) = 22.861.357,6 Kg/m

4.2.4 Verifiche di vulnerabilità sismica nel caso di sottosuolo di categoria D

Nella fase finale di stesura della presente tesi si sono rese disponibili ulteriori informazioni utili alla caratterizzazione geomorfologica del sito su cui sorge l'edificio oggetto di indagine; nella fattispecie, è stata reperita la relazione geologica redatta dal Laboratorio Geotecnico CGG Srl ed utilizzata dall'Impresa Bonatti S.p.A. per la progettazione di alcuni edifici realizzati nel comparto DUC, ambito C (Figura 4.67 e rettangolo verde in Figura 4.68).

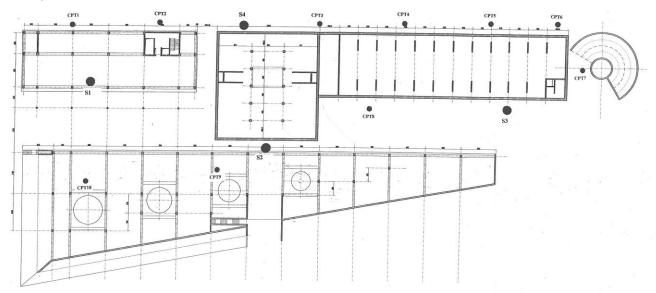


Figura 4.67 – Comparto a progettazione unitaria Direzionale Uffici Comunali (D.U.C.) – Ambito C: ubicazione delle indagini eseguite.



Figura 4.68 – Vista satellitare del sito su cui sorge l'edificio oggetto di indagine (riquadrato in rosso) e indicazione della posizione dell'hotel Astoria (in blu) e del comparto DUC, ambito C (in verde).

Per quanto riguarda l'inquadramento geomorfologico generale del sito in esame, nella suddetta relazione si legge: "L'area oggetto di tali indagini è ubicata nella parte Nord dell'abitato della città di Parma e si inserisce nel territorio di alta pianura immediatamente a N-NE delle conoidi pedeappeniniche dei torrenti Enza, Parma, Baganza. Tale area è ubicata su di una coltre di sedimenti di origine fluvio-palustre di età olocenica (Alluvium

antico) derivanti in massima parte dagli alluvionamenti del Torrente Parma e del torrente Baganza, sedimenti che ricoprono, con spessori estremamente variabili, depositi fluvioglaciali di età würmiana a base limoso-argillosa di colore bruno che a loro volta sovrastano le argille grigio-azzurre di Lugognano (Pliocene Superiore). La struttura dei depositi superficiali, messa in luce da diversi sondaggi geognostici eseguiti nella zona prevalentemente per ricerche applicate all'edilizia, è caratterizzata da variazioni, anche repentine, della composizione litologica, tipiche dei corpi alluvionali, sia in senso orizzontale che verticale. L'alternarsi infatti di periodi di piena e di stanca dei torrenti citati, unitamente ai loro frequenti spostamenti di alveo, ha determinato la deposizione di strati di materiali a grana fine e/o finissima (limi ed argille), nei quali sono frequentemente inglobati resti vegetali allo stato torboso, intercalati a strati di materiali più grossolani (ghiaie e sabbie) secondo una tipica struttura a lenti incrociate. Si sono per questo venute a creare nel sottosuolo della zona situazioni di notevole disomogeneità, sia in senso verticale che orizzontale, non solo dal punto di vista litologico, ma anche, e soprattutto, geomeccanico, disomogeneità che, se non conosciute, possono creare seri danni alle costruzioni. L'intensa attività antropica che ha interessato in tempi recenti la zona ha in pratica del tutto cancellato la morfologia originaria; è comunque possibile ipotizzare, per confronto con zone limitrofe, che si sia sempre trattato di un'area subpianeggiante con debolissima pendenza verso Nord. [...] Nella zona interessata dalle costruzioni in progetto in superficie, e fino ad una profondità media di circa 4-5 m rispetto all'attuale piano di campagna, sono presenti terreni eterogenei di riporto derivanti dal riempimento del canale che una volta circondava le mura della città site appunto nella zona."

Ulteriori informazioni sono state inoltre desunte dall'esecuzione di specifiche indagini sul sottosuolo (la cui posizione è indicata in Figura 4.67), principalmente consistite in:

- 4 sondaggi geognostici spinti fino alla profondità massima di 30 m rispetto all'attuale piano campagna,
- prove di penetrazione dinamica nei fori di sonda (SPT),
- 10 prove penetrometriche statiche,

dalle quali è stato possibile ricavare il seguente profilo stratigrafico per l'area considerata:

- "- a partire dall'attuale piano di calpestio, e fino a profondità variabili da 3.70 m a 4.90 m, sono presenti materiali eterogenei di riporto costituiti prevalentemente da limo sabbioso, a volte debolmente argilloso, con abbondanti resti di laterizi, frammenti lapidei e con ciottoli arrotondati; nella matrice fine sono spesso presenti sostanze organiche di origine vegetale allo stato torboso.
- Al di sotto dei terreni superficiali di riporto, e fino a profondità variabili da 16.50 m a 18.00 m rispetto all'attuale piano di calpestio, sono presenti terreni alluvionali a grana da fine a finissima costituiti da alternanze di strati lentiformi di argille e limi il cui colore risulta variabile dal nocciola al grigio.
- A profondità superiori ai 16.50-18.00 m sono presenti terreni alluvionali grossolani costituiti da ciottoli da subarrotondati ad arrotondati immersi in una matrice, talora abbondante, di sabbia e limo di colore grigio nocciola. Lo spessore di tali materiali nella zona risulta sempre superiore agli 11 m circa.
- Al di sotto dei terreni alluvionali grossolani sopra brevemente descritti sono nuovamente presenti terreni argillosi di colore in prevalenza grigio e di buona consistenza (i valori di

resistenza alla penetrazione rilevati con il pocket penetrometer risultano variabili da 0.20 MPa a 0.30 MPa).

Al termine delle indagini eseguite il livello statico della falda risultava posto ad una profondità variabile da 4.50 m a 5.00 m rispetto all'attuale piano di calpestio. Dal punto di vista geotecnico, nonostante la pronunciata disomogeneità delle caratteristiche di resistenza e compressibilità rilevate nelle varie verticali indagate, è possibile proporre, con l'esclusione dello strato di riporto superficiale, la schematizzazione del sottosuolo riportata nella seguente tabella:

Strato	Profondità	q_c	N _{SPT}	γ	Cu	φ'	E _{ed}
1	p.c 4.50						
2	4.50 - 6.00	0.6 - 0.8		19.0	25		2.4
3	6.00 - 9.50	1.3 - 2.0		19.5	50		5.5
4	9.50 - 12.00	0.7 - 1.0		19.0	25		2.6
5	12.00 - 17.50	1.3 - 2.0		19.5	50		6.0
6	17.50 - 29.00	> 20.0	12	20.3		30	17.0
7	29.00 - 30.00			19.5	80		15.0

dove:

 q_c = resistenza penetrometrica di punta;

 $N_{SPT} = n^{\circ}$ di colpi del maglio SPT per 30 cm di affondamento;

 γ = densità naturale;

c' = coesione;

 φ' = angolo di attrito interno;

 E_{ed} = modulo edometrico.

Il livello statico della falda risulta posto ad una profondità media di circa 5.00 m."

Sulla scorta di tali informazioni è stato possibile dedurre la categoria di sottosuolo da utilizzare per la determinazione dello spettro di risposta sismico, in accordo a quanto previsto al §3.2.2 del DM08, di cui si riporta il corrispondente estratto nelle Figure 4.69 e 4.70.

Categoria	Descrizione
Α	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
В	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistent con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche cor la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
С	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistent con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 4.69 – Estratto del DM08 relativo alle indicazioni per la valutazione della categoria di sottosuolo

(corrispondente alla Tabella 3.2.II del DM08 stesso).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo¹, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,20}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica ($Standard\ Penetration\ Test$) $N_{SPT,30}$ (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} N_{SPT,i}}.$$
 (3.2.2)

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}.$$
 (3.2.3)

Nelle precedenti espressioni si indica con:

spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

V_{S.i} velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N_{SPT.i} numero di colpi N_{SPT} nell'i-esimo strato;

c_{u,i} resistenza non drenata nell'i-esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare N_{SPT,30} limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare c_{u,30} limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri N_{SPT,30} e c_{u,30};
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

Figura 4.70 – Estratti del DM08 relativi alle indicazioni per la valutazione della categoria di sottosuolo e per la determinazione di $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$.

In particolare, nel caso in esame si ricadrebbe nella situazione di sottosuolo costituito da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, per le quali risulterebbe rispettivamente:

$$N_{SPT,30} = 12$$
 ($\Sigma h_i = 11.5 \text{ m}$),
 $c_{u,30} = 40 \text{ kPa}$ ($\Sigma h_i = 14.0 \text{ m}$),

ed entrambe corrispondenti ad un sottosuolo di categoria D secondo il DM08 (Figura 4.69).

A parità degli altri parametri considerati ($V_N = 50$ anni, $C_U = 2$, categoria topografica T1), a tale categoria di sottosuolo corrisponderebbe lo spettro di progetto elastico a SLV riportato in Figura 4.71, anche in questo caso ricavato con software "Spettri-NTC".

Il valore di accelerazione al suolo risulterebbe quindi ancora una volta pari a $a_g = 0.176$ g, mentre il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s passerebbe a 1.749.

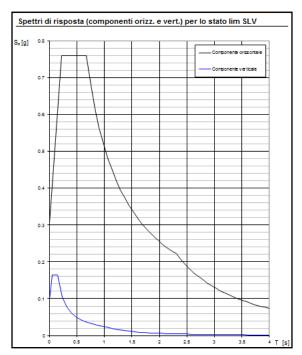


Figura 4.71 – Spettro di risposta elastico allo SLV per la componente orizzontale e verticale del sisma.

A tal proposito, si ritiene opportuno osservare come l'edificio in esame si trovi molto più vicino all'Hotel Astoria (si veda la vista satellitare riportata in Figura 4.68), per il quale è stata individuata una seguenza stratigrafica simile, a cui è stata fatta tuttavia corrispondere una categoria di suolo C sulla scorta dei valori della velocità media delle onde di taglio V_{S30} misurati in sito (pari a circa 230-240 m/s, come già illustrato nella relazione intermedia). Tuttavia, dal momento che gli edifici realizzati nel comparto DUC - ambito C si trovano di fatto sulla stressa "striscia di terreno", compresa tra i viali Fratti e Mentana, su cui sorge anche l'ex-Magistrato per il Po, posta in prossimità del canale - ora riempito che una volta circondava le mura della città, si è ritenuto opportuno ripetere l'analisi sismica globale sul modello dell'intero edificio con solai deformabili anche nell'ipotesi di suolo D, così da fornire una prima stima della massima entità delle azioni sismiche sopportabili anche in questo caso dalla struttura stessa. La vulnerabilità è stata ancora una volta espressa in funzione dei parametri $\alpha_{PGA} = PGA_C/PGA_D$ e $\alpha_{TR} = TR_C/TR_D$, essendo PGA_C l'accelerazione di capacità limite per lo stato limite considerato (indipendente dallo spettro sismico) e PGA_D la corrispondente accelerazione spettrale, TR_C il periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite per lo stato limite considerato e TR_D il periodo di ritorno spettrale corrispondente.

Si rimanda comunque alla Committenza l'eventuale decisione di eseguire specifiche indagini geognostiche volte ad approfondire la caratterizzazione del terreno di fondazione dell'edificio in esame e a definire in modo "univoco" la categoria di sottosuolo effettivamente presente.

Dai risultati mostrati nella tabella 4.21 riportata in seguito, si può vedere come sotto l'ipotesi di suolo D tutte le 24 analisi lanciate risultino non verificate. In particolare all'analisi più gravosa (analisi 15 direzione - X 1° modo eccentrico +) è associato un tempo di ritorno di 120 anni, contro i 334 anni del modello su suolo C. Da notare inoltre per questa analisi come sia elevato il valore del fattore di struttura del sistema equivalente q^* (6,36 > 3) rispetto a quello riscontrato nel modello su suolo C, dove si aveva un valore di q^* = 4,31.

- 1	nserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e	-
	V	+X	Masse	0,0	7,27	5,19	4,087	2,89	3,34	2,23	3,34	0,733	1,135	
	~	+X	1° modo	0,0	8,81	8,22	6,160	3,70	2,03	2,92	2,03	0,487	0,569	Visualizza
	~	-X	Masse	0,0	6,96	5,91	4,109	2,74	3,88	2,10	3,88	0,730	1,355	dettagli analisi
	~	-X	1° modo	0,0	8,45	8,30	6,118	3,53	2,10	2,78	2,10	0,490	0,619	
	✓	+Y	Masse	0,0	5,93	5,46	3,137	2,17	2,13	1,61	2,13	0,929	0,987	
	~	+Y	1° modo	0,0	7,50	6,24	4,272	3,02	4,36	2,34	4,36	0,702	1,393	
	✓	-Y	Masse	0,0	6,68	6,84	3,477	2,57	3,88	1,95	3,88	0,863	1,418	
	✓	-Y	1° modo	0,0	8,40	7,17	4,527	3,48	4,37	2,73	4,37	0,663	1,238	
	~	+X	Masse	223,7	7,37	3,89	4,395	2,95	2,77	2,28	2,77	0,556	0,946	
	✓	+X	Masse	-223,7	7,08	5,82	4,040	2,79	3,14	2,15	3,14	0,742	1,105	
	~	+X	1° modo	223,7	8,91	6,93	6,257	3,75	2,64	2,96	2,64	0,479	0,716	
	~	+X	1° modo	-223,7	9,05	8,59	5,987	3,82	3,56	3,02	3,56	0,501	0,935	Inserisci tutte I
	~	-X	Masse	223,7	7,10	5,83	4,278	2,82	3,79	2,17	3,79	0,701	1,298	analisi in
\neg	~	-X	Masse	-223,7	6,76	6,55	4,014	2,64	3,48	2,01	3,48	0,747	1,269	relazione
>			1° modo	223,7	8,55	8,24	6,363					0,471	1,065	
	~	-X	1° modo	-223,7	8,25	7,64	5,913	3,43	4,58	2,69	4,58	0,507	1,146	
	~	+Y	Masse	280,5	5,95	5,19	3,443	2,21	2,23	1,65	2,23	0,871	1,009	Attiva normativ
	~	+Y	Masse	-280,5	5,91	5,22	3,205	2,17	2,80	1,61	2,80	0,897	1,223	
	✓	+Y	1° modo	280,5	7,68	5,68	4,469	3,12	3,55	2,42	3,55	0,671	1,124	Cancella analis
	~	+Y	1° modo	-280,5	7,62	6,30	4,348	3,08	3,99	2,40	3,71	0,690	1,262	
	~	-Y	Masse	280,5	6,86	7,35	3,751	2,67	2,83	2,04	2,83	0,800	1,048	
	~	-Y	Masse	-280,5	6,66	6,50	3,666	2,57	3,59	1,96	3,59	0,818	1,326	Esci
	✓	-Y	1° modo	280,5	8,76	7,28	4,695	3,66	3,61	2,89	3,61	0,639	0,986	
	✓	-Y	1° modo	-280,5	8,38	6,69	4,613	3,47	6,37	2,73	3,84	0,650	1,469	
egen	da colori													1
Ver	rificato		Non verificat	n	Non con	verge a p.p.		Δnali	si più gravo	sa.		P	iano-Soil	

Tabella 4.21 Risultati analisi pushover per Modello globale deformabile su suolo D

Dettaglio verifiche Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico +)

Nella tabella 4.22 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico- perfettamente plastico.



Tabella 4.22 Dettaglio verifiche

4.2.5 Verifiche sismiche del modello globalle con solai infinitamente rigidi

Dopo aver analizzato la struttura considerando la deformabilità effettiva dei solai, abbiamo effettuato uno studio ipotizzando gli impalcati infinitamente rigidi. Come era auspicabile, i risultati ottenuti sotto questa ipotesi sono risultati leggermente migliori rispetto a quelli delle analisi precedenti. Infatti all'analisi più gravosa è associato un tempo di ritorno di 380 anni, contro i 334 anni del modello globale deformabile. Nella tabella 4.23 sono stati riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dal programma. Come si può notare l'edificio è risultato non verificato per 14 delle 24 analisi effettuate. In particolare la struttura risulta non verificata per tutte le 12 analisi pushover relative alla direzione X del sisma, da ritenersi pertanto la più critica . L'analisi più gravosa è risultata essere la 11, sisma direzione + X con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +, per questa analisi è stata riportata nella Figura 4.72 la curva pushover. Nella direzione Y l'analisi più gravosa è la 6, sisma direzione +Y con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare.



Tabella 4.23 Risultati analisi pushover per Modello globale con impalcati rigidi

1730.373 1.597.335 1.211.281 1.838.224 865.186 692.149

Analisi 11 (sisma +X 1°modo Eccentrico +):curva pushover e dettaglio verifiche

Figura 4.72 - Curva push-over Analisi 11 (sisma +X 1°modo Eccentrico+)

Nella tabella 4.24 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico-perfettamente plastico.

Dettaglio verifiche Analisi 11 (sisma +X 1°modo Eccentrico +)



Tabella 4.24 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Dalla tabella 4.24 si può vedere come la struttura in esame abbia una capacità di spostamento sufficiente al superamento della prima condizione (7,68 cm > 4,65cm), ma non rispetta la seconda condizione (q*=4,11 >3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

 $\mathbf{TR}_{\mathbf{C}}$ (tempo di ritorno di capacità) = 380 anni < 949 anni = $\mathbf{TR}_{\mathbf{D}}$ (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = 1,24 m/s² < 1,7 m/s² = PGA_D(accelerazione di domanda)

 $\alpha_{TR} = TRc/TRD = 0.400 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.730 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.24 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 16.405.218,5 Kg

 T^* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,542 s

m* = massa del sistema equivalente = 8.893.233,23 Kg

 Γ = coefficiente di partecipazione = 1,27

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 1.108,707 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 0,93 cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 6,04 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u \cdot \Gamma$) = 7,68 cm

Duttilità disponibile = 6,51

Nella tabella non sono contenute altre grandezze che caratterizzano il sistema equivalente e quello reale, ma che è possibile ricavare in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^2 \cdot m^* / T^{*2}$) = 121.879.020,9 Kg/m

Per quanto riguarda la scelta del nodo di controllo al quale applicare le distribuzioni di forze, il programma 3 Muri segue una filosofia diversa rispetto a quella proposta dalla Normativa. Infatti a differenza della Normativa che suggerisce al progettista di scegliere come nodo di controllo il baricentro delle masse dell'ultimo impalcato, il software 3 Muri suggerisce la scelta di un nodo di controllo in corrispondenza di un punto molto deformabile(ad esempio una parete con molte aperture). Per le analisi pushover svolte che verranno riportate in seguito, dopo aver analizzato attentamente la struttura cercando i punti più deformabili, e dopo diversi tentativi, abbiamo scelto per le 24 analisi svolte 2 nodi di controllo differenti (nodo 50, nodo 26, entrambi posti all'incrocio di due pareti molto finestrate e quindi molto deformabili) che ci hanno permesso di avere delle curve di capacità caratterizzate da un elevato livello di dettaglio. Infatti scegliere come nodo di controllo un punto ad alta deformabilità comporta l'applicazione di una forza molto piccola per generare in quel punto uno spostamento, quindi saranno maggiori i passi di carico e conseguentemente anche il livello di dettaglio.

Passo	Spostamento	Taglio
1	(cm)	(daN)
2		0
3	0,1	181177
	0,21	362354
4	0,31	498712
5	0,42	678674
6	0,53	776275
7	0,64	875080
8	0,75	967430
9	0,86	1053463
10	0,97	1133234
11	1,07	1204763
12	1,18	1272012
13	1,29	1327402
14	1,4	1379342
15	1,51	1427752
16	1,62	1470612
17	1,73	1433545
18	1,84	1428003
19	1,94	1484699
20	2,05	1461332
21	2,15	1497722
22	2,26	1534101
23	2,37	1488339
24	2,47	1533637
25	2,57	1553229
26	2,68	1573066
27	2,79	1524334
28	2,9	1496891
29	3,01	1528132
30	3,11	1540151
31	3,22	1487142
32	3,34	1457932
33	3,44	1494536
34	3,56	1389714
35	3,67	1366716
36	3,78	1367575
37	3,9	1364509
38	4,01	1360318
50	7,01	1200210

Passo	Spostamento	Taglio
	(cm)	(daN)
39	4,12	1405218
40	4,23	1432815
41	4,33	1450880
42	4,45	1402468
43	4,55	1428546
44	4,67	1313274
45	4,78	1373916
46	4,88	1411490
47	4,99	1425975
48	5,1	1368884
49	5,21	1341098
50	5,31	1385329
51	5,42	1334060
52	5,52	1370054
53	5,63	1393869
54	5,74	1337511
55	5,85	1375749
56	5,95	1403398
57	6,06	1417498
58	6,17	1344756
59	6,27	1377724
60	6,38	1399988
61	6,49	1414511
62	6,59	1425109
63	6,7	1346810
64	6,81	1377223
65	6,91	1382784
66	7,03	1261923
67	7,13	1289178
68	7,24	1298548
69	7,36	1151893
70	7,46	1204730
71	7,58	1127318
72	7,68	1266655

 $\textbf{Tabella 4.25} \ \ Valori \ di \ taglio \ alla \ base \ e \ spostamento \ nell'analisi \ 11 (sisma + X \ 1^{\circ} \ modo \ eccentrico \ +)$

Nella tabella 4.25 sono stati riportati i valori del taglio alla base e degli spostamenti del nodo di controllo per i diversi passi di carico che hanno caratterizzato l'analisi 11. Sono stati evidenziati il passo 20(verde), passo 50 (giallo), e il passo 72(rosso), ai quali sono associate le immagini del progressivo danneggiamento di alcune pareti significative che verrano riportate in seguito. In arancio è stato evidenziato il valore del massimo taglio alla base raggiunto durante l'analisi, corrispondente al passo di carico 26.

Nelle figure seguenti(4.73-4.88) sono stati riportati i prospetti di alcune pareti dell'edificio soggette all'azione sismica in direzione + X 1° Modo eccentricità +, per quattro passi di carico arbitrari nei quali è possibile apprezzare il progressivo stato di danneggiamento degli elementi maschi, fasce di piano e elementi in c.a. Sono state scelte le pareti esterne 13 e 24, che corrispondono ai prospetti che affacciano su Via Muggia e Via Garibaldi, e la pareti interne 5 e 10. In ogni immagine è stata inserita una legenda colorata dove ad ogni colore è assegnato il tipo di danno a cui è soggetto l'elemento. Per le pareti esterne 13 e 24 si può notare come all'incremento del taglio alla base nei vari passi si innescano i classici meccanismi di plasticizzazione e rottura per taglio per ciò che concerne le fasce di piano, e la progressiva plasticizzazione e rottura per pressoflessione dei maschi murari. Per le pareti interne 5 e 10, nelle quali le porte sono prive di architravi in c.a, si possono notare maggiormente meccanismi di rottura per presso flessione per la maggior parte delle fasce e buona parte dei maschi murari.

Passo 1 parete 13 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

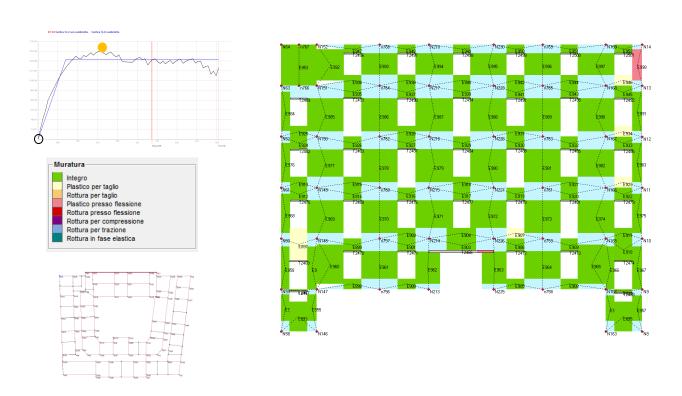


Figura 4.73 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 13 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

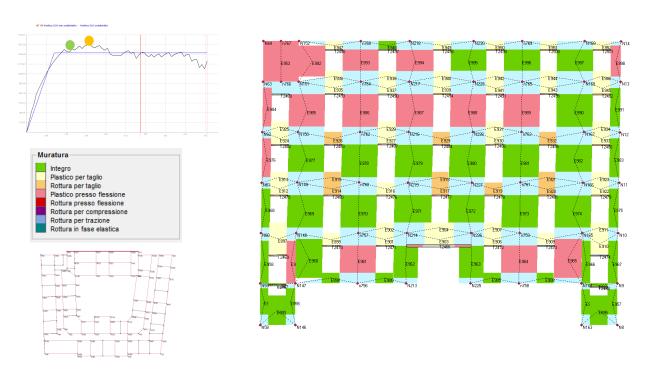


Figura 4.74 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 50 parete 13 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

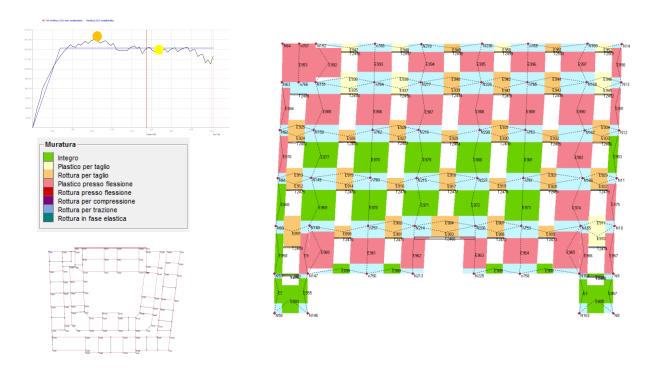


Figura 4.75 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 50 dell'analisi pushover considerata.

Passo 73 parete 13 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

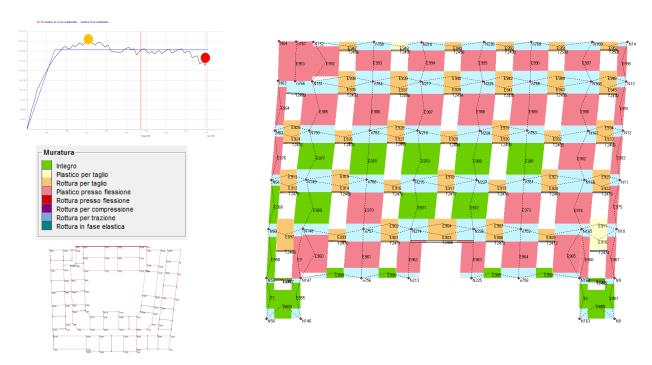


Figura 4.76 – Stato di danneggiamento della parete 13 al passo 73 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 24 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

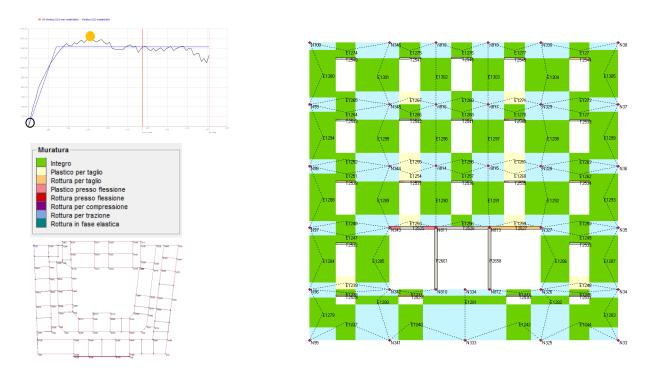


Figura 4.77 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 24 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

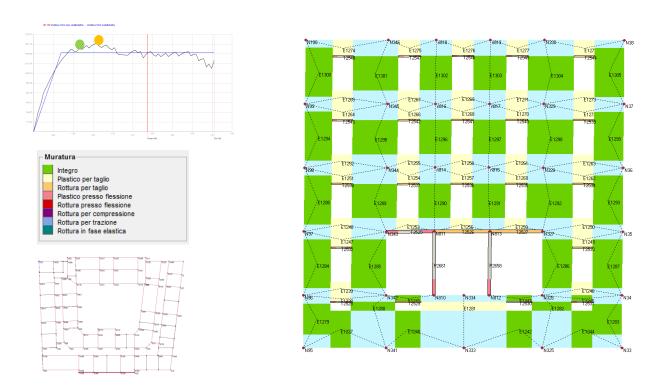


Figura 4.78 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 50 parete 24 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

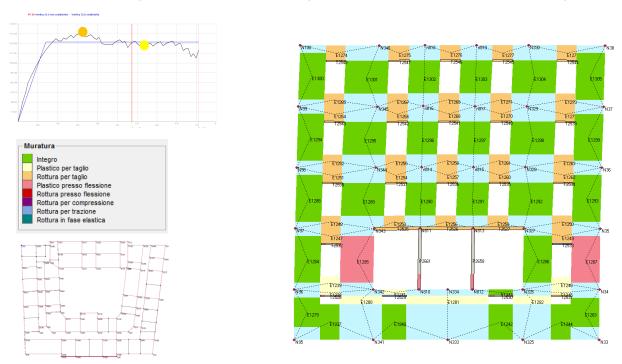


Figura 4.79 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 50 dell'analisi pushover considerata.

Passo 73 parete 24 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

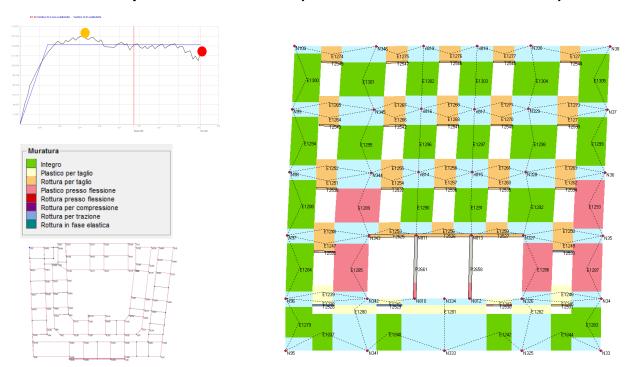


Figura 4.80 – Stato di danneggiamento della parete 24 al passo 73 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 5 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

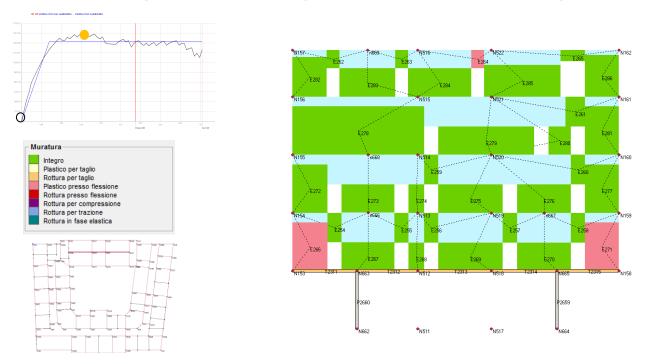


Figura 4.81 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 5 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico)

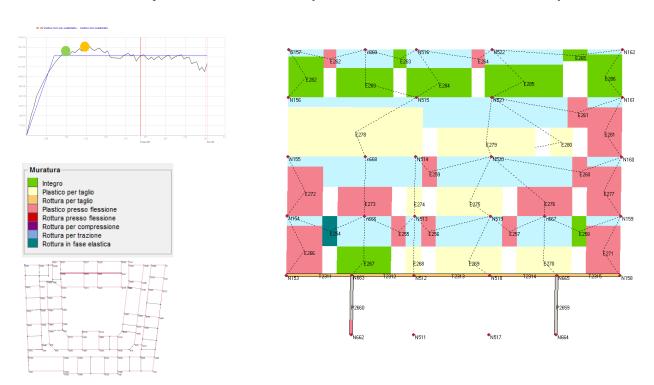


Figura 4.82 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 50 parete 5 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

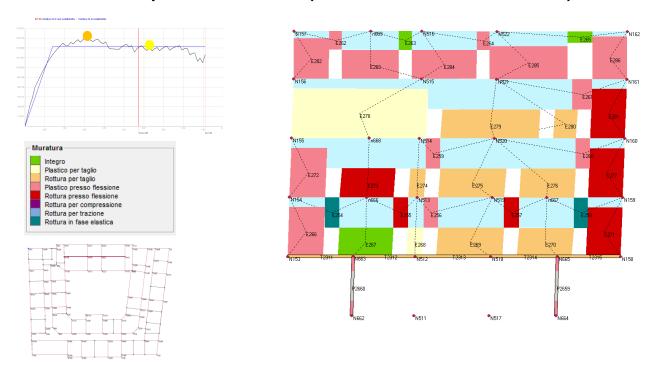


Figura 4.83 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 50 dell'analisi pushover considerata.

Passo 73 parete 5 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico)

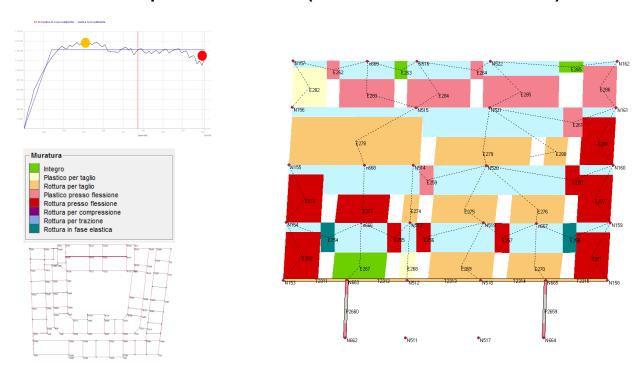


Figura 4.84 – Stato di danneggiamento della parete 5 al passo 73 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 10 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

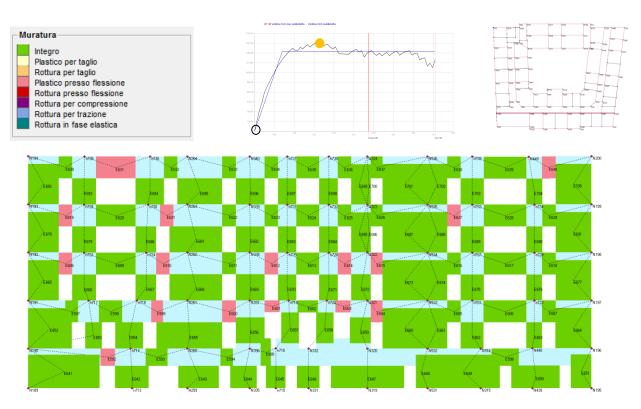


Figura 4.85 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 10 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

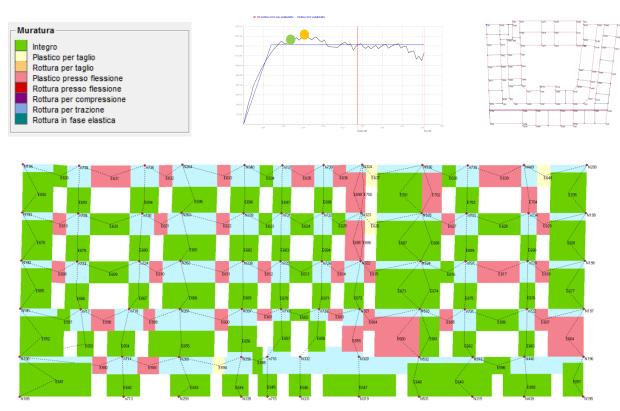


Figura 4.86 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 50 parete 10 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

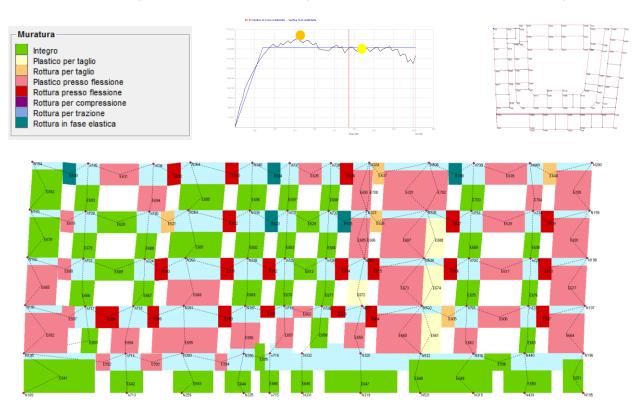


Figura 4.87 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 50 dell'analisi pushover considerata.

Passo 73 parete 10 Analisi 11 (sisma + X 1°modo Eccentrico+)

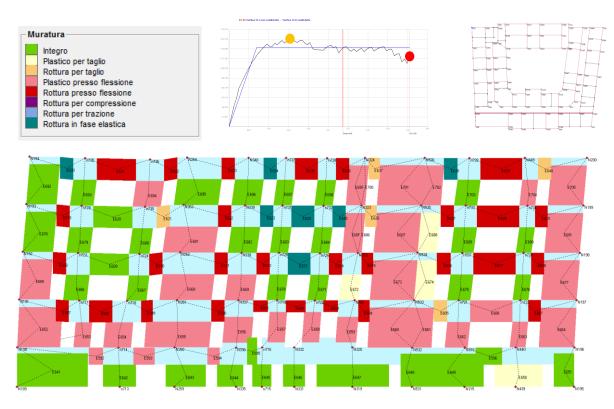


Figura 4.88 – Stato di danneggiamento della parete 10 al passo 73 dell'analisi pushover considerata.

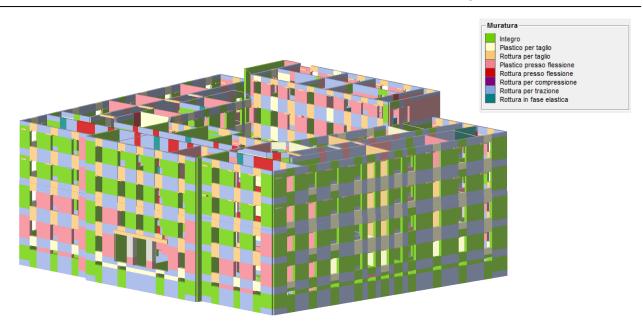


Figura 4.89 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 11.

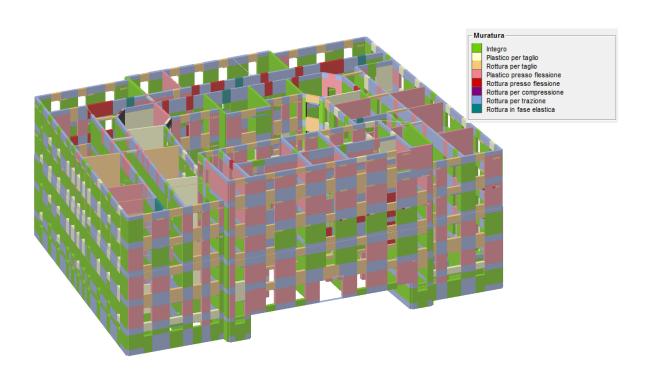


Figura 4.90 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 11.

Analisi 6 (sisma + Y 1°modo) : curva pushover e dettaglio verifiche

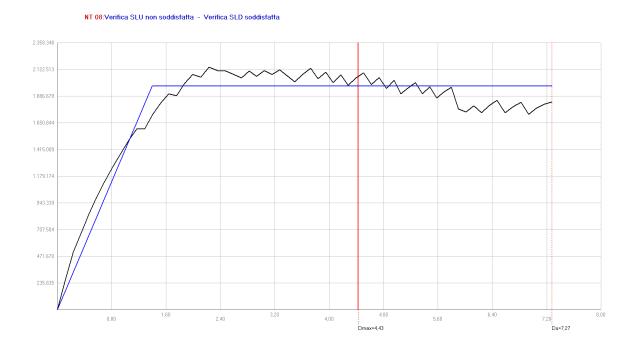


Figura 4.91 - Curva push-over Analisi 6 (sisma +Y 1°modo)

Dettaglio verifiche Analisi 6 (sisma +Y 1° modo)

Nella tabella 4.26 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico- perfettamente plastico.



Tabella 4.26 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Dalla tabella si può vedere come la struttura in esame abbia una capacità di spostamento sufficiente al superamento della prima condizione (7,27 cm > 4,43), ma non rispetta la seconda condizione (q*=3,17>3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

TRc (tempo di ritorno di capacità) = 788 anni < 949 anni = TRb (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = 1,61 m/s² < 1,7 m/s² = PGA_D(accelerazione di domanda)

 $\alpha_{TR} = TRc/TRD = 0.830 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.947 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.26 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 16.405.218,51 Kg

T* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,493 s

m* = massa del sistema equivalente = 8.723.359,17 Kg

G = coefficiente di partecipazione = 1,28

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 1.551,124 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 1,10 cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 5,70 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u^*\Gamma$) = 7,27 cm

Duttilità disponibile = 5,20

Nella tabella non è contenuto il valore della rigidezza k* del sistema equivalente, tuttavia è possibile ricavarla in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^{2*}m^*/T^{*2}$) = 144.496.645 Kg/m

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
1	0	0
2	0,12	254152
3	0,23	508304
4	0,35	674249
5	0,46	838800
6	0,58	992089
7	0,7	1132462
8	0,81	1262122
9	0,93	1381070
10	1,05	1492825
11	1,17	1596476
12	1,29	1600287
13	1,4	1722255
14	1,52	1824549
15	1,64	1909439
16	1,76	1891723
17	1,87	2000291
18	1,99	2080101
19	2,11	2055864
20	2,23	2143953
21	2,35	2114085
22	2,48	2109205
23	2,59	2077696
24	2,71	2049018
25	2,82	2111231
26	2,93	2063693
27	3,04	2113244
28	3,16	2079899
29	3,27	2119701
30	3,38	2066757
31	3,49	2015655
32	3,61	2080938
33	3,72	2132500
34	3,83	2042094
35	3,95	2100594
36	4,06	2008075
37	4,17	2075497
38	4,28	1981943

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
39	4,39	2047299
40	4,51	2093056
41	4,62	1988786
42	4,73	2051672
43	4,84	1957643
44	4,95	2027362
45	5,05	1907966
46	5,16	1959072
47	5,27	2008587
48	5,37	1907949
49	5,48	1969769
50	5,58	1870210
51	5,69	1923874
52	5,8	1965643
53	5,9	1773062
54	6,01	1746242
55	6,12	1802330
56	6,24	1739945
57	6,35	1804888
58	6,47	1848677
59	6,59	1739495
60	6,7	1796745
61	6,82	1832765
62	6,93	1727426
63	7,04	1781427
64	7,16	1815513
65	7,27	1837517

Tabella 4.27 Valori di taglio alla base e spostamento nell'analisi 6 (sisma + Y 1° modo).

Nelle figure seguenti(4.92-4.103) sono stati riportati i prospetti di alcune pareti dell'edificio soggette all'azione sismica in direzione +Y 1° Modo, per quattro passi di carico arbitrari nei quali è possibile apprezzare il progressivo stato di danneggiamento degli elementi maschi, fasce di piano e elementi in c.a.Sono state scelte la parete 11 che affaccia su Viale Fratti, la parete interna 16, e la parete 26 che affaccia sul cortile interno. In ogni immagine è stata inserita una legenda colorata dove ad ogni colore è assegnato il tipo di danno a cui è soggetto l'elemento. Per le parete 11 si può notare come all'incremento del taglio alla base nei vari passi si innescano i classici meccanismi di plasticizzazione e rottura per taglio delle fasce di piano, solo pochi maschi si plasticizzano per pressoflessione. Nella parete 16 si riscontrano rotture delle fasce di piano per pressoflessione, plasticizzazione per pressoflessione di alcuni maschi, mentre per alcuni altri rottura per taglio. Nella parete 26 rottura a taglio di tutte le fasce di piano e plasticizzazione per pressoflessione di pochi maschi murari.

Passo 1 parete 11 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

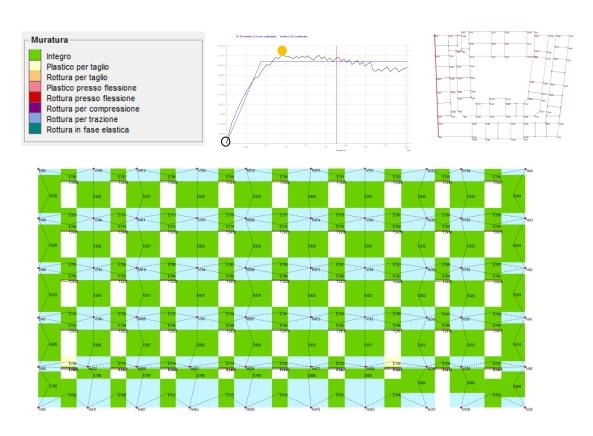


Figura 4.92 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 11 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

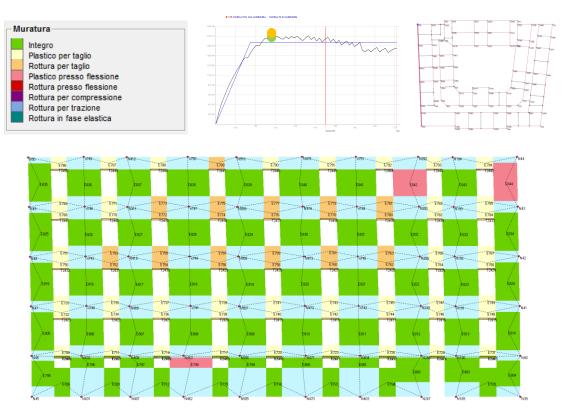


Figura 4.93 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 40 parete 11 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

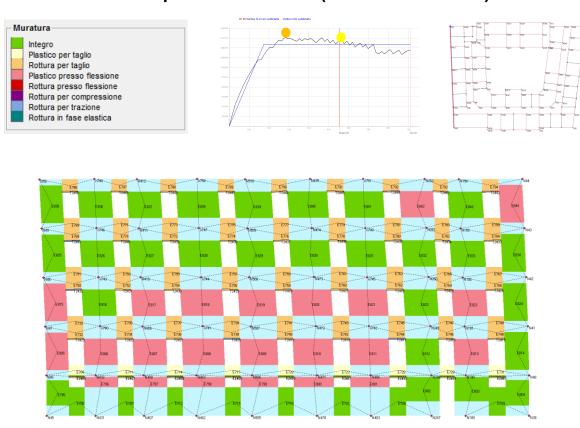


Figura 4.94 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 40 dell'analisi pushover considerata.

Passo 66 parete 11 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

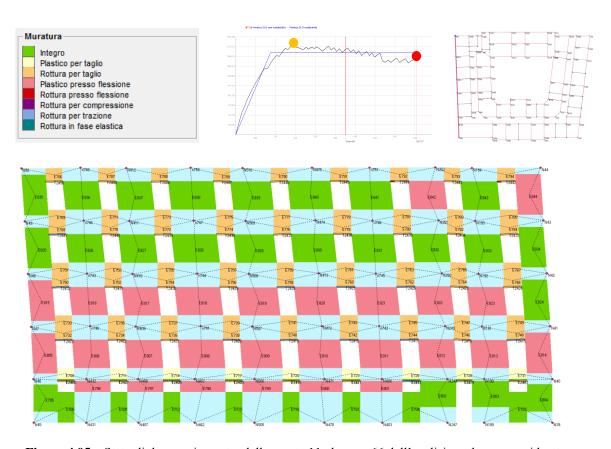


Figura 4.95 – Stato di danneggiamento della parete 11 al passo 66 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 16 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

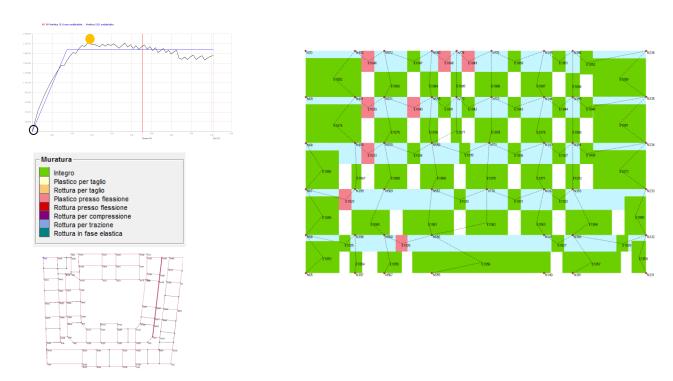


Figura 4.96 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 16 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

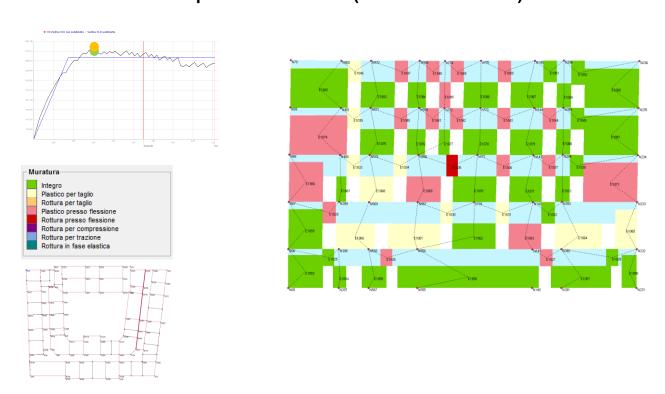


Figura 4.97 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 40 parete 16 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

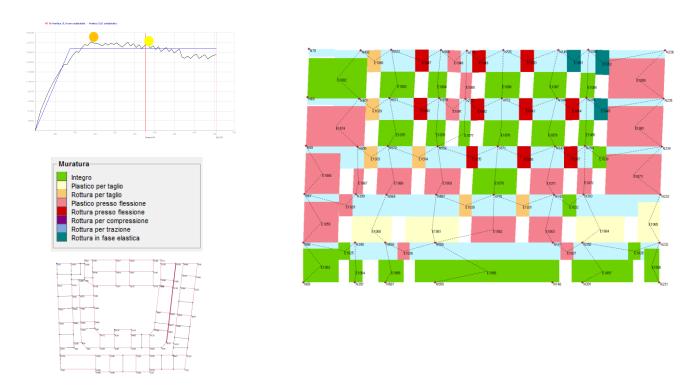


Figura 4.98 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 40 dell'analisi pushover considerata.

Passo 66 parete 16 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

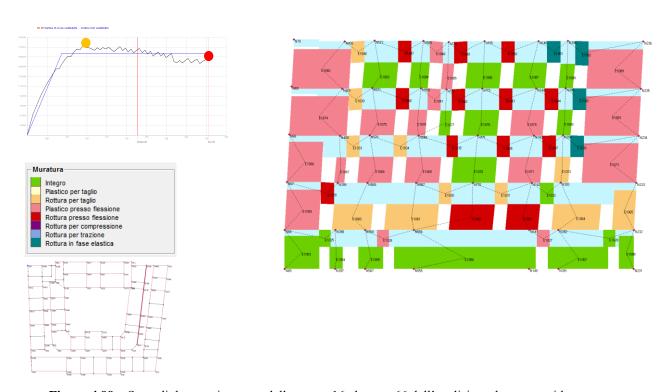


Figura 4.99 – Stato di danneggiamento della parete 16 al passo 66 dell'analisi pushover considerata.

Passo 1 parete 26 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

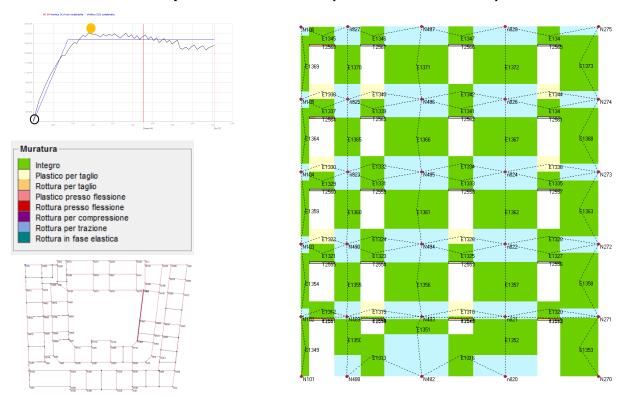


Figura 4.100 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 1 dell'analisi pushover considerata.

Passo 20 parete 26 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

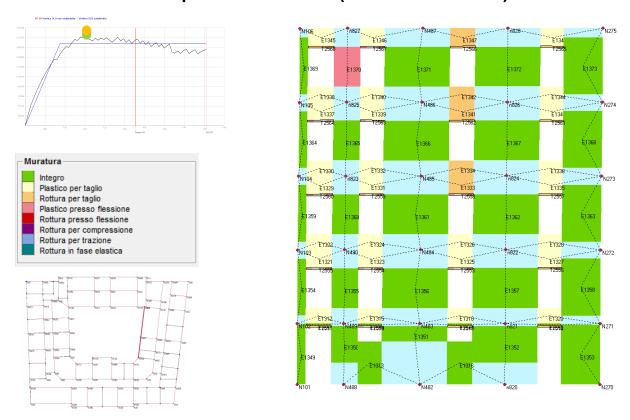


Figura 4.101 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 20 dell'analisi pushover considerata.

Passo 40 parete 26 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

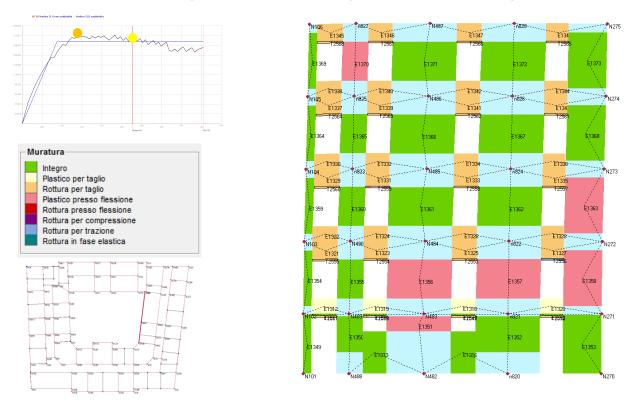


Figura 4.102 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 40 dell'analisi pushover considerata.

Passo 66 parete 26 Analisi 6 (sisma + Y 1°modo)

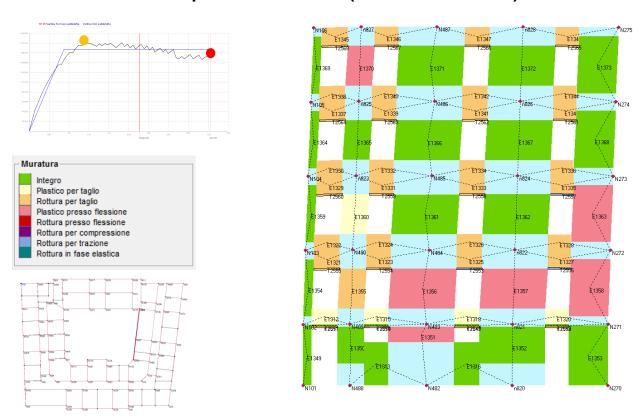


Figura 4.103 – Stato di danneggiamento della parete 26 al passo 66 dell'analisi pushover considerata.

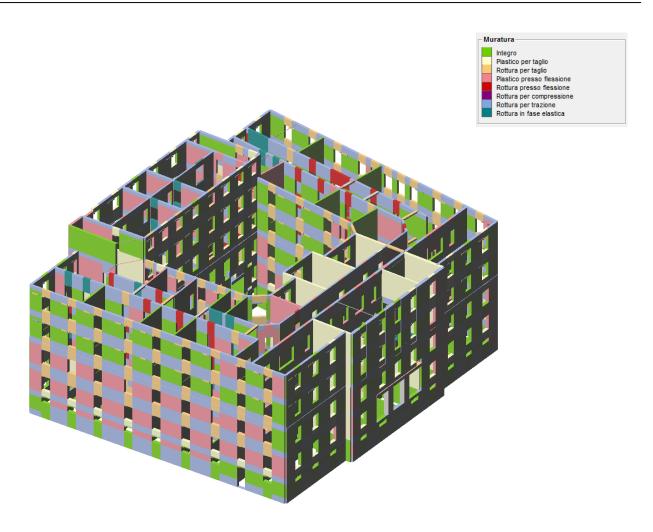


Figura 4.104 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 6.

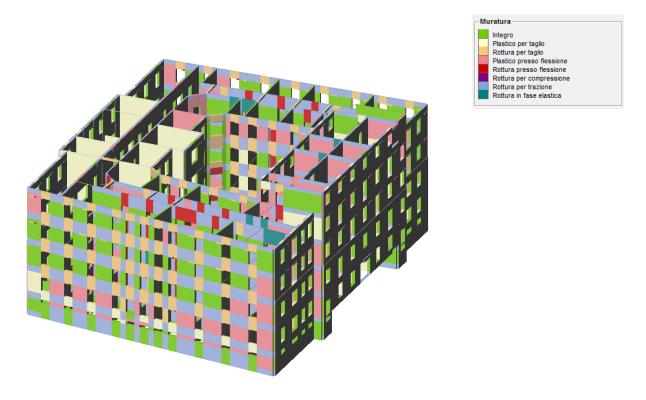


Figura 4.105 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 6.

4.2.6 Verifiche sismiche del modello "Blocco Nord" con solai infinitamente rigidi

Nella tabella 4.28 sono stati riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dal programma sul modello "Blocco Nord" nell'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi. Come si può notare l'edificio è risultato non verificato per 12 delle 24 analisi effettuate, cioè per tutte le analisi relative alla direzione X del sisma. L'analisi più gravosa è risultata essere la 15, sisma direzione - X con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +, per questa analisi è stata riportata nella Figura 4.106 la curva pushover. Il tempo di ritorno associato a questa analisi è di 278 anni, contro i 224 anni dell'analogo modello con solai a deformabilità effettiva. Nella direzione Y l'analisi più gravosa è la 6, sisma direzione +Y con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare.

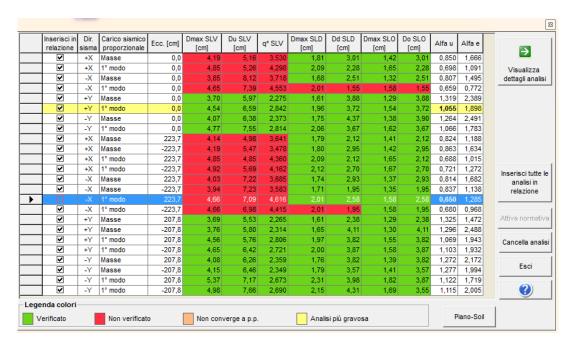


Tabella 4.28 Risultati analisi pushover per Modello "Blocco Nord" con impalcati rigidi

Analisi 15 (sisma- X 1°modo Eccentrico +) : curva pushover e dettaglio verifiche

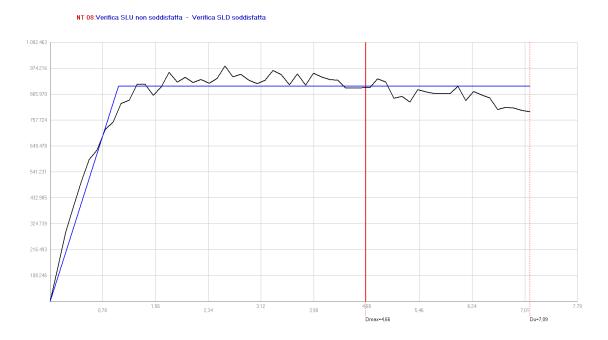


Figura 4.106 - Curva push-over Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico+)

Dettaglio verifiche Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico)

Nella tabella 4.29 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico- perfettamente plastico.

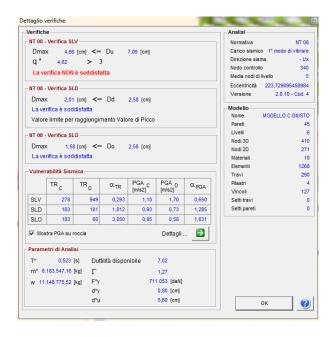


Tabella 4.29 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Dalla tabella si può vedere come la struttura in esame abbia una capacità di spostamento sufficiente al superamento della prima condizione (7,09 cm > 4,66 cm), ma non rispetta la seconda condizione (q*=4,62>3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

 $\mathbf{TR}_{\mathbf{C}}$ (tempo di ritorno di capacità) = **278 anni** < **949 anni** = $\mathbf{TR}_{\mathbf{D}}$ (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = 1,10 m/s² < 1,7 m/s² = PGA_D(accelerazione di domanda)

 $\alpha_{\rm TR} = {\rm TR_C}/{\rm TR_D} = 0.293 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.650 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.29 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 11.148.775,52 Kg

 T^* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,523 s

m* = massa del sistema equivalente = 6.163.547,16 Kg

G = coefficiente di partecipazione = 1,27

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 711.053 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 0,80 cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 5,60 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u \cdot G$) = 7,09 cm

Duttilità disponibile = 7,02

Nella tabella non sono contenute altre grandezze che caratterizzano il sistema equivalente e quello reale, ma che è possibile ricavare in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^2 \cdot m^* / T^{*2}$) = 90.718.360,61 Kg/m

4.2.7 Verifiche sismiche del modello "Blocco Sud" con solai infinitamente rigidi

Nella tabella 4.30 sono stati riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dal programma. Come si può notare l'edificio è risultato non verificato per 20 delle 24 analisi effettuate. L'analisi più gravosa è risultata essere la 15, sisma direzione - X con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +, per questa analisi è stata riportata nella Figura 4.107 la curva pushover. Nella direzione Y l'analisi più gravosa è la 19, sisma direzione +Y con distribuzione delle forze proporzionale al 1°modo di vibrare con eccentricità +.

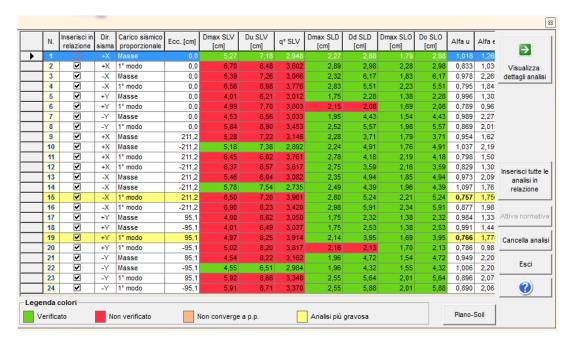


Tabella 4.30 Risultati analisi pushover per Modello "Blocco Sud" con impalcati rigidi

Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico +) : curva pushover e dettaglio verifiche

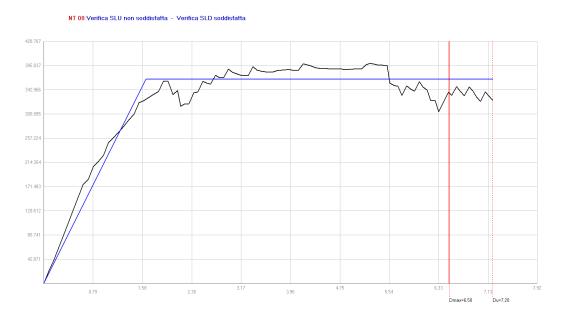


Figura 4.107 -Curva push-over Analisi 15 (sisma -X 1°modo Eccentrico+)

Dettaglio verifiche Analisi 15 (sisma -X 1ºmodo Eccentrico)

Nella tabella 4.31 riportata qui sotto sono riassunti i risultati delle verifiche. Sono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO, i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura che ci permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio, e tutti i parametri che caratterizzano il sistema equivalente ad 1 GDL caratterizzato da un comportamento elastico- perfettamente plastico.

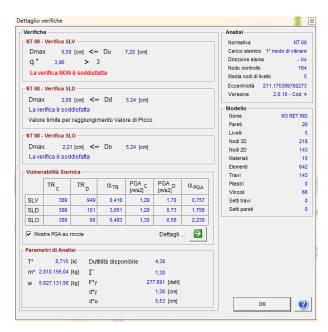


Tabella 4.31 Dettaglio verifiche

Per il superamento della verifica allo SLV sono richieste due condizioni:

- La domanda di spostamento della struttura (Du) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (Dmax);
- Il valore q * del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Dalla tabella si può vedere come la struttura in esame abbia una capacità di spostamento sufficiente al superamento della prima condizione (7,20 cm > 6,50 cm), ma non rispetta la seconda condizione (q*=3,96>3).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

 $\mathbf{TR}_{\mathbf{C}}$ (tempo di ritorno di capacità) = 389 anni < 949 anni = $\mathbf{TR}_{\mathbf{D}}$ (tempo di ritorno di domanda)

PGAc(accelerazione di capacità) = 1,29 m/s² < 1,7 m/s² = PGA_D(accelerazione di domanda)

 $\alpha_{TR} = TRc/TRD = 0.410 < 1$

 $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.757 < 1$

Nella parte bassa della Tabella 4.31 sono riportati i parametri dell'analisi :

W = peso complessivo dell'edificio = 5.627.131,56 Kg

 T^* = periodo di vibrazione del sistema equivalente = 0,710 s

m* = massa del sistema equivalente = 2.810.156,04 Kg

 Γ = coefficiente di partecipazione = 1,30

F*y = forza di snervamento del sistema equivalente = 277.691 daN

d*y = spostamento elastico del sistema equivalente = 1,26cm

d*u = spostamento richiesto del sistema equivalente = 5,53 cm

Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u *\Gamma$) = 7,20 cm

Duttilità disponibile = 4,38

Nella tabella non sono contenute altre grandezze che caratterizzano il sistema equivalente e quello reale, ma che è possibile ricavare in modo semplice :

 k^* = rigidezza del sistema equivalente (k^* = $4\pi^{2*}m^*/T^{*2}$) = 22.443.034,97 Kg/m

CONCLUSIONI

Nella tesi è qui presentata, in accordo con le disposizioni normative contenute nel D.M. 14/01/08 "Norme tecniche per le costruzioni", il comportamento statico e sismico dell' edificio "ex-Magistrato per il Po", situato nel Comune Parma in strada Giuseppe Garibaldi n° 75. L'edificio in oggetto è caratterizzato da una pianta irregolare di forma trapezoidale e da un complicato scheletro strutturale con quote di fondazione sfalsate e piani non costanti in altezza.

Dalla documentazione disponibile, dai rilievi in-situ effettuati e dai risultati delle prove sperimentali, è stato possibile conseguire il livello di conoscenza LC2 e valutare con buona approssimazione le resistenze di progetto ed i carichi agenti necessari per la successiva fase di modellazione. Attraverso le indagini in-situ, inoltre, è stato possibile comprendere che l'edificio presenta un comportamento scatolare; non sono state individuate vulnerabilità strutturali significative e la struttura portante sembra essere stata realizzata con un adeguata cura. Di conseguenza, le strutture sono state verificate nei confronti del loro comportamento globale e sono state omesse le verifiche dei meccanismi locali.

La modellazione numerica dell'edificio in esame è stata effettuata utilizzando il programma 3Muri, sviluppato dalla S.T.A. DATA che ha permesso di effettuare una schematizzazione dell'edificio mediante macroelementi finiti bidimensionali, ovvero porzioni di muratura ben individuate geometricamente (maschi, fasce, blocchi rigidi) in cui si realizzano le concentrazioni del danno. La schematizzazione a telaio equivalente ha inoltre consentito di considerare la configurazione tridimensionale delle strutture e modellare l'interazione fra gli elementi in muratura e quelli in c.a. L'impossibilità di tenere in conto del giunto strutturale all'interno del modello globale ci ha portato a realizzare due modelli distinti delle porzioni di struttura divise dal giunto, che ci hanno restituito risultati poco attendibili in quanto non è stato possibile vincolare in modo opportuno le pareti in corrispondenza del giunto. Per questo motivo, ai fini dell'adeguamento sismico, sono stati ritenuti più realistici i risultati ottenuti dalle analisi svolte sul modello globale.

Le contropareti in calcestruzzo armato del piano seminterrato non sono state modellate a favore di sicurezza.

Per valutare la vulnerabilità sismica della struttura è stata impiegata l'analisi statica non lineare (pushover) che ha permesso di considerare il comportamento non lineare della muratura e valutare la risposta globale dell' edificio.

Le verifiche statiche e sismiche effettuate hanno evidenziato come, in generale, gli elementi strutturali (e quelli non strutturali) dell'edificio siano in condizioni tali da non soddisfare pienamente i requisiti di sicurezza imposti dalla normativa vigente per le costruzioni esistenti (Capitolo 8 del DM08).

Rispetto ai carichi statici, le situazioni di debolezza strutturale emerse dalle verifiche condotte riguardano principalmente i solai del piano sottotetto, sui quali grava attualmente un carico molto superiore a quello originariamente previsto in fase di progetto.

Per tale ragione, nell'eventualità di una sistemazione dei locali del quarto piano dell'ala

rivolta verso via Garibaldi/viale Mentana è auspicabile una modifica dell'attuale destinazione d'uso e, se prevista una ristrutturazione, sono da prevedersi più approfondite indagini sulla resistenza dell'impalcato, al fine di individuare in particolare l'effettiva armatura presente all'appoggio ed in mezzeria.

Le verifiche sulle strutture verticali in muratura dell'edificio non hanno fornito risultati pienamente soddisfacenti; tuttavia, gli esiti ottenuti sono risultati fortemente penalizzati dall'assunzione di un elevato fattore di sicurezza per la muratura ($\gamma_M = 3$), abbinato al fattore di confidenza FC = 1.2 (riducendo tali valori si nota infatti un generale miglioramento delle verifiche stesse).

Rispetto all'azione sismica, l'edificio non risulta essere in grado di sostenere il sisma di progetto, caratterizzato da un periodo di ritorno di 949 anni, ma risulta tuttavia in grado di sostenere un'azione sismica con periodo di ritorno pari a 334 anni in direzione X (direzione Nord-Sud parallela a Via Garibaldi) e 725 anni in direzione Y (direzione Est-Ovest parallela a viale Mentana) nell'ipotesi di modello globale con solai a deformabilità effettiva. In particolare, la debolezza dell'edificio in direzione X è principalmente legata alla presenza dei due telai in c.a. presenti nella parte centrale delle due ali di via Garibaldi e via Muggia, al piano terreno, che interrompono la continuità verticale dei setti murari sovrastanti. Altro elemento di debolezza dell'edificio è rappresentato dalle fasce di piano, dal momento che, specialmente per i setti interni, esse non appaiono sostenute da un architrave strutturalmente efficace, ma presentano delle piattabande in laterizio di modesta efficacia. Conseguentemente, un possibile intervento di miglioramento del comportamento globale potrebbe consistere proprio in un consolidamento delle fasce di piano stesse, mentre non appaiono necessari né consolidamenti delle pareti murarie (realizzate in un sostanziale rispetto della regola d'arte, con mattoni pieni a 3 e 4 teste), né irrigidimenti dei solai, che porterebbero ad un incremento dei carichi su di essi agenti, con conseguente possibile insorgenza di problemi di natura statica. Si ritiene comunque auspicabile l'esecuzione di lavori di ripristino in tutti quei locali, ubicati specialmente al piano interrato e nel sottotetto, in cui i solai versano localmente in condizioni di generale degrado, con barre a nudo ed elementi di laterizio danneggiati in più punti.

BIBLIOGRAFIA:

"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" - DM 14 gennaio 2008

Appendice al Capitolo 8 - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009

Manualetto RDB - RDB Piacenza, anno 1958

"Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica"- Pietro Lenza ,Aurelio Ghersi; con la partecipazione di Bruno Calderoni.- Palermo: Dario Flaccovio,2011

"Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura"- Michele Vinci - Palermo: Dario Flaccovio, 2012

Tutorial e manuali allegati al programma 3 Muri STA DATA software