



UNIVERSITÀ TELEMATICA PEGASO

Corso di laurea in

LAUREA TRIENNALE IN INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE L-7

Insegnamento di

SCIENZA DELLE COSTRUZIONI

TITOLO ELABORATO

**ANALISI EDIFICIO IN MURATURA IN ADEGUAMENTO
PER IL MIGLIORAMENTO DI DUE CLASSI SISMICHE**

RELATORE:

Ch.mo Prof.re Fabbrocino Francesco

CANDIDATO:

Stefano Brissoni
Matricola: 070180094

Anno Accademico
2020/2021

Indice

1. Storia sismica in Italia.....	4
1.1 Premessa.....	4
1.2 Ubicazione temporale e localizzazione dei fenomeni sismici in Italia.....	7
1.2.1 Terremoti avvenuti nel primo millennio dopo cristo.....	8
1.2.2 Terremoti avvenuti dall'anno 1000 all'anno 2019.....	10
1.2.3 Importanti terremoti avvenuti nell'immediato recente.....	12
2. Classificazione sismica in Italia.....	18
2.1 Evoluzione della classificazione.....	18
2.2 Classificazione vigente.....	26
2.3 Confronto storia – classificazione sismica e considerazioni finali.....	27
3. Meccanismi comuni di collasso di strutture in muratura.....	28
3.1 Premessa.....	28
3.2 Analisi del materiale.....	30
3.3 Tipologie di meccanismi di collasso.....	34
3.3.1 Meccanismi di collasso di primo modo.....	35
3.3.1.1 Meccanismo di ribaltamento semplice di parete.....	35
3.3.1.2 Meccanismo di ribaltamento composto di parete e cantonali...35	
3.3.1.3 Meccanismo di flessione verticale.....	37
3.3.1.4 Meccanismo di flessione orizzontale.....	38
3.3.2 Meccanismi di collasso di secondo modo.....	40

4. Normativa in materia di sicurezza sismica, norme tecniche per le costruzioni 2018 relative a murature.....	43
4.1 Premessa.....	43
4.2 Capitoli NTC2018 inerenti le costruzioni in muratura.....	44
4.2.1 Paragrafo 4.5.....	44
4.2.2 Paragrafo 7.8.....	46
4.2.3 Paragrafo 8.7.1.....	49
4.2.4 Paragrafo 11.10.....	52
5. Caso di studio di un edificio in muratura con analisi e verifiche degli elementi murari secondo NTC 2018.....	53
5.1 Inquadramento territoriale.....	53
5.2 Analisi storica dell'edificio.....	54
5.3 Rilievo geometrico.....	57
5.4 Livello di conoscenza e fattore di confidenza.....	65
5.5 Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	66
5.6 Analisi dei carichi.....	69
5.7 Modellazione e analisi struttura oggetto di studio tramite software 3Muri.....	74
5.8 Classificazione sismica stato di fatto.....	91
5.9 Interventi di miglioramento sismico.....	93
5.10 Classe sismica di progetto.....	100
6. Conclusioni.....	102
7. Bibliografia e sitografia.....	103

1. Storia sismica in Italia

1.1 Premessa

Il territorio in cui viviamo e dove sorge qualsiasi edificio è il guscio più esterno del pianeta. Questo strato viene chiamato crosta terrestre ed ha uno spessore limitato di massimo 60 km; al di sotto della crosta troviamo il mantello costituito da astenosfera (manto più superficiale) e mesosfera, infine il nucleo esterno e il nucleo interno.

La crosta terrestre non è stabile per via dei movimenti del mantello dovuti a riscaldamenti interni in strati profondi (moti convettivi) ed è divisa in zolle che “galleggiano” sull’astenosfera dette placche tettoniche.

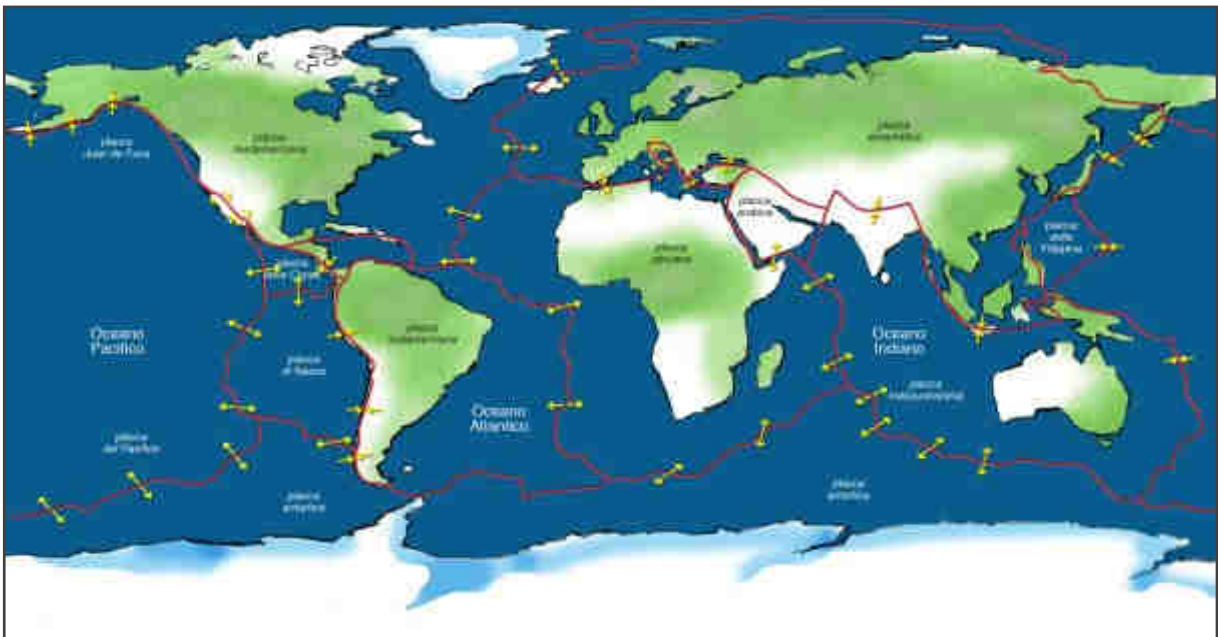


Figura n°1 – *Le placche tettoniche e i loro movimenti*

I movimenti del mantello spingono e trascinano le placche generando sforzi che sono massimi vicino ai confini tra le placche stesse e minimi al loro interno. In tutto vi sono circa venti placche di cui sette maggiori: eurasiatica, africana, indoaustraliana, nordamericana, sudamericana, antartica, pacifica e l’Italia è proprio situata al margine della convergenza tra le due grandi placche eurasiatica e africana.

La convergenza taglia il nostro paese in due parti percorrendo tutta la catena degli appennini e quella delle alpi.



Figura n°3 – *Le placche tettoniche nel Bacino del Mediterraneo*

Il movimento relativo tra le due placche eurasiatica e africana causa accumulo di energia rilasciata sotto forma di terremoti. La convergenza tra le due placche sopramenzionate rende l'Italia uno dei paesi geologicamente più attivi al mondo e conseguentemente uno dei paesi a maggior rischio sismico al mondo.

La grandezza di un terremoto si misura con due valori diversi: l'intensità e la magnitudo. La magnitudo è ulteriormente misurabile in due modi, la magnitudo Richter (definita anche magnitudo locale - M_L) e la magnitudo momento M_w .

La misura dell'intensità si effettua prendendo in esame gli effetti sull'ambiente, sulle cose e sull'uomo e viene espressa con la scala Mercalli composta da dodici gradi indicati con numeri romani, più alto è il grado, più è disastroso il terremoto.

La misura della magnitudo Richter "è ottenuta a partire dall'ampiezza massima delle oscillazioni registrate su un sismografo standard chiamato "Wood-Anderson" sensibile a onde

sismiche con frequenza relativamente elevata di 0.8 Hz, metodo utilizzabile per terremoti con magnitudo inferiore a 6.0, questo perché i terremoti di magnitudo superiore emettono una parte di energia a frequenze più basse rispetto a 0.8 Hz, per cui la massima ampiezza misurata sul sismografo Wood Anderson non rappresenta tutta l'energia emessa dal terremoto. Per questo motivo i terremoti di magnitudo momento M_w maggiore di 6.0 tendono ad avere valori di magnitudo Richter M_L molto simili. In questi casi si deve quindi far ricorso alla magnitudo momento M_w .

Per calcolare la M_w si deve analizzare una porzione molto lunga dei sismogrammi a larga banda, in modo da considerare tutta l'energia emessa e dare così un valore più realistico. Per far questo si deve aspettare la registrazione di tutto il segnale sismico alle varie (tante) stazioni della Rete Sismica Nazionale e analizzarle. Questo comporta dei tempi più lunghi, non compatibili con gli scopi di protezione civile e con il desiderio del pubblico di avere una informazione immediata.

Ogni unità di magnitudo rappresenta un aumento di 32 volte l'energia rilasciata dalla faglia. Quindi, un terremoto di magnitudo 7.0, ha 32 volte più energia di un terremoto di magnitudo 6.0, e circa mille volte (32×32) più energia di un terremoto di magnitudo 5.0, e un milione di volte più energia di un terremoto di magnitudo 3.0.

La tipologia di magnitudo che viene presa in considerazione in questa dissertazione è la magnitudo momento (M_w), la quale “si calcola sull'intero sismogramma ed è più rappresentativa della grandezza del terremoto; infatti si ottiene a partire dalla stima delle caratteristiche geometriche della faglia, ovvero della sua superficie totale e dello scorrimento lungo il piano di faglia” (fonte: Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia - INGV).

1.2 Ubicazione temporale e localizzazione dei fenomeni sismici in Italia

Per comprendere al meglio la situazione sismica di oggi occorre avere conoscenza dell'ampia storia sismica italiana, ricerca effettuata dal sismologo Mario Baratta, documentata in archivi storici e biblioteche di tutto il paese per quanto riguarda i terremoti più antichi e documentata nei centri di rilevazione sismica ubicati sul territorio italiano per quanto riguardano i terremoti più recenti. Come sostiene il geologo Federico Pasquarè Mariotto, “la sismologia storica possiede un valore indiscusso: conoscere dove un terremoto potrebbe colpire in futuro dipende dal riconoscere se e quando una determinata zona del territorio è stata colpita in passato”.

Questo non significa che i terremoti si possano prevedere: a differenza degli eventi vulcanici, qualsiasi evento sismico è ad oggi non prevedibile ma nonostante ciò è importante ripetere che mappare i luoghi dove sono avvenuti i terremoti e quantificare la loro magnitudo sia di notevole importanza poiché è un indizio che l'evento sismico accaduto possa ripresentarsi.

Con il continuo studio, rilevazione e mappatura dei terremoti si arriva a zonizzare il territorio in materia di rischio sismico sensibilizzando i progettisti e la popolazione sulla prevenzione, costruendo e adeguando edifici che riescano a rispondere alle sollecitazioni prodotte dai terremoti e che riescano per lo meno a garantire l'incolumità delle vite umane.

Nella presente dissertazione si è proceduto a raccogliere quante più informazioni sugli eventi sismici verificatisi nel nostro paese succeduti nella storia; la prima parte di ricerca riguarda dall'anno della nascita di Cristo fino all'anno 1000, una seconda parte riguarda dall'anno 1000 all'anno 2019 e una terza parte approfondisce i terremoti più importanti accaduti nell'immediato recente.

1.2.1 Terremoti avvenuti nel primo millennio dopo cristo

Nella tabella in seguito si riassume il lavoro di ricerca svolto dal sismologo Mario Baratta.

Tabella n°1 – Localizzazione temporale e spaziale dei terremoti in Italia nel primo millennio

Anno	Luogo	Anno	Luogo
2,3,7	Roma	493	Puglia
15	Roma	508	Roma
18	Reggio Calabria, Sicilia	553	Roma
20	Roma	558	Ancona
25	Roma	600	Toscana
27	Roma	615	Pontremoli
37	Capri	624	Toscana
63	Napoletano	659	Sicilia
68/69	Chieti - Abruzzo	672	Pistoia
79	Regione Vesuviana	678	Arezzo
85	Roma	739	Roma
94	Roma	745	Venezia
116	Roma	758	Italia
150	Romagna	778	Treviso
165	Palermo	780	Roma
177	Sicilia	793	Verona
191	Roma	797	Sicilia
209	Regione Garganica	801	Italia
223	Roma	815	Ravenna
238	Vicenza	821	Camerino
243/245	Verona	840	Venezia
254	Verona	843	Napoli
255	Catania	847	Benevento, Isernia
258	Roma	853	Campobasso
260/261	Vicenza, Padova	890	Milano
290	Lodi	894	Sannio, Puglia
300	Potenza	896	Roma
304	Roma	908	Calabria
306	Viterbo	940	Milanese
324	Campania	947	Toscana
326	Sicilia	950	Siracusa, Catania
341	Italia	951	Liguria
344	Campania	963	Sicilia
357	Sicilia	968	Cosenza
362/365/369	Sicilia, Reggio Calabria	973	Anconitano
365/369	Veneto, Lombardia, Spoleto, Trevi	974	Trevigiano
369	Benevento	976	Italia
376	Grecia e Sicilia	977	Toscana
392	Roma	981	Benevento, Capua
441-55	Roma	981	Sicilia
467	Ravenna, Roma	990	Benevento, Ariano
477	Roma	991	Puglia
492	Ravenna	995	Sicilia

Come sottolineato da Baratta, la cronistoria è stata redatta utilizzando le notizie contenute nei cataloghi generali ed in quelli parziali e regionali tuttavia per quanto le ricerche siano state minuziose e lunghe, questo lavoro non può essere completo poiché connesse con i materiali e le strumentazioni dell'epoca.

Dalla ricerca è emerso che nel primo millennio si sono verificati 86 terremoti molto forti, fortissimi, rovinosi e disastrosi (così chiamati da sismologi), dato che all'epoca non vi erano strumentazioni di registrazione della magnitudo, visto il patrimonio edilizio esistente realizzato con la conoscenza dell'epoca, ipotizzo con alta probabilità che tutti questi terremoti siano stati tutti di magnitudo minima pari tra 4.0 e 5.0. I terremoti individuati come localizzazione "Italia" presuppongo sia stato uno sciame sismico (più terremoti in progressione e in località diverse) oppure terremoti di magnitudo ≥ 5.0 i quali si avvertono anche a diverse centinaia di km di distanza.

All'appello mancano i numerosi eventi sismici di bassa intensità all'epoca non rilevabili e ma sicuramente successi poiché la storia recente insegna che vi sono sempre scosse prima e/o dopo un terremoto dette scosse di assestamento.

In colore giallo ho provveduto ad evidenziare i terremoti accaduti in zone prossime alla linea di faglia ovvero in vicinanza alla catena montuosa degli appennini, delle Alpi oppure in Sicilia.

Si potrebbero includere anche i terremoti localizzati come "Italia" e "Toscana" i quali potrebbero trovarsi anche questi in prossimità della convergenza ma non si ha la certezza; in ogni caso, come si può vedere la maggior parte di essi sono localizzati in prossimità della convergenza delle placche, ma non si esclude la possibilità di eventi sismici altrove.

In questa prima analisi si vuole sottolineare come la storia sismica italiana non sia recente, dimostrato dalle numerose informazioni raccolte da Mario Baratta ("I terremoti in Italia" - Baratta, 2020).

1.2.2 Terremoti avvenuti dall'anno 1000 all'anno 2019

L'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia nel suo archivio ha registrato 4860 eventi tra l'anno 1000 e fine anno 2019. Questo elenco comprende anche terremoti di magnitudo 2.0-3.75 di bassa-media intensità. Se analizziamo invece i terremoti di rilevata importanza con una magnitudo $>4.00 \pm 0.25$ vi sono stati circa 4000 terremoti in poco più di 1000 anni di storia.

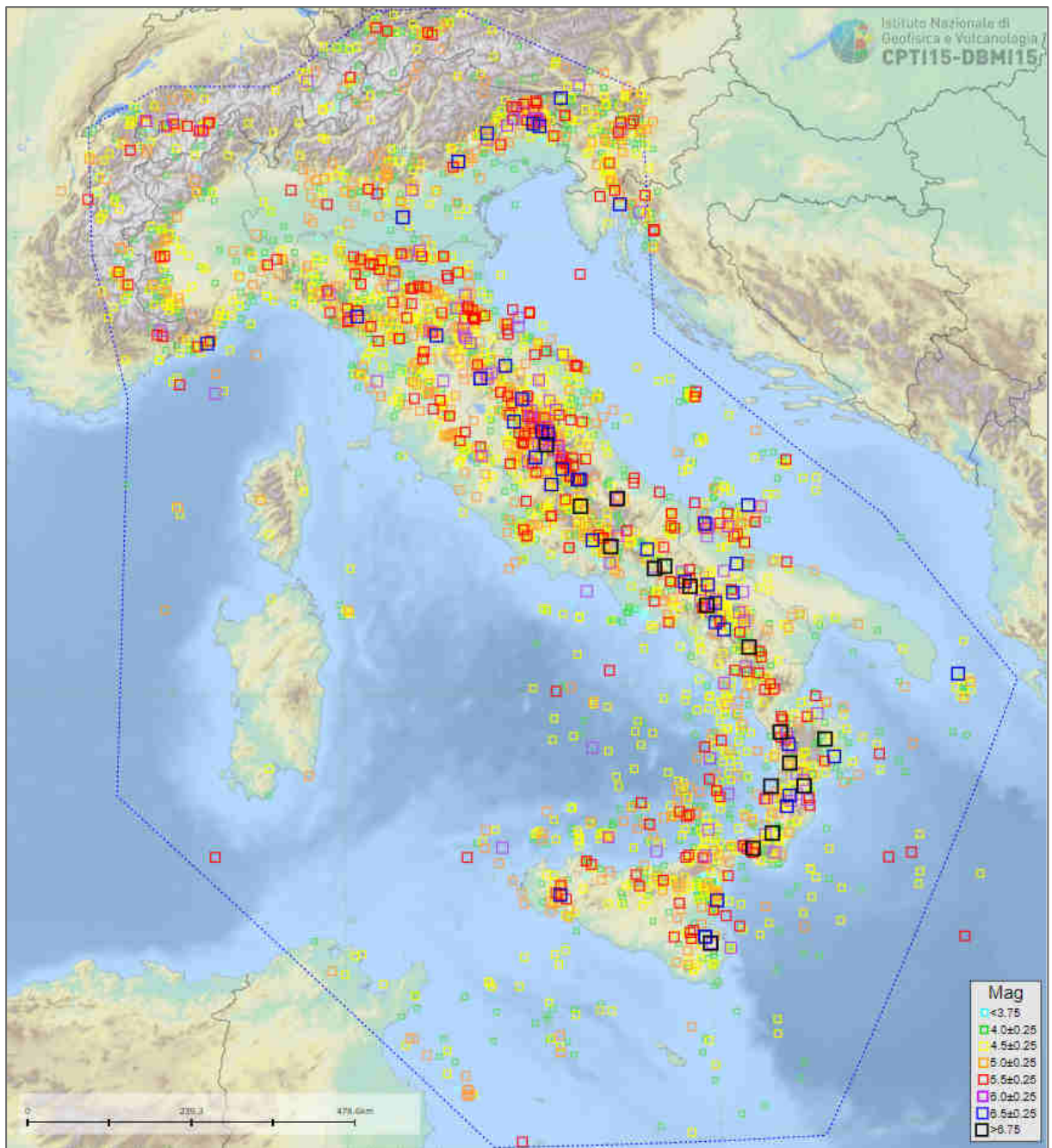


Figura n°4 – Localizzazione spaziale terremoti in Italia dal 1000 al 2019 $M_w > 4.00 \pm 0.25$

Nella mappatura sopra riportata è facile intravedere come gli eventi sismici più importanti si siano verificati sulla catena degli appennini, dalla Calabria fino all'Umbria terremoti di magnitudo anche superiori a 6.75 per poi affievolirsi andando verso nord. La regione siciliana è anch'essa interessata da notevoli eventi sismici, condizionata dalla presenza di fenomeni vulcanici dell'Etna.

Tabella n°2 – Localizzaz. temporale-spaziale terremoti in Italia dal 1900 al 2000 $M_w > 5.80$

Anno	Mese	Giorno	Area epicentro	M_w	Errore	
1905	09	08	Calabria centrale	6,95	±	0,09
1907	10	23	Aspromonte (appennino calabro)	5,96	±	0,08
1908	12	28	Stretto di Messina	7,10	±	0,18
1915	01	13	Marsica (Aquila)	7,08	±	0,08
1916	05	17	Riminese	5,82	±	0,08
1916	08	16	Riminese	5,82	±	0,08
1917	04	26	Alta Valtiberina	5,99	±	0,08
1918	11	10	Appennino forlivese	5,96	±	0,08
1919	06	29	Mugello	6,38	±	0,08
1920	09	07	Garfagnana (Lucca)	6,53	±	0,08
1928	03	07	Calabria centro-meridionale	5,87	±	0,12
1928	03	27	Carnia (Friuli)	6,02	±	0,08
1930	07	23	Irpinia (Avellino)	6,67	±	0,08
1930	10	30	Senigallia	5,83	±	0,08
1933	09	26	Maiella (appennino abruzzese)	5,90	±	0,07
1936	10	18	Alpago Cansiglio (Belluno)	6,06	±	0,08
1941	03	16	Tirreno meridionale	5,91	±	0,16
1946	01	25	Vallese, Sierre (Svizzera)	5,80	±	0,15
1962	08	21	Irpinia (Avellino)	6,15	±	0,08
1963	07	19	Mar Ligure	5,95	±	0,15
1968	01	15	Valle del Belice (Sicilia)	6,41	±	0,09
1976	05	06	Friuli	6,45	±	0,10
1976	09	15	Friuli	5,93	±	0,10
1976	09	15	Friuli	5,95	±	0,10
1977	12	30	Golfo di Policastro (Campania)	5,90	±	0,10
1978	04	15	Golfo di Patti (Messina)	6,03	±	0,10
1978	12	27	Tirreno centrale	5,86	±	0,10
1979	09	19	Appennino umbro-marchigiano	5,83	±	0,10
1980	11	23	Irpinia-Basilicata	6,81	±	0,10
1984	05	07	Monti Meta (appennino abruzzese)	5,86	±	0,10
1994	01	05	Tirreno meridionale	5,82	±	0,10
1997	09	26	Appennino umbro-marchigiano	5,97	±	0,07

I dati sono stati estratti dal catalogo parametrico dei terremoti italiani dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV); dal 1900 al 2000 si sono verificati 32 terremoti molto forti ($M_w > 5.8$) alcuni dei quali sono stati catastrofici, il più forte tra questi è quello del 1908 di magnitudo 7.10 che distrusse Messina e Reggio Calabria, da sottolineare anche quello in Marsica (AQ) nel 1915, quello del Friuli del '76 e quelli dell'Irpinia del '30, del '62 e del '80.

1.2.3 Importanti terremoti avvenuti nell'immediato recente

Nel presente paragrafo si vuole approfondire i maggiori eventi sismici succeduti negli ultimi vent'anni, dati ricavati sempre dal INGV.

Tabella n°3 – Localizzaz. temporale-spaziale terremoti in Italia dal 2001 al 2010 $M_w > 5.00$

Anno	Mese	Giorno	Area epicentro	M_w	Error
2001	05	19	Ionio settentrionale	5,36	± 0,19
2002	09	06	Tirreno meridionale	5,92	± 0,07
2002	09	27	Tirreno meridionale	5,10	± 0,07
2002	10	31	Molise	5,74	± 0,07
2002	11	01	Molise	5,72	± 0,07
2003	03	29	Adriatico centrale	5,43	± 0,07
2003	09	14	Appennino bolognese	5,24	± 0,07
2004	05	05	Isole Eolie	5,42	± 0,07
2004	07	12	Slovenia nord-occidentale	5,12	± 0,07
2004	11	25	Adriatico centrale	5,25	± 0,07
2005	02	07	Stretto di Sicilia	5,01	± 0,07
2006	10	26	Tirreno meridionale	5,79	± 0,07
2007	07	04	Stromboli	5,25	± 0,07
2008	12	17	Tirreno meridionale	5,23	± 0,07
2008	12	23	Parmense	5,36	± 0,07
2009	04	06	Aquilano	6,29	± 0,07
2009	04	06	Aquilano	5,07	± 0,07
2009	04	06	Aquilano	5,09	± 0,07
2009	04	07	Aquilano	5,08	± 0,07
2009	04	07	Aquilano	5,54	± 0,07
2009	04	09	Aquilano	5,39	± 0,07
2009	04	09	Aquilano	5,21	± 0,07
2009	04	13	Aquilano	5,02	± 0,07
2010	11	03	Tirreno meridionale	5,15	± 0,07

Dal 2001 al 2000 si sono verificati ben 24 terremoti di magnitudo $M_w > 5.0$, il più forte tra questi è quello nella notte del 6 aprile 2009 che distrusse l'Aquila; nella tabella n°3 si è voluto evidenziare in colore giallo proprio la sequenza sismica del “terremoto dell'Aquila” e in colore arancione la scossa principale distruttiva. Questa scossa fu preceduta e seguita da una lunga serie di scosse (o sciame sismico) di lieve entità, dal dicembre 2008 e terminate nel 2012; l'INGV ha dichiarato di aver registrato oltre 10 mila scosse 48 ore dopo la scossa principale e circa 18.000 terremoti in tutta l'area della città di l'Aquila nel 2010.



Figura n°5 – *Immagine simbolo del terremoto dell'Aquila – il palazzo della prefettura*

Il terremoto ha causato 309 morti, oltre 1.500 feriti e 70.000 sfollati circa (La Repubblica).

Lo storico locale Alessandro Clementi sottolinea in merito che “non era certo nuova l'Aquila a questi drammatici eventi: due terremoti nel corso del 1315, e ancora nel 1349, nel 1456, nel 1461, nel 1462, nel 1498, nel 1646 [...], 2 febbraio 1703” (Clementi, 2009: p.153). Terremoti riportati e descritti anche da Mario Baratta e trovati in archivio nel database dell'INGV.

Tabella n°4 – Terremoti con epicentro nell'aquilano dal 1000 al 1999 con $M_w > 5.00$

Anno	M_w
1315	5,56
1349	6,27
1456	7,19
1461	6,50
1619	5,33
1703	6,67
1762	5,54
1791	5,33
1874	5,12
1916	5,09
1958	5,04

Tabella n°5 – Localizzaz. temporale-spaziale terremoti in Italia dal 2011 al 2019 $M_w > 5.00$

Anno	Mese	Giorno	Area epicentro	M_w		Errore
2011	07	07	Mare di Corsica	5,12	±	0,07
2012	01	27	Appennino parmense	5,05	±	0,07
2012	05	20	Pianura emiliana	6,09	±	0,07
2012	05	20	Pianura emiliana	5,17	±	0,20
2012	05	20	Pianura emiliana	5,04	±	0,07
2012	05	20	Pianura emiliana	5,16	±	0,07
2012	05	29	Pianura emiliana	5,90	±	0,07
2012	05	29	Pianura emiliana	5,50	±	0,07
2012	10	25	Pollino	5,31	±	0,07
2013	01	25	Garfagnana	5,01	±	0,07
2013	06	21	Lunigiana	5,36	±	0,07
2013	07	21	Costa anconetana	5,14	±	0,07
2013	12	29	Matese	5,16	±	0,07
2016	08	24	Monti della Laga	6,18	±	0,07
2016	08	24	Valnerina	5,55	±	0,07
2016	10	26	Valnerina	5,51	±	0,07
2016	10	26	Valnerina	6,07	±	0,07
2016	10	28	Tirreno meridionale	5,81	±	0,07
2016	10	30	Valnerina	6,61	±	0,07
2017	01	18	Aquilano	5,33	±	0,07
2017	01	18	Aquilano	5,70	±	0,07
2017	01	18	Aquilano	5,63	±	0,07
2017	01	18	Aquilano	5,20	±	0,07
2018	08	16	Molise	5,29	±	0,07
2018	12	26	Etna - Fleri	5,02	±	0,07

Dal 2011 al 2019 si sono verificati ben 25 terremoti di magnitudo $M_w > 5.0$, il più forte tra questi è quello della mattina del 30 ottobre 2016 a Norcia; nella tabella n°5 si è voluto evidenziare in colore giallo proprio la sequenza sismica del “terremoto del centro Italia” definito dal INGV sequenza sismica “Amatrice – Norcia – Visso”, in colore arancione la scossa più distruttiva.



Figura n°6 – *Immagine simbolo del terremoto del centro Italia – il centro di Amatrice*

Il terremoto ha causato 299 morti, oltre 380 feriti e 50.000 sfollati circa (La Repubblica).

Rispetto al territorio dell'aquilano, questa zona è soggetta a una storia sismica più recente, con terremoti importanti a partire dall'anno 1600 in poi (eccezion fatta per il terremoto del 1328). Nella tabella n°6 si riportano i dati degli eventi sismici con epicentro in zona Valnerina, località prossima ai centri di Amatrice, Accumoli, Norcia e Visso, dati ricavati dal INGV.

Tabella n°6 – Terremoti con epicentro Valnerina dal 1000 al 1999 con $M_w > 5.00$

Anno	Mw
1328	6,49
1627	5,33
1639	6,21
1646	5,90
1672	5,33
1703	6,92
1719	5,59
1730	6,04
1838	5,48
1859	5,73
1883	5,10
1898	5,48
1943	5,04
1950	5,69
1951	5,25
1979	5,83
1997	5,62

Da sottolineare anche il sisma avvenuto nella pianura emiliana nel 2012, in una zona non proprio considerata ad alto rischio sismico. Come si può vedere nella tabella n°5 vi sono state due scosse di magnitudo intorno a 6.0. L'area interessata è caratterizzata da una sismicità storica relativamente moderata, confrontabile con quella di altri settori della pianura padana (ad esempio l'area fra Reggiano e Parmense, che negli ultimi anni ha avuto terremoti relativamente frequenti di magnitudo compresa fra 4.5 e 5.5), ma inferiore ad alcuni settori dell'appennino romagnolo, del versante toscano dell'Appennino tosco-emiliano, e decisamente inferiore alle caratteristiche di sismicità dell'Appennino centrale e Meridionale, della Calabria, della Sicilia Orientale e dell'Italia Nord-orientale.

La storia sismica della pianura padana può indurre a supporre che la zona sia a basso rischio sismico in quanto sono molto pochi i terremoti di cui si è a conoscenza prima degli ultimi due o tre secoli, eppure, come sostiene lo storico Paolo Golinelli in "Terremoti in Val Padana" (Golinelli, 2012) basterebbe pensare che secoli fa la popolazione che viveva nella pianura era

poca e formata sull'agricoltura e sul mantenimento delle terre dunque persone che non sapevano ne leggere ne scrivere che non potevano documentare quanto accaduto; queste aree erano disabitate o scarsamente interessanti e la popolazione colta era per lo più radunata in agglomerati urbani. Potrebbero esserci stati dunque eventi sismici che non sono stati testimoniati per due ragioni: nessuno di quel luogo era in grado di scrivere oppure il terremoto era avvenuto in zone disabitate o paludose, in quel momento non importanti. La maggior parte della bassa pianura padana è stata così per buona parte della storia conosciuta, solo le città e gli assi viari principali erano densamente popolati e si ricorda che intorno all'anno mille la popolazione era circa un decimo di quella attuale. Le campagne erano in parte coltivate (testimonianze relative al monastero di San Benedetto Po, nel Mantovano), circa solo il 20% del terreno era messo a coltura, il resto incolto, boschivo o paludoso, luoghi dunque inabitati o scarsamente abitate. Questi i motivi principali della scarsa conoscenza storica dei terremoti in questa zona.

Sono noti nell'area compresa tra Ferrara e Mirandola alcuni terremoti di magnitudo prossima a 5.5 (1346,1561), nell'area di Finale Emilia e Bondeno (1574, 1908, 1986), nel mantovano (1901) e nella zona di Cento (1922). Altro sisma studiato di recente è quello del 1639 nei pressi di Finale Emilia. La sequenza più importante che interessa l'area però è quella del 1570 che colpì Ferrara che si protrasse fino al 1572.

Nel settore più sud-orientale l'evento principale è rappresentato dal terremoto del 19 marzo 1624 (Mw 5.5); qualche chilometro più a sud-ovest altri due terremoti, di energia molto simile e probabilmente profondi, si ebbero rispettivamente nel 1796 e nel 1909.

Diversi terremoti sul versante sud-occidentale, di energia relativamente moderata, hanno interessato l'area di Carpi e del Reggiano, ultimo dei quali quello del 15 ottobre 1996, (Mw 5.4) localizzato fra Bagnolo in Piano e Correggio.

2. Classificazione sismica in Italia

2.1 Evoluzione della classificazione

Nonostante gli innumerevoli terremoti avvenuti prima del 1900, documentati tra l'altro dal geografo Mario Baratta nella sua celebre opera "I terremoti d'Italia" (Torino, 1901), la prima classificazione sismica è stata stilata a seguito del forte terremoto avvenuto nel 1908 a Messina.



Figura n°7 – *Classificazione sismica tramite Decreto Reale n. 542/1909*

La classificazione sismica del 1909 come si può vedere nella figura n°7 prende in considerazione solo il terremoto di Messina, non andando a studiare altre zone.

La zonizzazione del rischio sismico viene aggiornata nel 1915 a seguito del terremoto avvenuto in Marsica nello stesso anno.

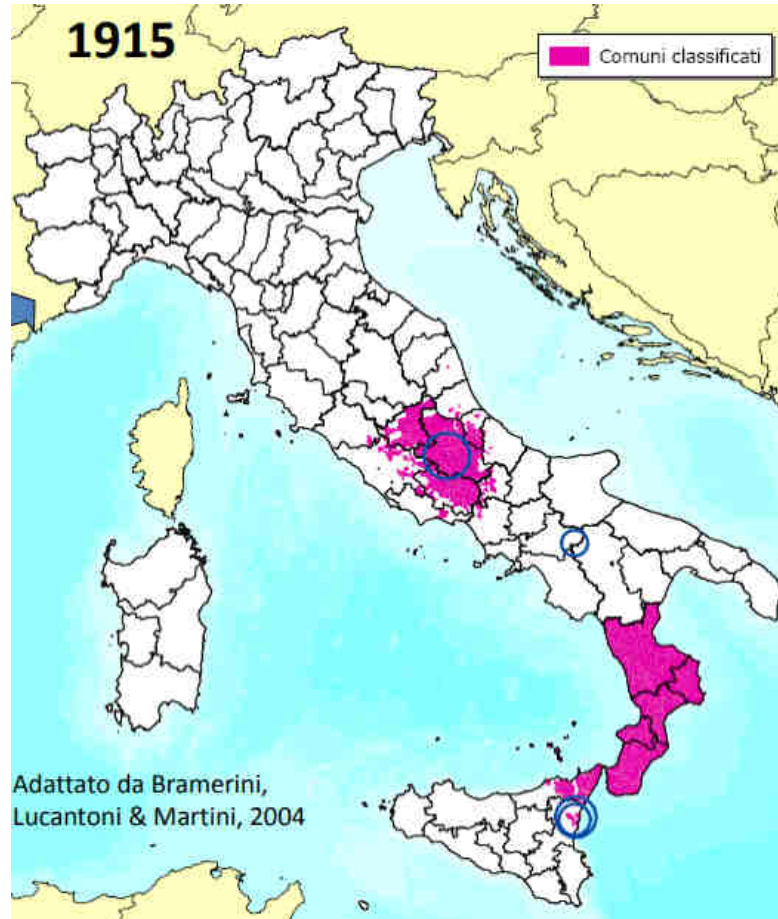


Figura n°8 – *Classificazione sismica tramite Regio Decreto n. 573/1915*

Tra il 1909 e il 1915 si verificarono inoltre anche terremoti in zona Etna e nell'Irpinia.

Da notare nonostante il terremoto avvenuto nell'Irpinia nel 1910 (anche se non di forte intensità – classificato grado VIII-IX della scala Mercalli) la zona non viene classificata.

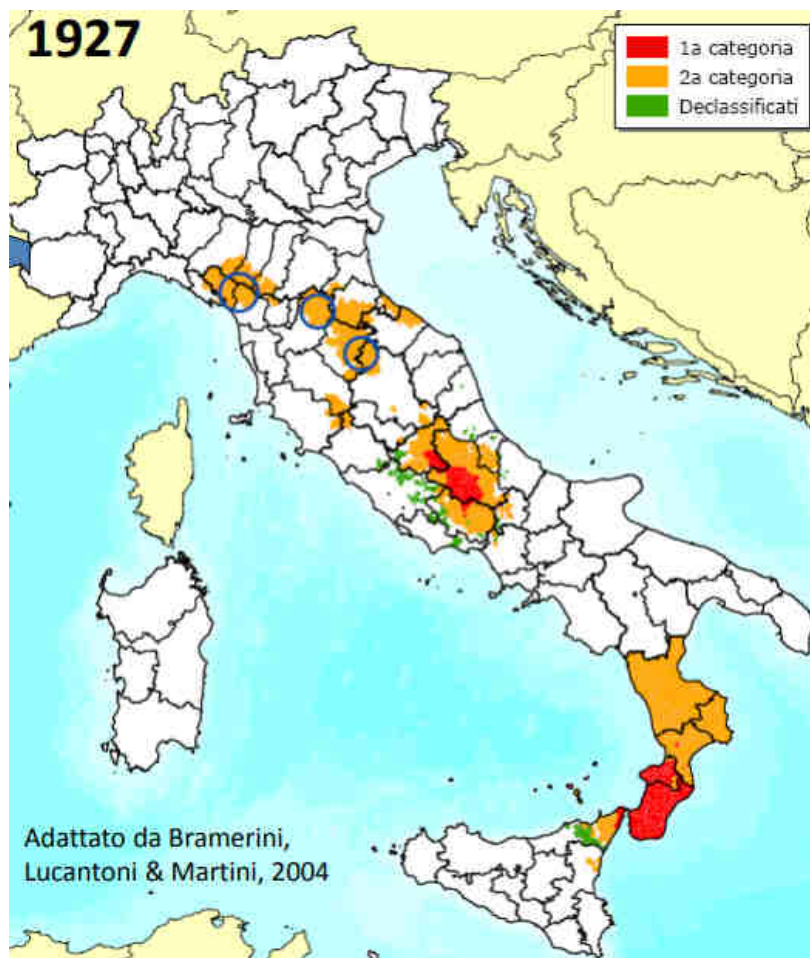


Figura n°9 – *Classificazione sismica tramite Decreto Reale n. 431/1927*

Nel 1927 a seguito dei terremoti in Valtiberina nel 1917, al Mugello nel 1919 e in Garfagnana nel 1920 viene introdotta una nuova a due categorie sismiche, una prima categoria a maggior rischio rispetto alla seconda. Alcune zone vengono declassificate, ovvero, nella vecchia classificazione erano a rischio sismico, nella nuova non lo sono più.

Negli anni successivi la classificazione viene rivista:

- nel 1930 con il Decreto Reale n. 682 dove finalmente vengono introdotte come zone sismiche il Friuli e l'Irpinia proprio dopo i terremoti accaduti rispettivamente nel 1928 e nel 1930; all'Irpinia viene assegnata la prima categoria mentre al Friuli la seconda. Viene infine declassificata la zona di Garfagnana;

- nel 1935 con il Decreto Reale n. 640 dove viene aggiunta una zona di rischio nel marchigiano e aumentato il rischio (da classe seconda a classe prima) la zona dell'appennino abruzzese a seguito del terremoto della Maiella del 1933;
- nel 1937 con il D.L. n. 2105 dove viene aggiunta come zona sismica la zona del Bellunese a seguito del terremoto ad Alpago Cansiglio nel 1936 e avvengono delle declassificazioni in zone dell'Emilia Romagna e della toscana.

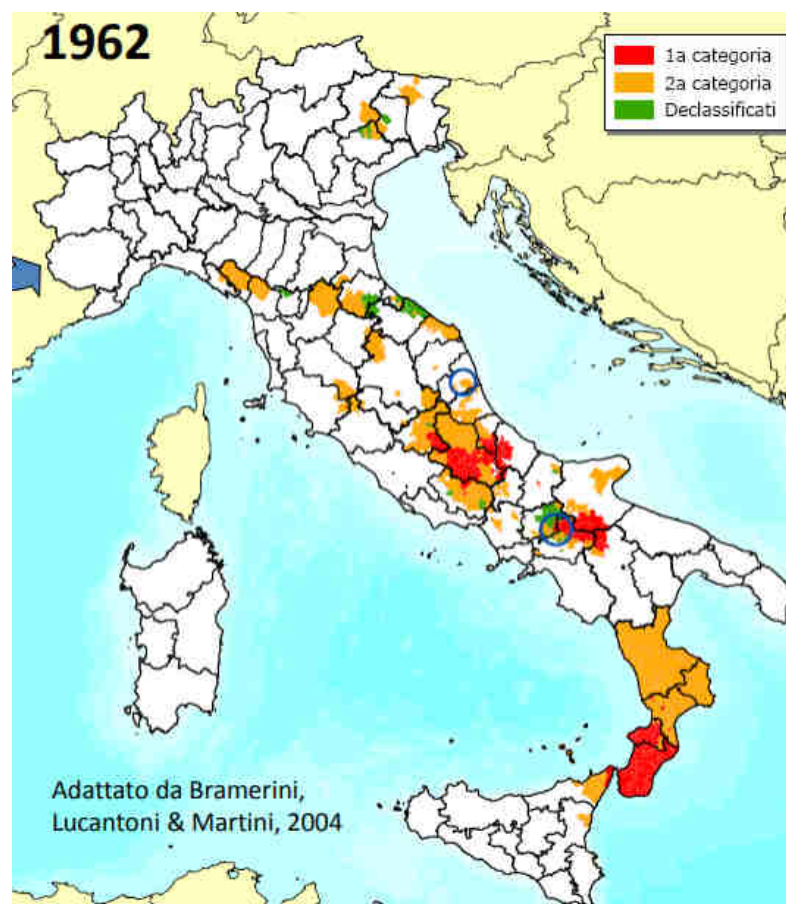


Figura n°10 – *Classificazione sismica tramite Legge n. 1684/1962*

Questa la classificazione sismica nel 1962 pressoché simile a quella del 1930. In questa fase alcuni comuni vengono declassificati per favorire lo sviluppo economico.

Con la legge n. 64 del 1975 la classificazione viene rivista, rimane pressoché invariata per tutto lo stivale mentre viene implementata gran parte della regione Sicilia in seguito al terremoto nella valle del Belice del 1968. È un periodo di stagnazione della classificazione sismica in quanto non sono accaduti terremoti di moderata intensità in comuni non ancora classificati, fino al 1980 solo le zone dove avvenivano i terremoti venivano classificate come sismiche, dunque solo i Comuni che avevano risentito di un evento distruttivo negli ultimi 80 anni.

L'idea poteva andare bene se il processo degli eventi avesse avuto un periodo di ritorno nell'ordine del centinaio di anni ma non di mille anni. Avremmo quindi dovuto aspettare altri 900 anni per avere il territorio italiano adeguatamente protetto, almeno per quanta riguarda le nuove costruzioni.

Nel 1976 la terra trema ancora nel Friuli con un'intensità pari a IX-X della scala Mercalli.

Dopo il terremoto del Friuli del 1976 fu promosso il Progetto Finalizzato Geodinamica (PFG) con l'obiettivo di realizzare mappe di scuotibilità basate su moderni approcci tecnico-scientifici, cercando, cioè, di prevedere dove sarebbero accaduti i terremoti, piuttosto che guardando a dove erano accaduti di recente. Per ogni Comune, e in maniera omogenea sul piano nazionale, furono determinati 3 indicatori:

La massima intensità macrosismica risentita nel Comune;

L'intensità con un determinato periodo di ritorno (500 anni);

Il rapporto $C/Crif$ (C =Coefficiente sismico delle Norme Tecniche).

Nel mentre avvengono altri terremoti nel 1978 a Messina, nel 1979 in Valnerina e nel 1980 di nuovo nell'Irpinia, zone già classificate a rischio sismico.

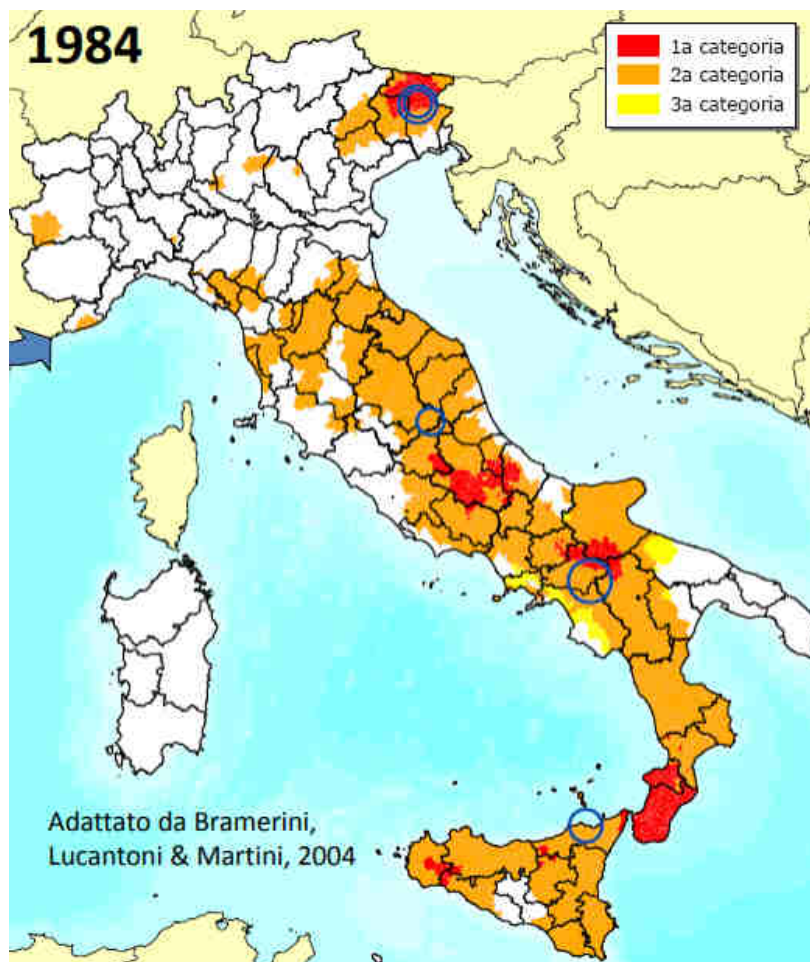


Figura n°11 – *Classificazione sismica tramite D.M. LLPP del 1984*

In seguito del PFG la nuova classificazione sismica introduce una nuova categoria di rischio e amplia i comuni soggetti a rischio sismico. Vi sono tre categorie, in colore rosso la categoria a maggior rischio.

In questo periodo si assiste a una nuova stagnazione della classificazione (come accaduto negli anni '70), vi è stata una proposta di riclassificazione nel 1998 ma non fu accolta dal Ministero. La classificazione rimane ferma nonostante le conoscenze scientifiche siano aumentate. La stessa stagnazione la troviamo nelle Norme Tecniche per le costruzioni.

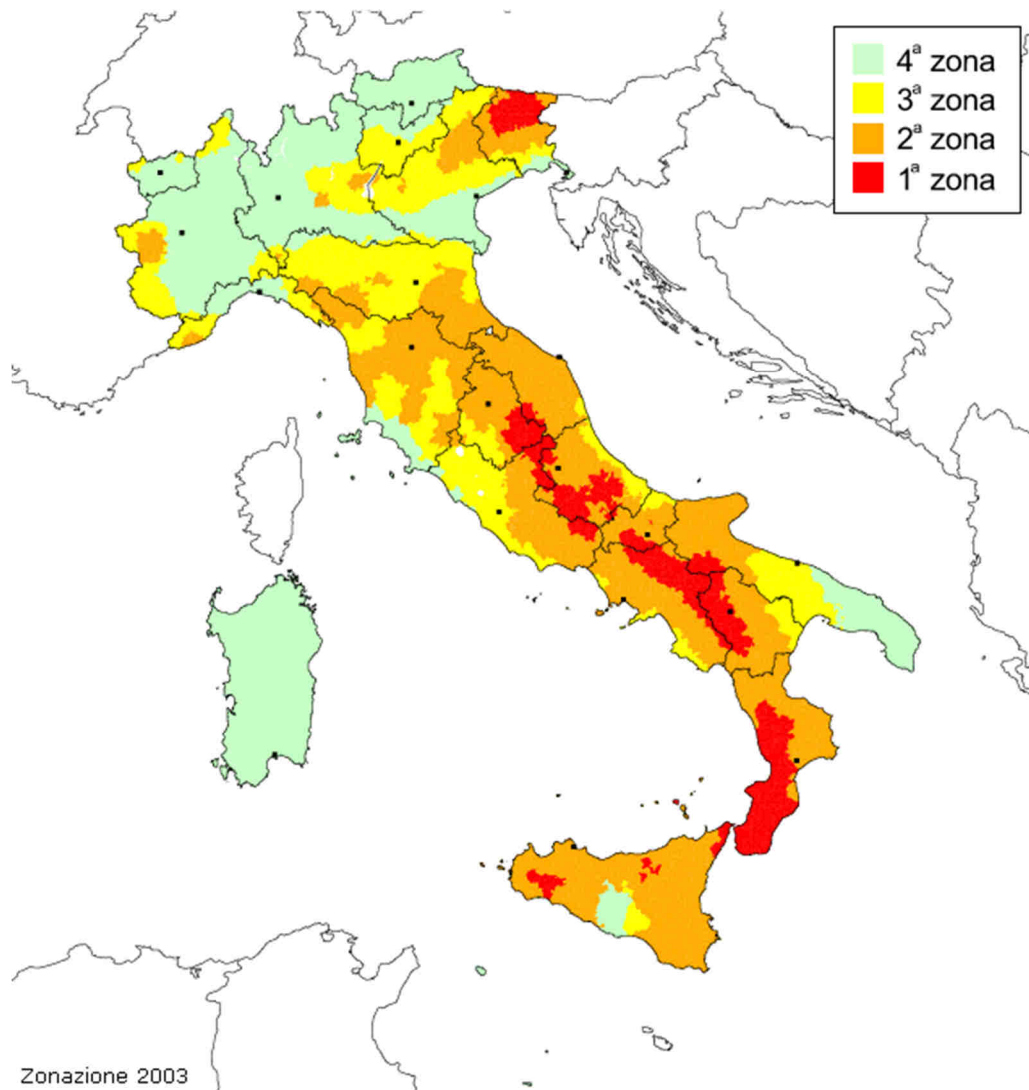


Figura n°12 – *Classificazione sismica tramite OPCM n. 3274 del 2003*

Dopo quasi vent'anni viene rivista la zonizzazione del rischio sismico, vengono ampliate le fasce di rischio di primo, secondo e terzo grado e viene introdotta una quarta zona a basso rischio per i restanti territori italiani che non ricadevano in nessuna classe di rischio.

Zona 1 - è la zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta

Zona 2 - in questa zona forti terremoti sono possibili

Zona 3 - in questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2

Zona 4 – è la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa

I criteri sono basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

Di fatto, sparisce il territorio “non classificato”, e viene introdotta la zona 4, nella quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia:

zona 1 = 0.35 g;

zona 2 = 0.25 g;

zona 3 = 0.15 g;

zona 4 = 0.05 g.

2.2 Classificazione vigente

La zonizzazione del rischio sismico è in continuo aggiornamento in base anche agli aggiornamenti delle normative regionali. La protezione civile tiene aggiornata la classificazione tramite atti di recepimento delle Delibere di Consiglio/Giunta Regionale, l'ultima delle quali la D.C.R. n.244 del 09.03.2021 – Regione Veneto.

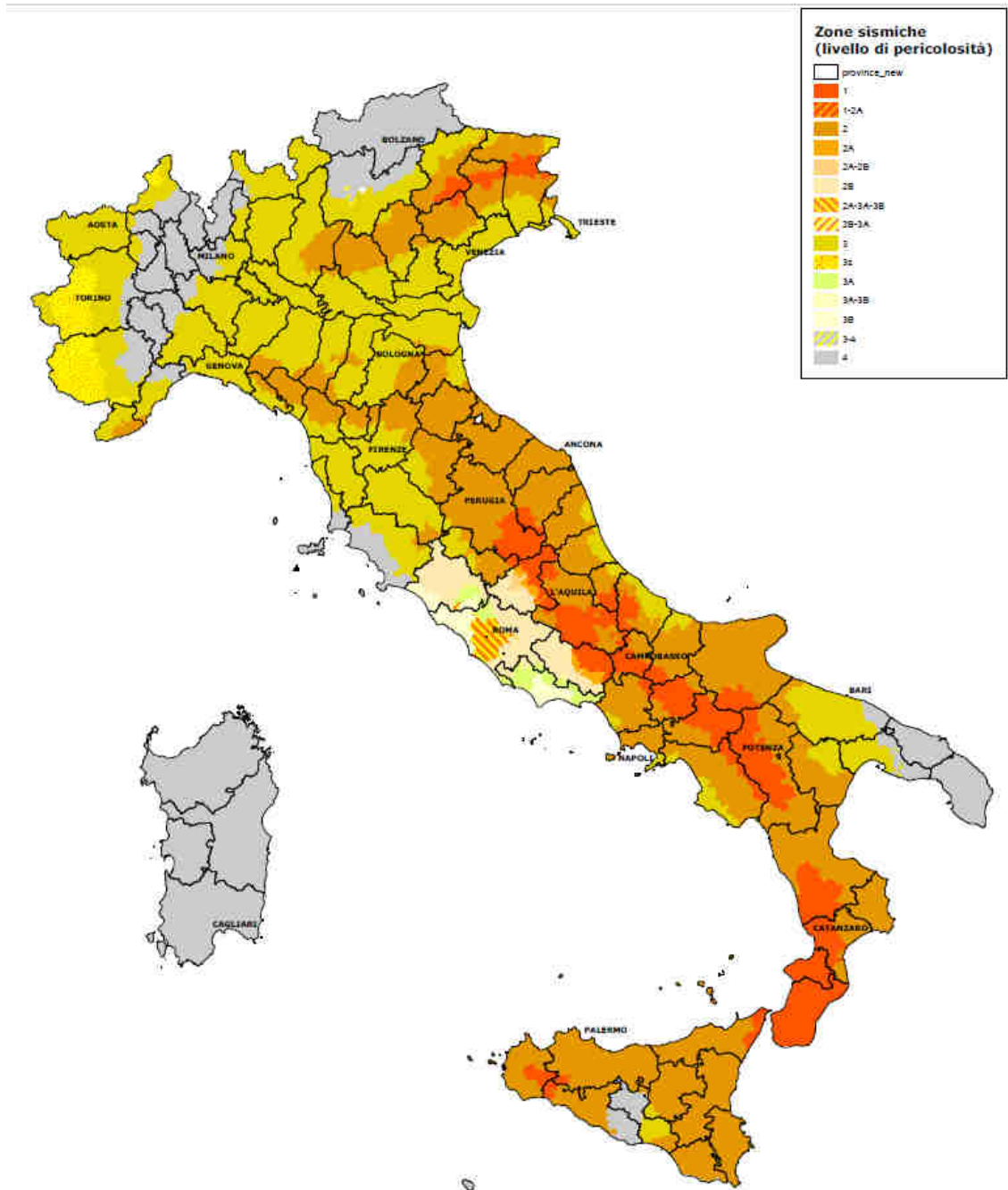


Figura n°13 – Classificazione aggiornata al 30 Aprile 2021

2.3 Confronto storia - classificazione sismica e considerazioni finali

Con i capitoli precedenti ho voluto presentare la ricca storia sismica italiana, localizzando ogni singolo evento sismico sia in termini temporali che spaziali, individuandone inoltre la magnitudo. Come detto, l'Italia è uno dei paesi più colpiti e per questo uno dei paesi ad elevato rischio sismico. Nella storia sismica analizzata emerge come le zone dell'appennino centro-meridionale, la Sicilia, il Friuli siano ad alto rischio sismico visti i terremoti disastrosi accaduti nell'ultimo secolo; mentre per queste zone il rischio era noto anche prima dei terremoti dell'Aquila, di Amatrice, dell'Irpinia, del Friuli, per altre zone il rischio era considerato basso come la pianura padana. L'ultimo terremoto accaduto nel 2012 nella pianura emiliana deve far riflettere su come nessuna regione italiana possa ritenersi completamente esente dal rischio sismico. Ho poi illustrato come la classificazione sismica in Italia sia in continuo aggiornamento, con il passare degli anni si sta innalzando il livello di rischio sismico anche in zone considerate a basso rischio.

Il confronto che emerge tra la storia e la classificazione sismica è quello di una buona zonizzazione del rischio, anche se vi è stata un'adeguata attenzione solo a partire dal 2003.

Il problema che permane è il patrimonio edilizio esistente da adeguare in materia antisismica. Si basti pensare che l'Italia è ricca di centri storici, borghi, edifici come chiese, palazzi, campanili ma anche abitazioni private edificate in epoche storiche in cui non vi era una concezione strutturale antisismica oltre che materiali non all'avanguardia; materiali come il ferro e l'acciaio così come il calcestruzzo armato hanno preso piede nelle costruzioni soltanto a fine del 1800, dunque molti edifici sono realizzati in muratura e legno.

È importante dunque agire sul patrimonio edilizio esistente, effettuando interventi di adeguamento e/o miglioramento antisismico sensibilizzando il privato ad effettuare questi interventi di fronte anche agli incentivi fiscali che lo stato ha messo in atto già da anni.

3. Meccanismi comuni di collasso di strutture in muratura

3.1 Premessa

I meccanismi comuni di collasso sono la risposta di un approfondito studio sugli edifici in muratura danneggiati dai terremoti nel passato e rappresentano i principali cinematismi che provocano crisi locali e collassi dell'edificio in oggetto.

Si arriva a valutare la sicurezza sismica in strutture esistenti in muratura tramite questo metodo, il quale si basa sulla scelta di meccanismi di collasso significativi e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. Dal confronto tra l'accelerazione che attiva il meccanismo e quella relativa al sito di costruzione, si determina se la verifica è soddisfatta.

A differenza delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato che presentano una buona duttilità, dunque in grado di deformarsi plasticamente sotto le azioni sismiche, le strutture in muratura non presentano questa caratteristica per via del materiale che presenta scarsa resistenza a trazione e flessione.

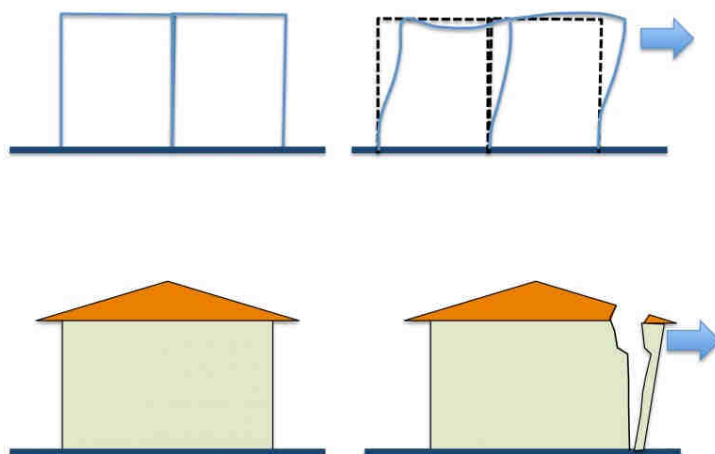


Figura n°14 – *Diverso comportamento delle strutture in c.a (in alto) e in muratura (in basso)*

in caso di sollecitazioni sismiche

Inoltre le strutture intelaiate in c.a. e/o in acciaio presentano adeguati collegamenti tra i nodi che si vengono a formare tra singoli elementi strutturali, al contrario delle costruzioni in muratura che presentano spesso pannelli di muratura non collegati tra loro. Questi i motivi per cui i tipi di struttura in c.a./acciaio sono dotate di un comportamento globale, in esse le azioni esterne vengono sopportate dalla totalità della struttura. Gli edifici in muratura sono soggetti prevalentemente a fratture, ribaltamenti di pannelli murari che isolano porzioni del fabbricato senza il coinvolgimento dell'intero insieme strutturale.

Fino all'inizio del secolo scorso la muratura e il legno, distintamente o congiuntamente, sono stati i materiali principali del costruire e non stupisce, pertanto, che moltissimi edifici esistenti, in Italia e nel resto del mondo, siano in muratura. Secondo i dati ISTAT, aggiornati al 2001, più del 60% degli edifici a uso abitativo hanno struttura portante in muratura e una cospicua parte di questi sono spesso connotati da valori storico-architettonici.

Nella quasi totalità degli edifici storici, pertanto, non esiste un comportamento globale a fronte di un'azione sismica e le strutture murarie possono essere schematizzate come formate da macroelementi tra loro semplicemente accostati. In genere non esistono solai rigidi, non c'è ripartizione delle azioni sismiche in base alle rigidezze e ogni macroelemento assorbe le forze d'inerzia in base a una ripartizione ad aree d'influenza. Anche l'esperienza mostra chiaramente che i collassi avvengono per crisi locali e non per crisi globali.

3.2 Analisi del materiale

Le pareti in muratura, che sia pietra o mattoni, presentano un'ottima resistenza a compressione poiché le forze agenti (verticali o orizzontali) agiscono nel loro piano medio. Questa resistenza è decisamente superiore a quella offerta per i carichi ortogonali.

La grande resistenza che una parete offre nel proprio piano è indice della potenzialità che essa ha come elemento strutturale portante e di controventamento in questa direzione. La rottura si manifesta prevalentemente per taglio diagonale o flessione negli spigoli. Fuori dal piano, invece, la muratura, oltre a non possedere una capacità resistente apprezzabile, manifesta meccanismi di collasso governati prevalentemente dal ribaltamento, dalla flessione o dall'instabilità.

La ragione di questo comportamento è ben nota: la resistenza a trazione molto bassa della muratura (circa 1/30 di quella a compressione) evidenzia il suo comportamento intrinsecamente non lineare in quanto all'inversione delle forze sollecitanti corrisponde un comportamento completamente diverso della struttura. Per garantire un funzionamento strutturale ottimale dell'edificio in muratura occorre limitare il più possibile le tensioni di trazione. Pertanto, è necessario che tutte le pareti siano in buona misura compresse (all'aumentare della compressione aumenta la resistenza a flessione e taglio) e che le sollecitazioni di flessione e taglio siano il più possibile limitate; le pareti dovrebbero avere dimensioni (in lunghezza e altezza) limitate e dovrebbero essere ben vincolate agli elementi trasversali ovvero ai solai e ai muri di controvento. Solo in questo modo le azioni che agiscono ortogonalmente al piano della parete inducono sollecitazioni taglianti e flettenti di valore limitato. Di contro, i muri di controvento risultano così maggiormente sollecitati, ma in questi le forze taglianti e flettenti agiscono nel piano di maggior rigidezza e resistenza.

In definitiva, nell'assorbimento delle azioni orizzontali, la collaborazione fra gli elementi della scatola muraria, è essenziale affinché le azioni flettenti rimangano a livelli ridotti rispetto

allo sforzo normale di compressione, e, quindi, sopportabili dalla muratura. Questa collaborazione dipende dal grado di connessione fra gli elementi e, dunque, dalla qualità dei collegamenti che deve essere considerata sotto due aspetti: quello “intrinseco”, collegato alle modalità costruttive del paramento, e quello “esterno”, dipendente dal grado di ammorsamento tra pareti ortogonali.

Il primo aspetto è correlato alla qualità e integrità della tessitura muraria; infatti, murature costituite da materiale incoerente possono raggiungere il collasso prima che si manifesti qualsiasi meccanismo in grado di offrire una resistenza apprezzabile.

Questa prospettiva dovrebbe essere la principale che lo strutturista, accingendosi alla verifica di un edificio esistente, dovrebbe prendere in considerazione e ciò ben prima di spingersi verso approcci di calcolo, locali o globali, che, proprio per la mancanza della monoliticità delle pareti, non potranno mai rappresentare il reale comportamento del manufatto. La conferma la troviamo, spesso, nei cumuli di macerie incoerenti, testimonianza di un evento sismico, che non sono la conseguenza queste due modalità di danno. Troviamo invece pareti completamente sbriciolate, nelle quali né i meccanismi di collasso globali né quelli locali arrivano a svilupparsi per mancanza dei requisiti minimi: la parete, cioè, non si comporta come tale bensì come un insieme incoerente di mattoni e/o pietre.

I motivi di questo comportamento disgregativo sono molteplici:

- la scarsa qualità dei materiali (fatiscenza dei mattoni, presenza di lacune, vetustà dei materiali, muratura in ciottoli, ecc.);
- la scarsa qualità della malta (malta scadente o troppo magra). Le malte caratterizzate da scarsa quantità di legante, talvolta addirittura composte di terra cruda, sono diffuse soprattutto nelle costruzioni più povere, ma non si può escludere la loro presenza anche in costruzioni più pregiate, nascoste all'interno di paramenti esterni più curati. Queste malte svolgono sostanzialmente solo un ruolo di ripartizione dei carichi

verticali, contribuendo in maniera molto limitata alla connessione tra i blocchi specie in presenza di sollecitazioni cicliche o vibrazionali. Una muratura disgregata nella quale i mattoni o le pietre non conservano traccia di malta attaccata alle proprie superfici è senz'altro un segnale di scarsa qualità della malta;

- la scarsa qualità della tessitura muraria e l'assenza di diatoni. *Le murature a sacco sono senz'altro tra le più critiche*, anche per la spinta che il riempimento stesso può generare sui paramenti esterni nel caso sia poco coerente. Molto diffuse sono anche murature in pietrame realizzate con due paramenti sostanzialmente accostati, con scarsa presenza di diatoni per il collegamento trasversale e con solai spesso appoggiati solo sul paramento interno.

Inoltre, le murature in ciottoli rotondeggianti o in pietra non squadrata difficilmente riescono a garantire un efficace livello di connessione; in queste murature, molto spesso, i vari elementi sono sovrapposti in maniera poco ordinata, dove l'elemento "malta" non veniva posto in opera con la funzione di "legante" ma piuttosto per permettere il collocamento reciproco dei vari elementi, creando locali piani "regolari" di sovrapposizione delle varie pezzature non squadrate. Una muratura siffatta trasmette i carichi verticali attraverso il contatto, spesso puntiforme, tra sasso e sasso creando pertanto picchi di tensione che rendono precaria la funzione stessa di maschio murario nell'accezione corrente del termine.

Non sempre la situazione migliora passando ai mattoni; si deve, infatti, considerare che anche le murature a più teste in molti casi sono state realizzate come più murature a una testa, tra loro sostanzialmente scollegate, e negli esempi reali ciò ha determinato crolli inattesi. Ad esempio, è facile dimostrare come la mancanza di collegamento fra i due paramenti costituenti una parete porta ad un dimezzamento della capacità di resistere a carichi fuori dal piano.

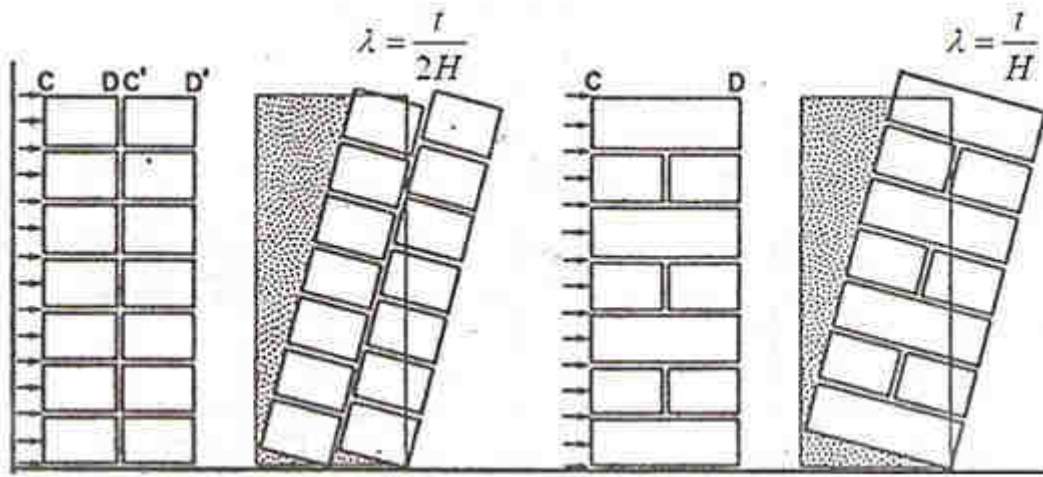


Figura n°15 – *Comportamento di una muratura a due teste senza e con collegamenti*

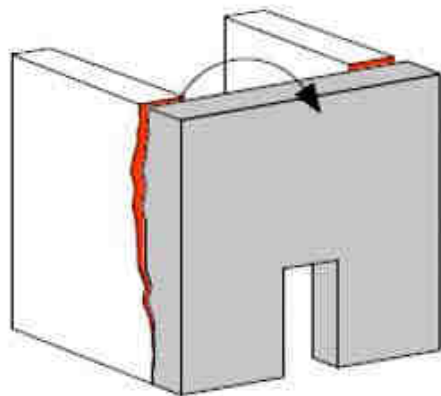
Con questa prima analisi è evidente che la fase zero di un qualsiasi intervento di recupero di un edificio esistente dovrà essere quella del consolidamento “intrinseco” dell’apparecchiatura muraria che, si badi bene, non deve essere orientato verso l’esasperata ricerca di conferire alle strutture elevate resistenze e rigidissime connessioni bensì verso la riomogeneizzazione o meglio “riaggregazione” della muratura portandola ad un grado di resistenza quanto più uniforme possibile, anche se non elevatissimo, permettendo così di poter verificare la capacità portante sotto i nuovi carichi di esercizio con la garanzia di sezioni omogenee e ben aggregate.

Il progettista diligente deve, pertanto, ritenere soddisfatto il prerequisito della sufficiente qualità muraria; egli deve garantire, mediante l’utilizzo di tecniche appropriate, che la muratura, intesa come insieme di elementi (malta + mattoni) sia in grado di sviluppare quel comportamento monolitico sulla base del quale ci si potrà appropinquare alla successiva analisi dei possibili meccanismi di collasso con la consapevolezza che questi potranno realmente attivarsi prima dello “sbriciolamento” della muratura a causa della sua faticenza.

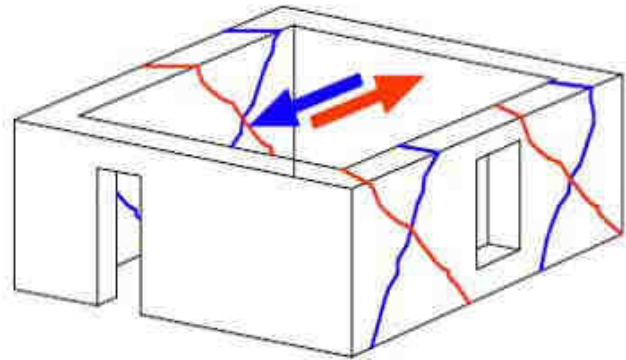
3.3 Tipologie di meccanismi di collasso

I danni tipici del costruito in muratura possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso, detti meccanismi di primo e secondo modo.

Per meccanismi di primo modo si intendono quei cinematismi connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, quindi con comportamento flessionale e ribaltamento. I meccanismi di II modo riguardano invece la risposta della parete nel proprio piano, con tipici danneggiamenti per taglio e flessione.



Meccanismi fuori piano - I modo



Meccanismi nel piano - II modo

Figura n°16 – *Meccanismi fuori piano (a sinistra) e meccanismi nel piano (a destra)*

3.3.1 Meccanismi di collasso di primo modo

I meccanismi di primo modo corrispondono a cinematismi fuori piano di singole pareti o di porzioni di struttura. Si tratta di fenomeni di ribaltamento (rocking) e flessione che portano a collasso la struttura per perdita di equilibrio: questi cinematismi possono presentarsi in costruzioni in cui l'assenza o scarsa efficacia di collegamento tra pareti e orizzontamenti e tra pareti stesse negli incroci murari non garantisce l'instaurarsi di un comportamento d'insieme della struttura: ciascuna parete tende a comportarsi in modo indipendente attivando meccanismi fuori piano.

È evidente che in tali casi, la verifica globale su un modello tridimensionale della struttura (pushover o altro) non ha alcuna rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico se, prima, non vengono adottati i necessari presidi per scongiurare l'instaurarsi di questi meccanismi.

Per meccanismi di primo modo si intendono quei cinematismi connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, quindi con comportamento flessionale e ribaltamento.

3.3.1.1 Meccanismo di ribaltamento semplice di parete

Il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Questa situazione si verifica generalmente per la carenza di connessione tra la parete investita dal sisma e quelle ortogonali; in presenza di cordoli, tiranti, ecc., difficilmente questo tipo di meccanismo si manifesta, in quanto tali elementi ne ostacolano l'attivazione.

I principali sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono la presenza di lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari), la presenza di fuori piombo della parete ribaltante e lo sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

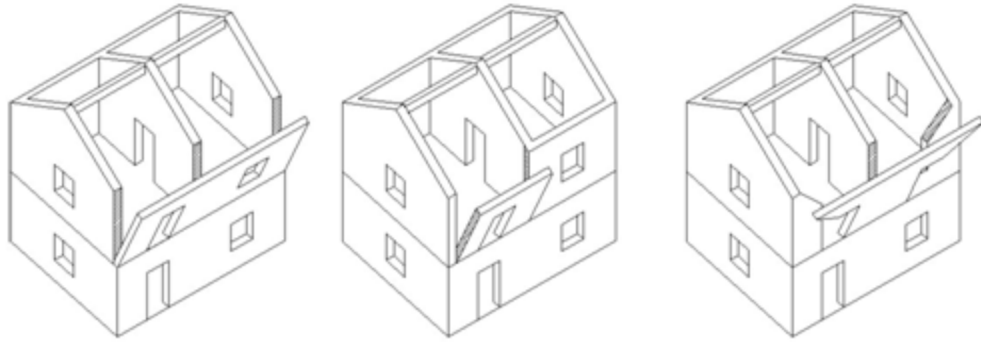


Figura n°17 – *Possibili meccanismi di ribaltamento semplice*

Il ribaltamento semplice si può sviluppare in varie maniere, seguendo geometrie diverse, dettate anche dalla disposizione delle porte e delle finestre. Può interessare uno solo o più piani dell'edificio, in funzione dell'effettiva modalità di connessione tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura.

3.3.1.2 Meccanismo di ribaltamento composto di parete e di cantonali

Per ribaltamento composto si indica un insieme di situazioni in cui al ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinamento di una porzione di struttura muraria appartenente ad un'angolatura libera oppure a pareti di spina. Affinché si possa prevedere un meccanismo di ribaltamento composto in un edificio integro, devono esserci condizioni caratterizzate dall'assenza di vincoli in sommità della parete ribaltante e dalla presenza di un efficace collegamento tra la parete investita dal sisma e quella a essa ortogonale.

I principali sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono la presenza di lesioni diagonali sulle pareti di controvento, fuori piombo della parete ribaltante, sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

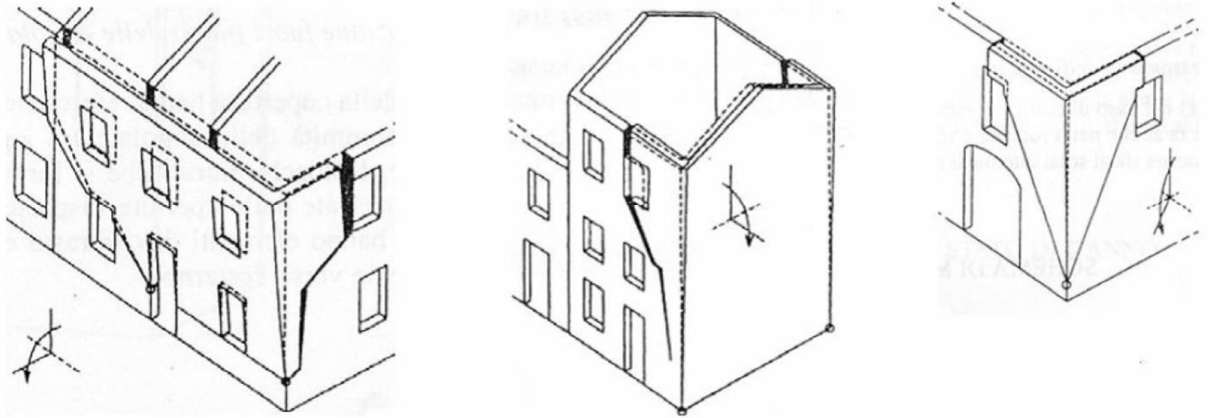


Figura n°18 – *Possibili meccanismi di ribaltamento composto (a sinistra e centralmente ribaltamento di parete e a destra ribaltamento di un cantonale)*

3.3.1.3 Meccanismo di flessione verticale

Una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura è rappresentata da una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale. È questo il caso, ad esempio, di un edificio con un cordolo in sommità e i solai intermedi privi di qualsiasi connessione; una situazione di questo tipo si presenta anche quando si considera la porzione di parete compresa tra due solai ben collegati a essa. Sostanzialmente, la flessione verticale si verifica quando la parete è ben ammorsata agli estremi, poco ammorsata ai lati e libera nella parte centrale.

Questo meccanismo è anche causato dalla snellezza eccessiva delle pareti, dalla presenza di murature a sacco o paramenti mal collegati, dalla presenza di spinte orizzontali localizzate (archi, volte) o da orizzontamenti intermedi mal collegati. La flessione verticale si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritta dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

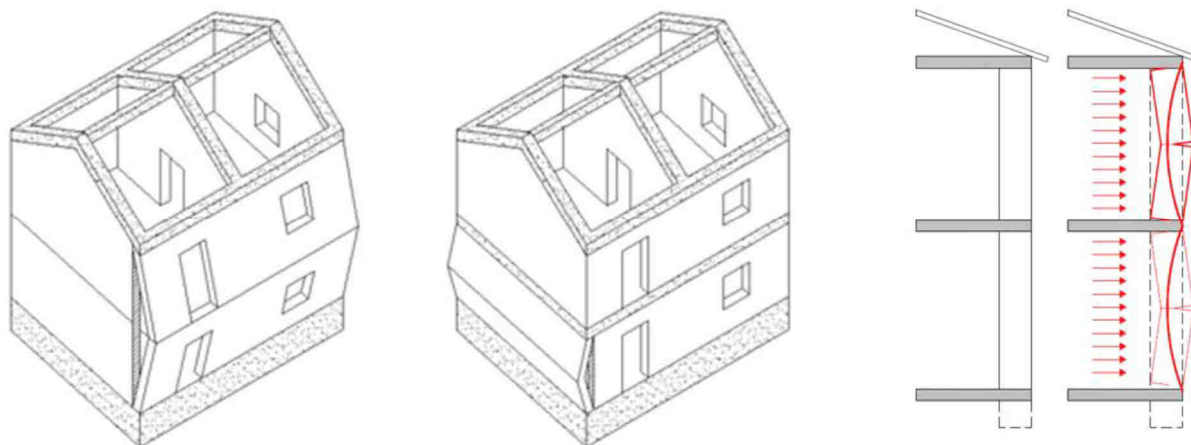


Figura n°19 – *Possibili meccanismi di flessione verticale*

I principali sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono la presenza di spanciamenti e fuori piombo della parete, lesioni orizzontali e verticali lo sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

3.3.1.4 Meccanismo di flessione orizzontale

Il meccanismo di flessione orizzontale si manifesta sulle pareti ed interessa la zona alta della parete; si verifica quando la parete è libera o mal collegata in sommità e ben ammortata alle pareti laterali. Il cinematismo è innescato da una spinta orizzontale ortogonale alla parete risultante dalla spinta del tetto o di un solaio. La flessione orizzontale si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano. Per comprendere l'attivazione del meccanismo si immagini la formazione di un arco ideale resistente orizzontale a tre cerniere nello spessore della parete, una in mezzeria e le altre due in prossimità delle pareti laterali. L'arco ideale orizzontale resiste alla forza orizzontale

fino a quando la muratura cede per schiacciamento. Si ha una rotazione fuori dal piano della parete con la formazione di fessure paraboliche.

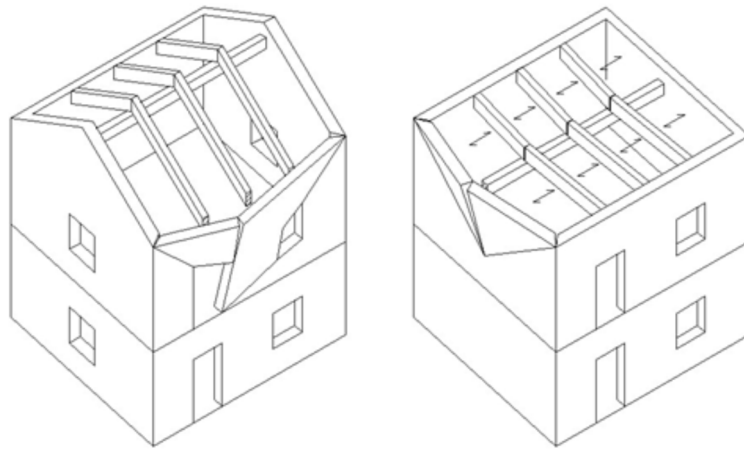


Figura n°20 – *Possibili meccanismi di flessione orizzontale (a sinistra sfondamento della parete perimetrale, a destra sfondamento del timpano)*

Questo meccanismo è spesso causato anche dalla presenza di coperture spingenti, dalla presenza di aperture ricavate nello spessore murario (nicchie, canne fumarie, ecc.), dalla presenza di murature a sacco o paramenti mal collegati.

I principali sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono la presenza di evidenti lesioni verticali ed oblique sulla faccia esterna ed interna della parete, la presenza di rigonfiamenti, lo sfilamento delle travi del tetto.

Molte volte meccanismi di danno misti possono essere provocati dal martellamento delle strutture della copertura o dalla spinta dei diagonali (si tratta dei casi di sfondamento del timpano, dei cantonali o di parti delle pareti perimetrali).

3.3.2 Meccanismi di collasso di secondo modo

I meccanismi di secondo modo interessano la risposta delle pareti nel proprio piano e generano danneggiamenti per flessione e taglio; la rottura avviene per superamento della resistenza ultima del materiale.

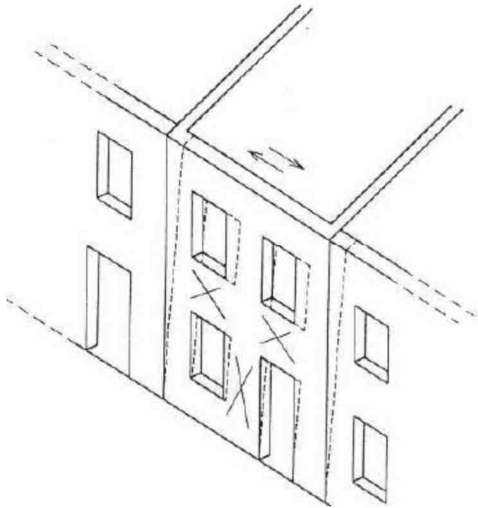


Figura n°21 – meccanismi nel piano – rottura a taglio dei maschi murari

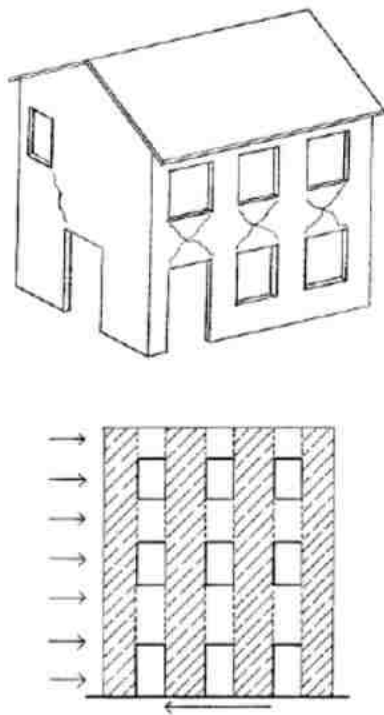


Figura n°22 – meccanismi nel piano – rottura a taglio delle fasce di piano

A differenza dei meccanismi di primo modo, tali cinematismi si attivano in strutture in grado di sviluppare una risposta globale alla sollecitazione sismica ovvero quando sono impediti (o comunque resi poco probabili) i meccanismi di collasso locali fuori dal piano (presenza di catene, cordoli...).

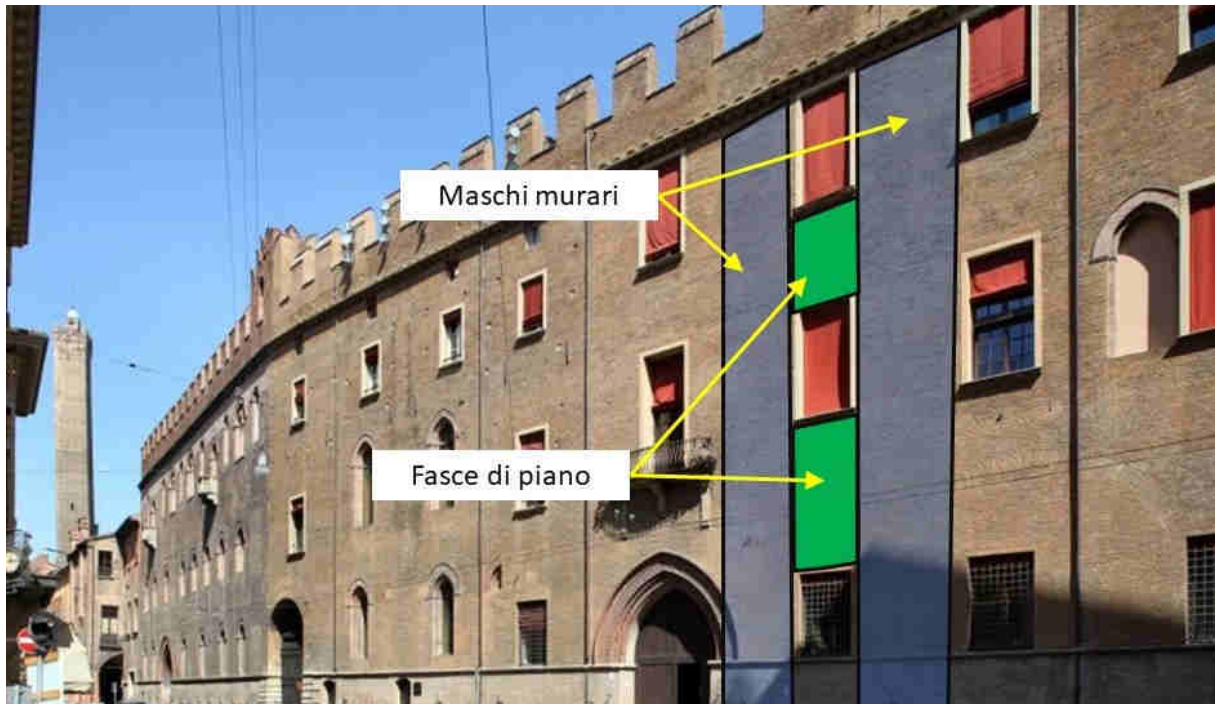


Figura n°22 – *individuazione dei maschi murari e delle fasce di piano*

Il buon ammorsamento delle pareti e l'efficace vincolo tra pareti e orizzontamenti scongiurano fenomeni di ribaltamento e flessione fuori del piano; le pareti, collaborando tra loro, riescono ad attivare una risposta nel loro piano che meglio sfrutta le capacità di rigidità e resistenza della muratura e garantiscono maggiore sicurezza.

Nel caso in cui si realizzi il comportamento scatolare dell'edificio, la rigidità dei solai nel proprio piano assume un ruolo fondamentale: solai rigidi ripartiscono le azioni fra le pareti in base alla loro rigidità ed alla posizione in pianta, favorendo l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano. Di contro nel caso di solai molto flessibili, la ripartizione delle azioni sulle

varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area d'influenza per i carichi verticali accentuandone il comportamento indipendente.

In altre parole, la rigidità degli orizzontamenti in tale contesto accentua il comportamento scatolare della struttura: i solai rigidi, infatti, consentono la ripartizione della sollecitazione sismica tra le pareti in base alla loro rigidità nel piano; ciascuna parete sarà pertanto chiamata a rispondere in modo proporzionale alla capacità intrinseca di resistere.

Se invece l'impalcato è deformabile (come accade nei solai tradizionali in legno) non si ha questa redistribuzione benefica con la conseguenza che ciascuna parete, indipendentemente dalla sua rigidità, risulta caricata da un'azione sismica proporzionale alla massa di competenza per area di influenza, in pratica ai carichi verticali che essa sopporta.

4. Normativa in materia di sicurezza sismica, norme tecniche per le costruzioni 2018 relative a murature

4.1 Premessa

La normativa principale di riferimento in merito alla progettazione strutturale sono le Norme Tecniche per le Costruzioni (abbreviate NTC) approvate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018; a supporto di una corretta applicazione delle norme è stata pubblicata una successiva circolare n.7/2019 del 21 gennaio 2019 con oggetto: *“Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*. Le NTC 2018 sostituiscono le precedenti NTC 2008 che costituivano la precedente edizione delle norme tecniche; questa versione si differenziano rispetto alla precedente versione del 2008, soprattutto per la grande attenzione dedicata al tema del miglioramento sismico.

Le NTC sono nate e fanno riferimento a norme europee per la progettazione strutturale chiamati *EUROCODICI (EC)* e consentono al professionista l'utilizzo di criteri di calcolo comuni ed adottabili anche all'estero. Sono anche il riferimento per la dichiarazione di prestazione dei prodotti prefabbricati da costruzione.

Le NTC sono strutturate in 12 capitoli più due allegati relativi a pericolosità sismica e parametri che definiscono l’azione sismica. Ai fini delle verifiche di sicurezza sismica, le NTC consentono entrambe le verifiche (sia con metodo alle tensioni ammissibili e sia con metodo semiprobabilistico agli stati limite) in situazione non sismica ma consentono solo il metodo agli stati limite per le verifiche sismiche.

4.2 Capitoli inerenti la progettazione/verifica sismica per costruzioni in muratura

In seguito si analizzano i punti delle NTC 2018 che si riferiscono alla progettazione, alla verifica della sicurezza sismica per edifici in muratura.

4.2.1 Paragrafo 4.5

Facente parte del capitolo 4 “Costruzioni civili e industriali” questo paragrafo si riferisce principalmente alla progettazione di nuovi edifici in muratura.

Definisce i materiali e le caratteristiche tipologiche dei materiali (malte ed elementi resistenti in laterizio/calcestruzzo/lapidei), classificando gli elementi artificiali quali blocchi in laterizio o in calcestruzzo in base alla percentuale di foratura.

Definisce come deve essere concepita l’organizzazione strutturale dell’edificio: *“I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali...”* *“il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità ed un comportamento d’insieme scatolare. Per garantire un comportamento scatolare... tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura. Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria.*

I pannelli murari, di muratura non armata, sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l’altezza di interpiano; i pannelli murari svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm*
- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm*

– *muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm*

– *muratura di pietra squadrata 240 mm*

– *muratura di pietra listata 400 mm*

– *muratura di pietra non squadrata 500 mm.*

Definisce le analisi strutturali che possono essere condotte (analisi semplificate – solo per edifici semplici, analisi lineari, analisi non lineari e le verifiche che devono essere condotte ipotizzando la conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura. Le verifiche devono essere effettuate agli stati limite ultimi seguenti:

- *presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);*
- *presso flessione nel piano del muro;*
- *taglio per azioni nel piano del muro;*
- *carichi concentrati;*
- *flessione e taglio di travi di accoppiamento.*

“Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi”.

Infine sono possibili verifiche semplificate per edifici semplici utilizzando il dimensionamento semplificato con le limitazioni di cui al punto 4.5.6.4 delle NTC.

4.2.2 Paragrafo 7.8

Facente parte del capitolo 7 “Progettazione per azioni sismiche” questo paragrafo definisce le regole generali, i materiali da utilizzare, i metodi analisi e le verifiche da effettuarsi su edifici in muratura; il paragrafo distingue queste costruzioni in tre tipologie: edifici in muratura ordinaria, in muratura armata e in muratura confinata.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del “metodo semiprobabilistico agli stati limite”, salvo quanto previsto al 7.8.1.9 (costruzioni semplici).

Gli elementi di muratura portante devono essere tali da evitare rotture fragili, *a tal fine gli elementi devono possedere i requisiti indicati nel 4.5.2 e, fatta eccezione per le costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $a_g S \leq 0,075g$, rispettare le seguenti ulteriori indicazioni:*

– ***percentuale volumetrica degli eventuali vuoti, non superiore al 45% del volume totale del blocco;***

– *eventuali setti, disposti parallelamente al piano del muro, continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;*

– ***resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 Mpa o, in alternativa, resistenza media normalizzata nella direzione portante (f_b) non inferiore a 6 MPa ;***

– ***resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete ($b_k f$), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.***

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa.

Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti verticali possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento murario.

L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da $a_g S \leq 0,15$ g, con le seguenti limitazioni:

- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se $a_g S \leq 0,075$ g; 7 m se $0,075$ g < $a_g S \leq 0,15$ g;

- numero dei piani in muratura da quota campagna: ≤ 3 per $a_g S \leq 0,075$ g; ≤ 2 per $0,075$ g < $a_g S \leq 0,15$ g.

L'uso di giunti verticali non riempiti è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da $a_g S \leq 0,075$ g, costituiti da un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura di 7 m.

Gli elementi per murature con giunti sottili e/o giunti verticali a secco debbono soddisfare le seguenti limitazioni:

- spessore minimo dei setti interni: 7 mm;

- spessore minimo dei setti esterni: 10 mm;

- percentuale massima di foratura: 55%;

Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo per costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $a_g S \leq 0,075$ g.

Definisce le modalità costruttive e i fattori di comportamento delle diverse tipologie di muratura; definisce inoltre i criteri di progetto e i requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.

Le piante delle costruzioni devono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, devono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate

tenendo conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali e di vincolo nei confronti delle azioni fuori del piano delle pareti, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.I, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al 4.5.6.2, h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tabella n°7 – Estratto tabella di cui al punto 7.8.1.4 NTC 2018

Tab. 7.8.I – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	150 mm	20	0,3

Al paragrafo 7.8.1.5 vengono definiti quattro metodi di analisi in base al tipo di struttura:

- analisi lineare statica;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Anche le verifiche di sicurezza variano in base al tipo di struttura, per le costruzioni in muratura ordinaria (che sono oggetto della presente dissertazione) il riferimento è il punto 7.8.2.

Per le costruzioni in muratura armata e in muratura confinata i riferimenti sono rispettivamente ai punti 7.8.3 e 7.8.4.

Infine al paragrafo 7.8.6 troviamo delle regole di dettaglio.

4.2.3 Paragrafo 8.7.1

Facente parte del capitolo 8 “Costruzioni Esistenti” questo paragrafo definisce le norme per la progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche:

Nelle costruzioni esistenti in muratura, in particolare negli edifici, si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione della

muratura, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra pareti murarie e tra pareti e orizzontamenti, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini sia di resistenza (applicando un opportuno fattore di comportamento), sia di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza degli orizzontamenti, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali con gli orizzontamenti e tra loro.

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di progetto di un pannello in muratura, per azioni nel suo piano medio, potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni, alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono risultare inadeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio, infatti, occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra, per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, per gli edifici in aggregato dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate sulle pareti in comune con le US adiacenti, causate da orizzontamenti sfalsati di quota, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, sia verticalmente sia orizzontalmente, US adiacenti di differente altezza.

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di orizzontamenti sufficientemente rigidi nel proprio piano può essere svolta, anche per edifici con più di due orizzontamenti, mediante l'analisi statica non lineare, con verifica in termini sia di forze sia di spostamenti, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di US d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che gli orizzontamenti possano unicamente traslare nella direzione dell'azione sismica considerata. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora gli orizzontamenti dell'edificio non siano sufficientemente rigidi nel proprio piano si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, essendo ciascuna parete soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

Facendo un passo indietro, il paragrafo 8.4 individua tre categorie di intervento:

- interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;*
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al 8.4.3;*
- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al 8.4.3.*

Il paragrafo 8.5 definisce il modello di riferimento per le analisi di edifici esistenti di cui il progettista deve seguire, in particolare:

- analisi storico-critica;
- rilievo dell'edificio in oggetto;
- caratterizzazione meccanica dei materiali (tramite verifiche visive in situ, saggi e/o indagini sperimentali);
- assegnazione del livello di conoscenza e dei fattori di confidenza da utilizzare nelle verifiche di sicurezza;
- individuare i valori delle azioni e loro combinazioni da considerare nel calcolo, di cui i valori delle azioni sismiche sono individuate in base alla zona sismica di appartenenza e alle caratteristiche geologiche del terreno.

4.2.4 Paragrafo 11.10

Facente parte del capitolo 11 “Materiali e prodotti per uso strutturale” questo paragrafo definisce le caratteristiche che devono avere i materiali per murature portanti, quali gli elementi resistenti artificiali (blocchi in laterizio o in calcestruzzo) o naturali (lapidei) e le relative malte di allettamento. Per gli stessi materiali vengono definite le prove di accettazione e le resistenze.

5.2 Analisi storica dell'edificio

Il fabbricato oggetto di studio è un edificio residenziale con due piani fuori terra più un sottotetto non abitabile, dotato di due unità abitative, una al piano terra e una al piano primo.

Da un'analisi urbanistica l'immobile è stato edificato nel 1959 tramite licenza di costruzione avente protocollo n. 1952 del 22 maggio 1959, è stata ultimata nell'anno 1960 e possiede abitabilità datata 24 febbraio 1961. È presente il verbale di collaudo statico da parte dell'Ing. Luigi Mondella datato 13 luglio 1960 dove sono illustrati i materiali utilizzati, i tipi di murature e solai, analisi che viene rimandata al paragrafo 5.5 “caratteristiche meccaniche dei materiali”.

Nel proseguo degli anni, il fabbricato non è stato soggetto a cambi di destinazione d'uso e nemmeno a interventi strutturali, sono stati invece realizzati modifiche alle tramezzature interne come dimostrato dalla pratica in sanatoria effettuata nel 2021.

Si è in possesso dunque di elaborati grafici aggiornati attestanti lo stato di fatto del fabbricato a seguito di rilievo geometrico completo dell'edificio.



Figura n°24 –Ricostruzione 3D fabbricato in oggetto – stato di fatto

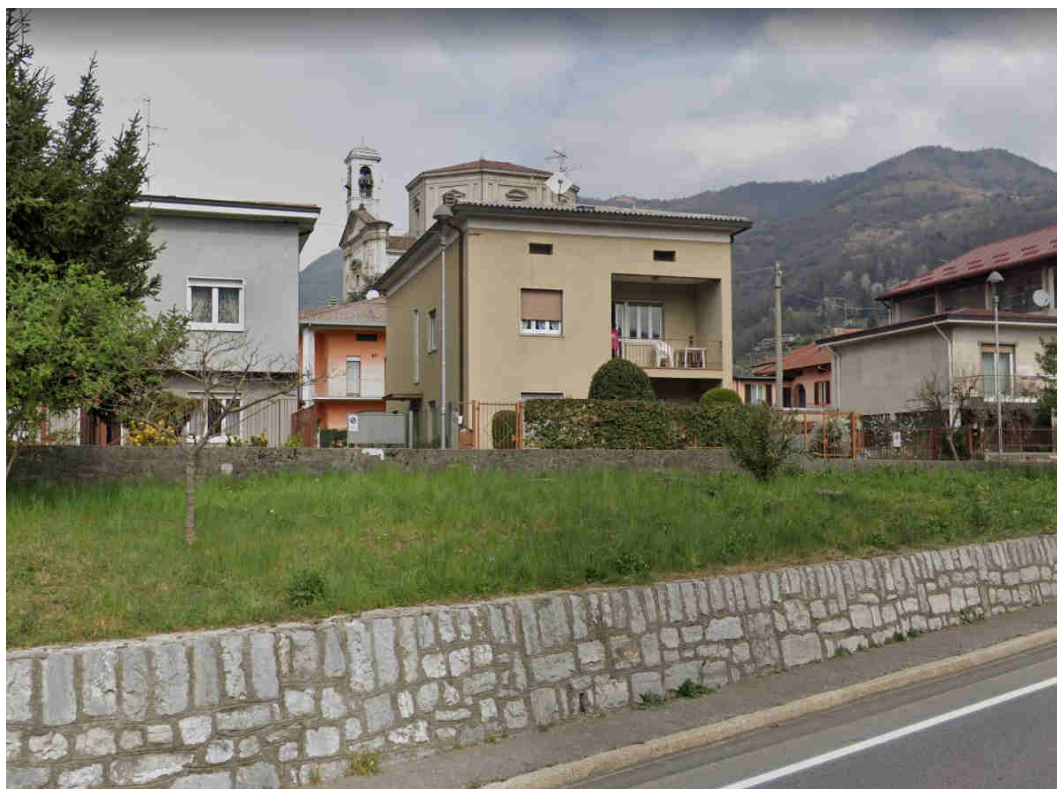


Figura n°24 – Prospetto Sud



Figura n°25 – Prospetto Est



Figura n°26 – Prospetto Nord

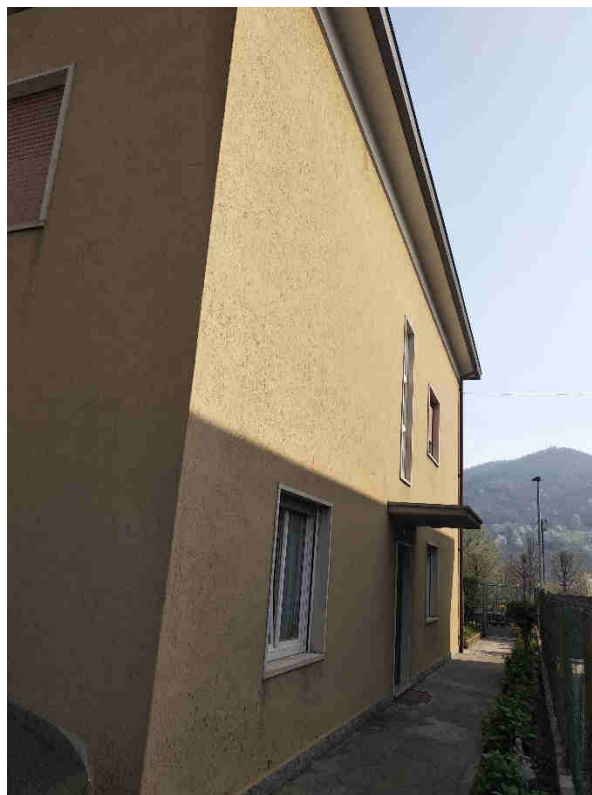


Figura n°27 – Prospetto Ovest

5.3 Rilievo geometrico

Il fabbricato oggetto di studio è un edificio residenziale in muratura con due piani fuori terra più un sottotetto non abitabile, dotato di due unità abitative, una al piano terra e una al piano primo.

Le caratteristiche costruttive delle murature e dei solai sono state dedotte dal verbale di collaudo dell'Ing. Luigi Mondella datato 13 luglio 1960. È stato inoltre effettuato un sopralluogo per effettuare un'indagine visiva e verificare quanto riportato nel verbale di collaudo oltre che reperire le informazioni integrative in merito alla struttura del tetto.

Sono stati adottati due tipi diversi di murature:

- per i muri perimetrali portanti dei piani terra e primo blocchi di laterizio spessore 30 cm;
- per i muri della scala, i muri perimetrali del piano sottotetto e il muro portante centrale blocchi di calcestruzzo spessore 25 cm.

Nelle planimetrie dei vari livelli esposte in seguito sono stati campiti i due diversi tipi di muratura, in colore rosso vengono indicati le murature in blocchi di laterizio mentre in colore grigio le murature in blocchi di calcestruzzo. I muri non campiti non sono d'interesse strutturale in quanto trattasi di semplici pareti divisorie oppure canne fumarie. Sono inoltre riportati l'orditura dei solai che sono unidirezionali, le frecce indicano la direzione dell'orditura del solaio di calpestio. I solai sono realizzati in latero cemento, costituiti da pignatte in laterizio di alleggerimento dalla dimensione di 40 cm di larghezza e 16 cm di altezza, i travetti hanno larghezza 8 cm e la cappa di calcestruzzo armato ha un'altezza di 4 cm. I balconi e le gronde d'ingresso sono in cemento armato, il terrazzo è portato da trave di bordo. La gronda della copertura è in c.a. ed è legata al cordolo perimetrale in c.a.

La copertura non è da ritenersi rigida in quanto è realizzata con orditura in legno semplice senza tavolati in legno (assiti) dunque nel modello allo stato di fatto viene considerata non strutturale.

La struttura della copertura è formata da una trave di colmo in legno diametro 20 cm, n° 4 travi in legno di displuvio dimensioni 8 x 20 cm tutte poggianti su due pilastri in blocchi di calcestruzzo di dimensioni 40 x 40 cm che scaricano sulla parete sottostante in muratura.

Sopra le travi la struttura è formata da travetti in legno di abete dalla dimensione di 6 x 12 cm aventi passo 80 cm. Non è presente assito in legno soprastante. La copertura poggia direttamente su cantinelle in legno posate ortogonalmente rispetto all'orditura dei travetti e presenta una pendenza pari al 30% circa.

Il fabbricato ha un volume lordo pari a 1.000 metri cubi, un'altezza interpiano di 2,90 m per i piani abitabili e un'altezza media pari a 2,00 m per il sottotetto non abitabile (2,60 m in corrispondenza del colmo e 1,40 m ai bordi). Le superfici lorde sono pari a 133,60 mq per ogni piano per un totale di 400,80 mq.

Si segnalano dei quadri fessurativi, non preoccupanti ma presenti agli angoli della struttura.

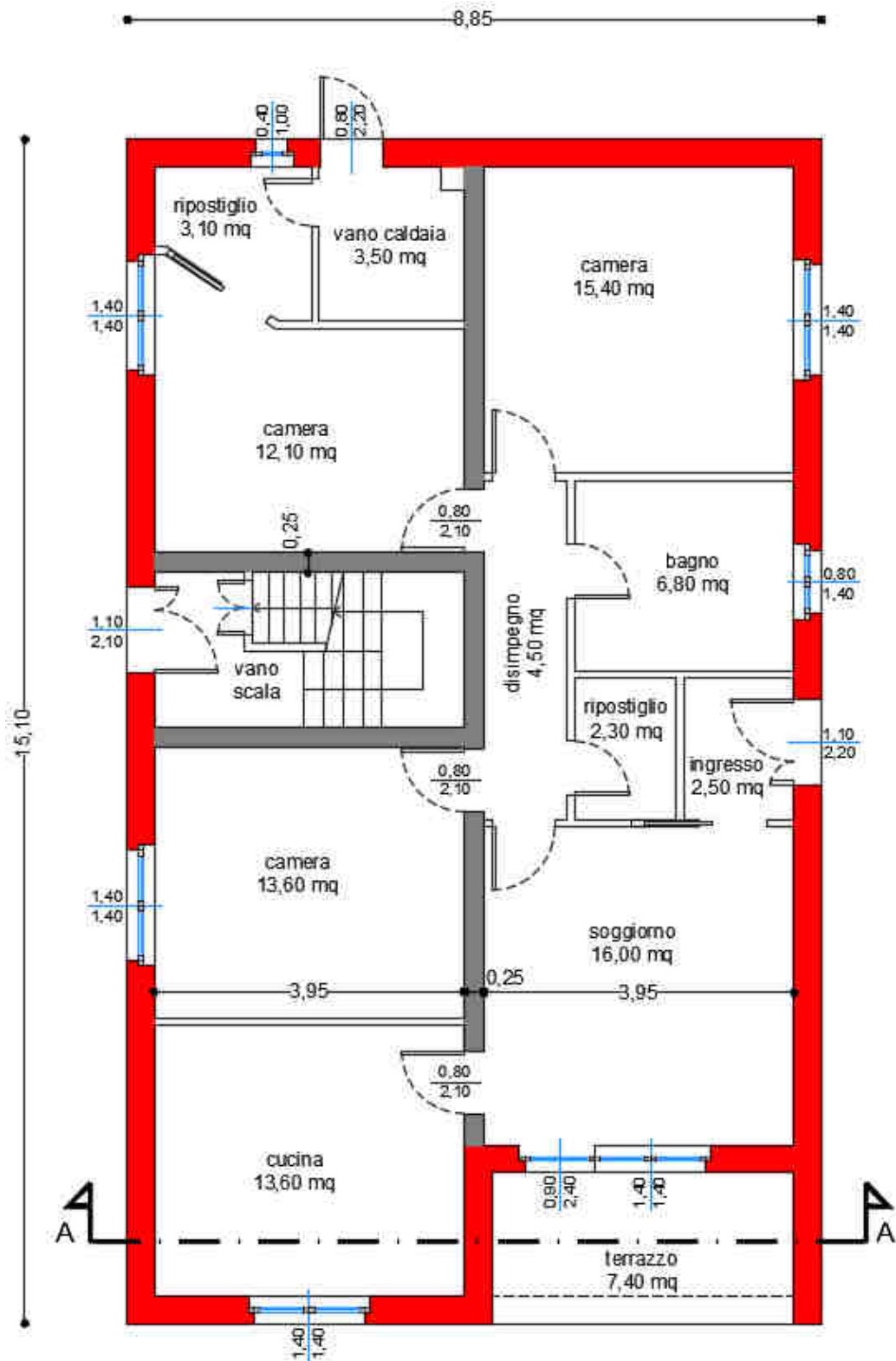


Figura n°28 – Pianta piano terra

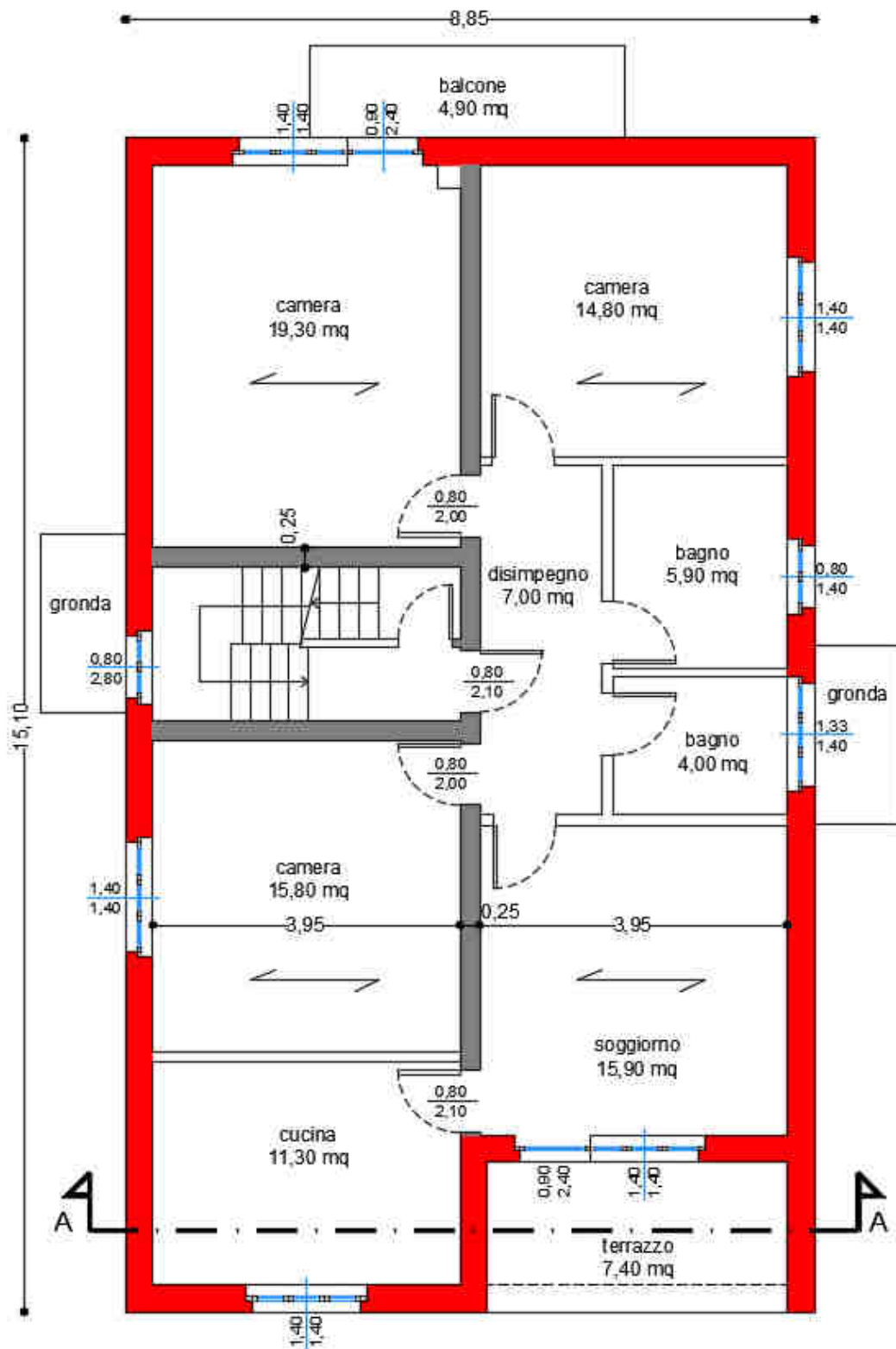


Figura n°29 – Pianta piano primo

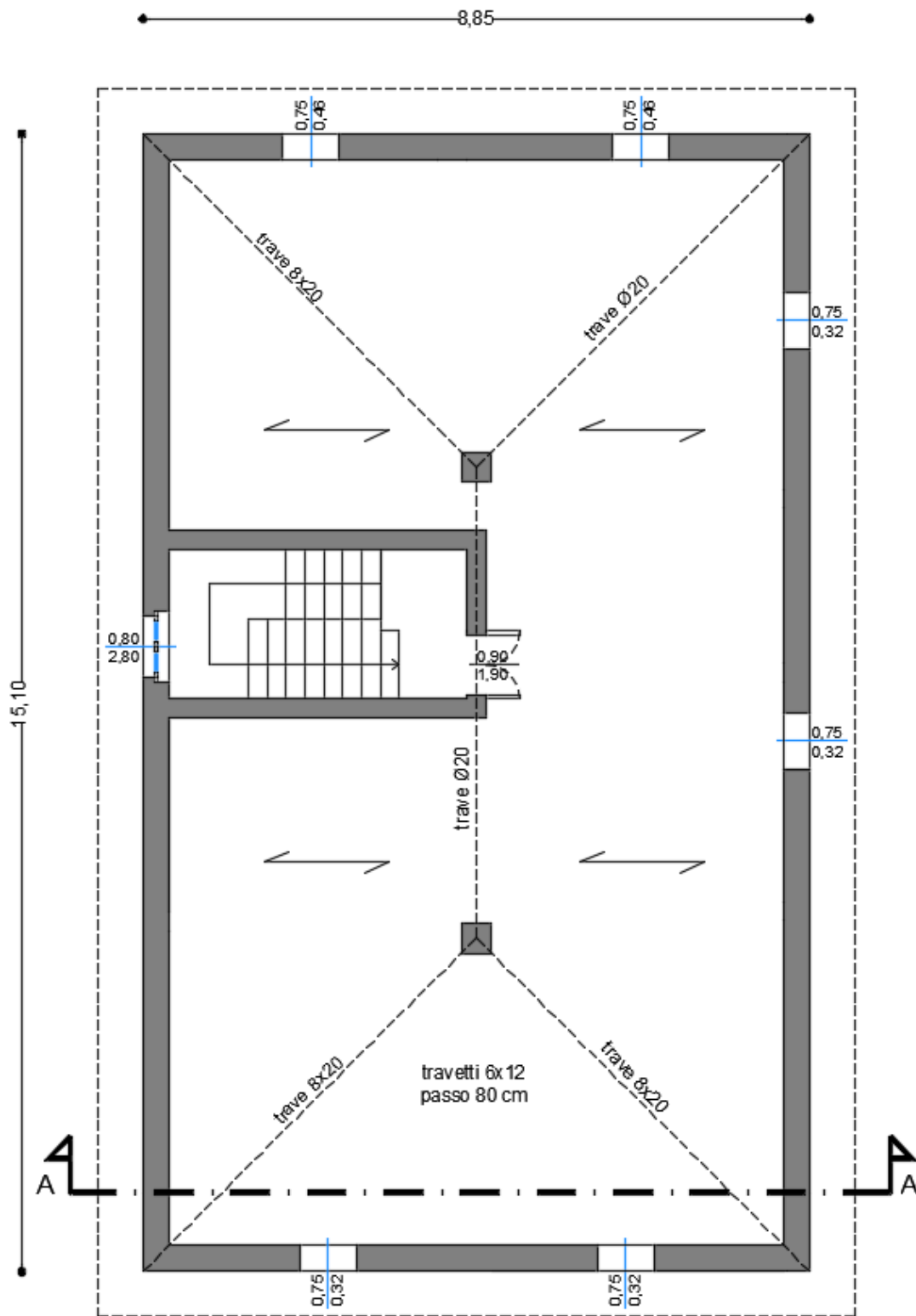


Figura n°30 – Pianta piano sottotetto

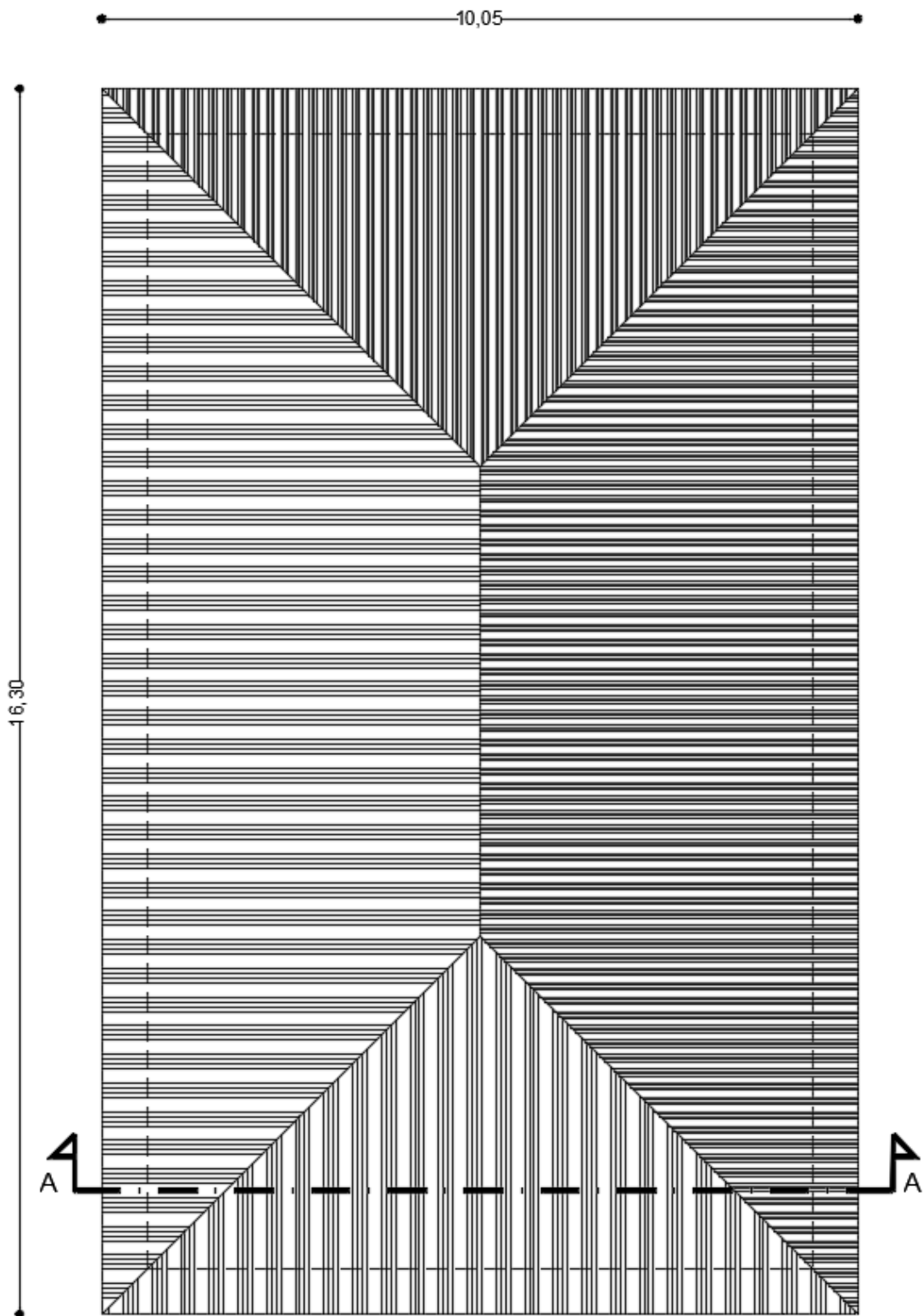


Figura n°31 – *Pianta copertura*

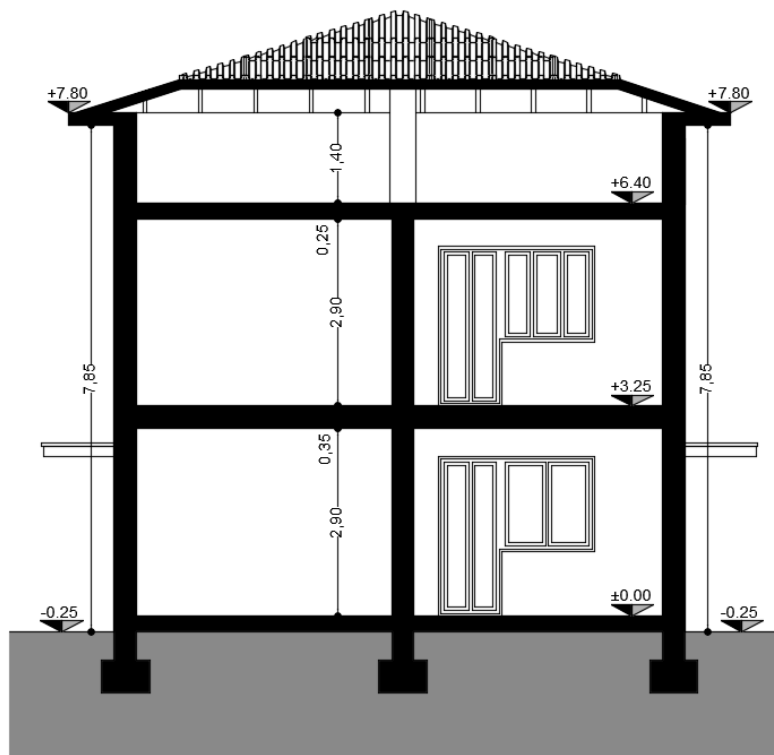


Figura n°32 – Sezione A-A indicativa



Figura n°33 – Prospetto Sud

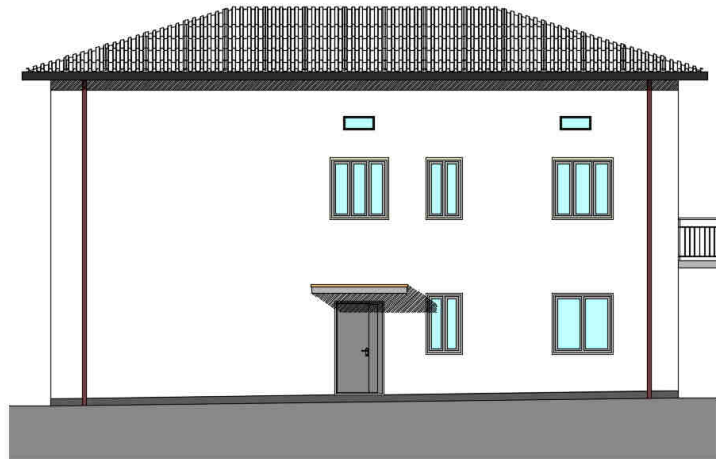


Figura n°34 – Prospetto Est

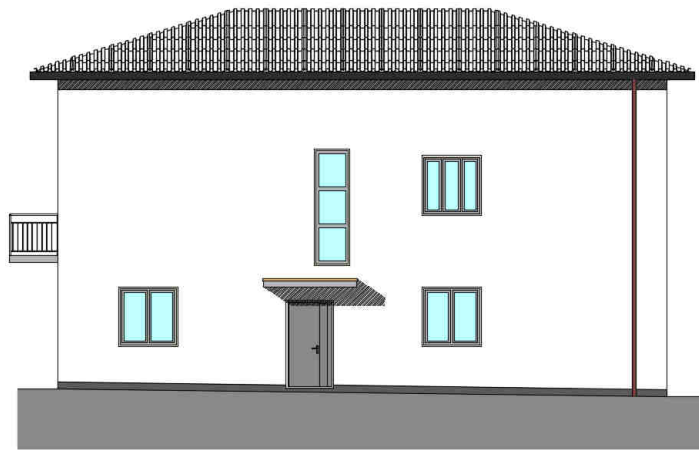


Figura n°35 – Prospetto Ovest



Figura n°36 – Prospetto Nord

5.4 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Il livello di conoscenza di una struttura esistente è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi, esso viene definito in base agli approfondimenti in situ, all'accurata analisi in fase di rilievo e dalle indagini sperimentali eseguite sui materiali. In base al livello di conoscenza (LC) raggiunto viene assegnato un fattore di confidenza.

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.

Per il caso oggetto di studio, con riferimento alle specifiche contenute al capitolo 8.5 delle NTC, viene definito il seguente livello di conoscenza (LC) della struttura:

LC1: in quanto sono stati effettuati l'analisi storico-critica dell'edificio di cui al capitolo C8.5.1 della circolare 2019, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi di cui al capitolo C8.5.2 e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali di cui al capitolo C8.5.3.

In merito alle prove limitate si specifica che sono state eseguite indagini di tipo visivo unite al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi e saggi limitati che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria.

Il corrispondente fattore di confidenza per il livello di conoscenza 1 è: **FC = 1,35**, e quindi un abbattimento del 35% in sede di verifica delle resistenze di calcolo dei materiali.

5.5 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Sulla base delle indagini visive, come predetto nel capitolo 5.3, la tipologia di muratura sono essenzialmente due, una in blocchi di laterizio e l'altra in blocchi di cls. Poiché non è stato possibile effettuare prove sperimentali sui materiali in situ (data la loro natura invasiva non compatibile con la destinazione d'uso dell'edificio), per determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali, si è fatto riferimento alla normativa.

Tabella n°8 – tabella C8.5.1 dell'appendice delle NTC2018

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15


Per la muratura in blocchi di laterizio si sono presi in considerazione i valori della fila indicata in rosso nella tabella soprastante; sono indicati valori minimi e massimi da prendere in considerazione in base al livello di conoscenza della struttura. Per il livello LC1 la normativa al paragrafo C8.5.4.1 cita:


- per le resistenze (f, τ_0): i valori minimi degli intervalli riportati;
- per i moduli elastici (E,G): i valori medi degli intervalli riportati.

Proprietà materiale Modifica

Tipo: **Nome**

Nome: Muratura in blocchi Laterizio

Colore materiale: 

Texture: 

E [N/mm ²]	4550
Eh [N/mm ²]	4550
G [N/mm ²]	1137,5
w [kN/m ³]	15
f _m [N/cm ²]	500
f _{hm} [N/cm ²]	375
f _k [N/cm ²]	259,26
τ [N/cm ²]	8
FC	1,35
γ _m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale:

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame:

Fascia: Resistenza pari al valore residuo

Taglio: Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

Descrizione:

Libreria Normativa OK Annulla ?

Figura n°37 – Inserimento caratteristiche muratura in laterizio nel software 3 Muri

Per la muratura in blocchi di calcestruzzo si sono presi in considerazione i valori della fila indicata in nero nella tabella sottostante; sono indicati valori minimi e massimi da prendere in considerazione in base al livello di conoscenza della struttura. Per il livello LC1 la normativa al paragrafo C8.5.4.1 cita:

- per le resistenze (f , τ_0): i valori minimi degli intervalli riportati;
- per i moduli elastici (E,G): i valori medi degli intervalli riportati.

Proprietà materiale

Tipo: **Nome**

Nome: Muratura in blocchi cls

Colore materiale:

Texture:

E [N/mm ²]	1400
Eh [N/mm ²]	1400
G [N/mm ²]	350
w [kN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	150
f _{hm} [N/cm ²]	112,5
f _k [N/cm ²]	77,78
τ [N/cm ²]	9,5
FC	1,35
γ _m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia: Degradato di resistenza a un valore residuo

Taglio: Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Considera contributo a trazione fascia

Descrizione:

Libreria

Figura n°38 – Inserimento caratteristiche muratura in cls nel software 3 Muri

I valori delle resistenze verranno poi ridotti a titolo cautelativo in base al fattore di confidenza (FC) e al coefficiente parziale di sicurezza (γ_m) associati al caso di studio, il calcolo viene eseguito in automatico dal programma tramite le seguenti formule:

$$f_d = f_m / (\gamma_m FC)$$

$$\tau_d = \tau_0 / (\gamma_m FC)$$

Il coefficiente parziale di sicurezza per le strutture in muratura assume il valore pari a 3.

5.6 Analisi dei carichi

I solai interpiano del fabbricato in oggetto sono realizzati in latero-cemento gettato in opera di cui la soletta strutturale presenta un'altezza pari a 20 cm di cui i travetti in c.a. di dimensioni 8 x 16 – passo 48 cm, pignatte di alleggerimento in laterizio pari a 40 x 16 e cappa armata di calcestruzzo e rete elettrosaldata con funzione di ripartizione dei carichi di altezza 4 cm.

Il software 3muri inserendo i parametri della soletta strutturale è in grado di calcolare automaticamente il peso proprio strutturale (G_{k1}), nella figura sotto indicato in nero. Per quanto riguarda il peso proprio non strutturale (G_{k2}), occorre inserire il valore manualmente in seguito a un'analisi dei carichi agenti effettuata da parte dell'utente, nella figura sotto indicato in rosso.

The screenshot shows the 'Orizzontamenti' software interface. It features a list of material types on the left, a diagram of the slab cross-section on the right, and several input fields and tables. The 'Peso blocco' field is highlighted in red, and the 'Gk2, Agg. (pavimenti, etc.)' field is also highlighted in red. The 'Valori calcolati' table shows the calculated values for G_{k1} and G_{k2} .

Orizzontamenti	
Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	
Legno con travetti affiancati e tavolato doppio	
Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.	
Legno con soletta	
Putrelle e tavelloni	
Putrelle e voltini	
Laterocemento	
Predalles	
Lamiera grecata	
Lamiera grecata con soletta	

Soletta di completamento

Soletta strutturale

Materiale: CLS C20/25

Peso blocco: 100 [daN/m²]

Gk2, Agg. (pavimenti, etc.): 356 [daN/m²]

Valori calcolati	
Spessore [cm]	4,0
G [N/mm ²]	12.484,17
Ex [N/mm ²]	49.936,67
Ey [N/mm ²]	29.962,00
v [-]	0,2
Gk1 [daN/m ²]	167
Gk2 [daN/m ²]	456

Parametri	
b [cm]	8,0
i [cm]	48,0
h solaio [cm]	20,0
S [cm]	4,0

Figura n°39 – Inserimento caratteristiche solaio laterocemento nel software 3 Muri

Si riporta in seguito l'analisi dei carichi agenti sulla soletta per la determinazione del peso proprio non strutturale (G_k).

Tabella n°9 – calcolo peso proprio non strutturale G_k solai interpiano

SOLAIO INTERPIANO			
materiale	spessore/altezza (m)	peso per unità di volume (kN/mc)	peso al mq (kN/mq)
intonaco	0,02	18	0,36
pignatta in laterizio			1,00
caldana (sabbia e cemento)	0,10	16	1,60
pavimento (grès)	0,02	20	0,40
incidenza tramezzi*			1,20
Totale peso non strutturale (G_2)			4,56

*incidenza calcolata come al punto 3.1.3 NTC2018, per elementi divisorii (realizzati con laterizi forati e intonaco di calce e cemento) con $G_2 \leq 3,00$ kN/mq: $g_2 = 1,20$ kN/mq.

Il solaio tra il piano primo e il piano sottotetto è al rustico (privo di pavimento) ma si decide in fase di calcolo e verifica di considerarlo completo.

Per quanto riguarda i carichi accidentali o sovraccarichi vengono calcolati in base alla destinazione d'uso secondo la tabella al punto 3.1.II NTC 2018 ed è pari a: $Q_k = 2,00$ kN/mq.

Tabella n°10 – valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00

I balconi sono realizzati tramite soletta in c.a. con pavimento in grès e parapetti in ferro battuto.

Tabella n°11 – calcolo peso proprio strutturale G_{k1} e non strutturale G_{k2} balconi

BALCONI			
materiale	spessore/altezza (m)	peso per unità di volume (kN/mc)	peso al mq (kN/mq)
soletta in c.a.	0,14	25	3,50
Totale peso strutturale (G1)			3,50
pavimento (grès)	0,02	20	0,40
incidenza parapetto*			0,40
Totale peso non strutturale (G2)			0,80

*incidenza calcolata come al punto 3.1.3 NTC2018, per parapetti (realizzati in ferro battuto) con $G2 \leq 1,00$ kN/mq: $g_2 = 0,40$ kN/mq.

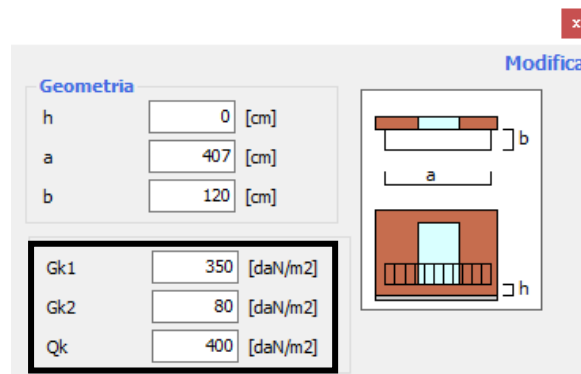


Figura n°40 – Inserimento caratteristiche balconi nel software 3 Muri

Per quanto riguarda i carichi accidentali o sovraccarichi per i balconi vengono calcolati in base alla destinazione d'uso secondo la tabella al punto 3.1.II NTC 2018 ed è pari a: $Q_k = 4,00$ kN/mq.

Tabella n°12 – valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00

Per quanto riguarda le gronde (gli sporti che coprono gli ingressi del piano terra) possiedono peso strutturale uguale ai balconi e non possiedono peso non strutturale, nel programma viene dunque inserito un valore di G_{k1} pari a 350 daN/mq mentre per l'accidentale $Q_k = 0,50$ kN/mq.

La copertura del fabbricato in oggetto è realizzata con struttura in legno, orditura primaria e secondaria in legno di abete, travetti di dimensione 6 x 12– passo 80 cm.

Il software 3muri inserendo i parametri dell'orditura è in grado di calcolare automaticamente il peso proprio strutturale (G_{k1}), nella figura sotto indicato in nero. Per quanto riguarda il peso proprio non strutturale (G_{k2}), occorre inserire il valore manualmente in seguito a un'analisi dei carichi agenti effettuata da parte dell'utente, nella figura sotto indicato in rosso. Per la copertura non occorre un'analisi approfondita in quanto è solo costituita da lastre in fibrocemento dal peso di 15 daN/mq.

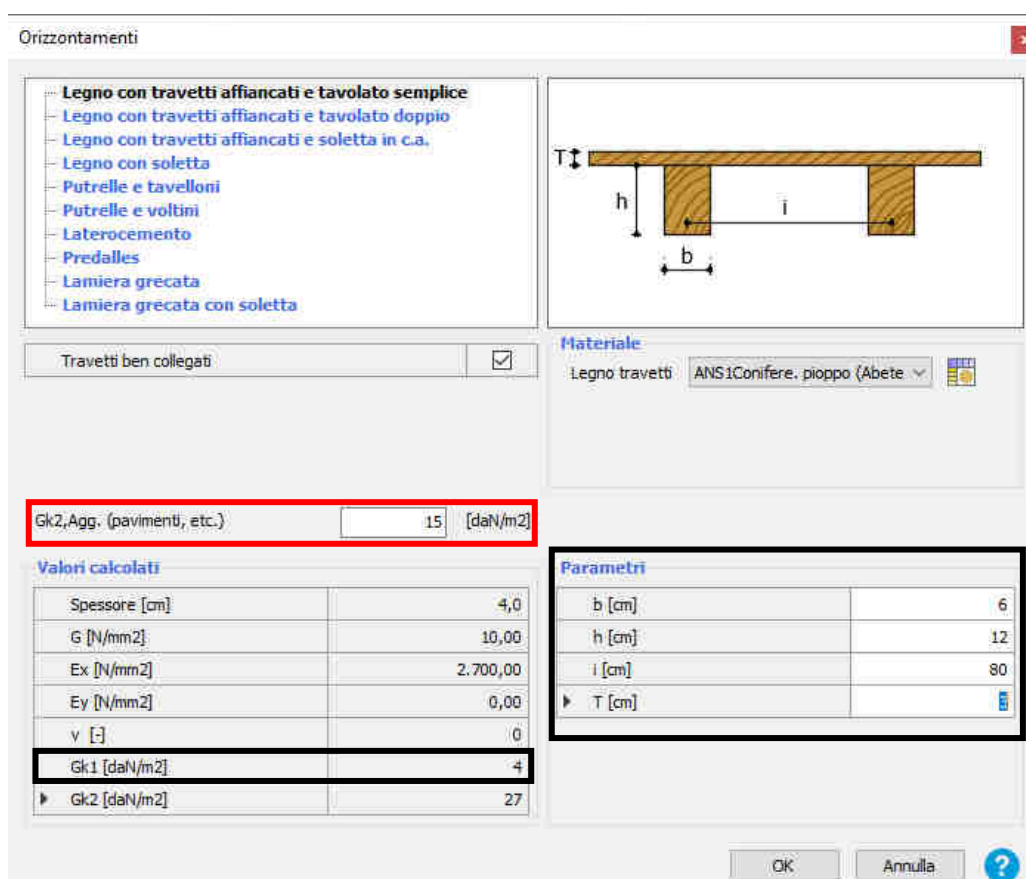


Figura n°41 – Inserimento caratteristiche copertura nel software 3 Muri

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato mediante l'espressione di cui al paragrafo 3.4.1 NTC2018:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_i \times C_E \times C_t = 1,65 \times 0,8 \times 1 \times 1 = \underline{\underline{1,32 \text{ kN/mq}}}$$

dove q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo il quale dipende dalle condizioni locali di clima ed esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Si individuano 4 macrozone, per ciascuna delle quali il carico caratteristico della neve al suolo è espresso in funzione della quota del suolo sul livello del mare. Il sito di realizzazione si trova nella zona I – Alpina (Nembro -BG) ad una quota $a_s = 313 \text{ m}$.

per $a_s > 200 \text{ m}$:

$$q_{sk} = 1,39 \times [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/mq} = \underline{\underline{1,65 \text{ kN/mq}}}$$

μ_i è il coefficiente di forma espresso in funzione all'angolo formato dalla falda con l'orizzontale, nel caso in esame le falde hanno pendenza pari al 30% ovvero $16,70^\circ$ di cui corrisponde un coefficiente pari a 0,8.

Tabella n°13 – valori del coefficiente di forma in base alla pendenza delle falde

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

C_E è il coefficiente di esposizione e può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso in oggetto non è possibile individuare cause di significativa rimozione di neve sulla copertura pertanto si assume tale coefficiente unitario $C_E = 1,00$.

C_t è il coefficiente termico e può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Poiché non è stato effettuato uno studio specifico sul problema si assume tale coefficiente unitario $C_t = 1,00$.

5.7 Modellazione e analisi struttura oggetto di studio tramite software 3 Muri

Il programma utilizzato per la modellazione dell'edificio è "3Muri" della "S.T.A. DATA", programma italiano leader nato specificatamente per il calcolo sismico e statico delle strutture in muratura secondo le NTC 18, EC6, EC8, SIA. Non è semplicemente l'adattamento di un software FEM generico ma 3Muri è stato sviluppato in modo specifico per la progettazione di edifici nuovi o l'esame di edifici esistenti, in muratura e misti (con elementi in cemento armato, acciaio e legno), di piccole o grandi dimensioni. Punti di forza di 3Muri sono l'estrema semplicità d'utilizzo e un metodo di calcolo rigoroso e innovativo, riconosciuto dalla comunità scientifica italiana e internazionale.

Il metodo di calcolo FME - Frame by Macro Element, schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento.

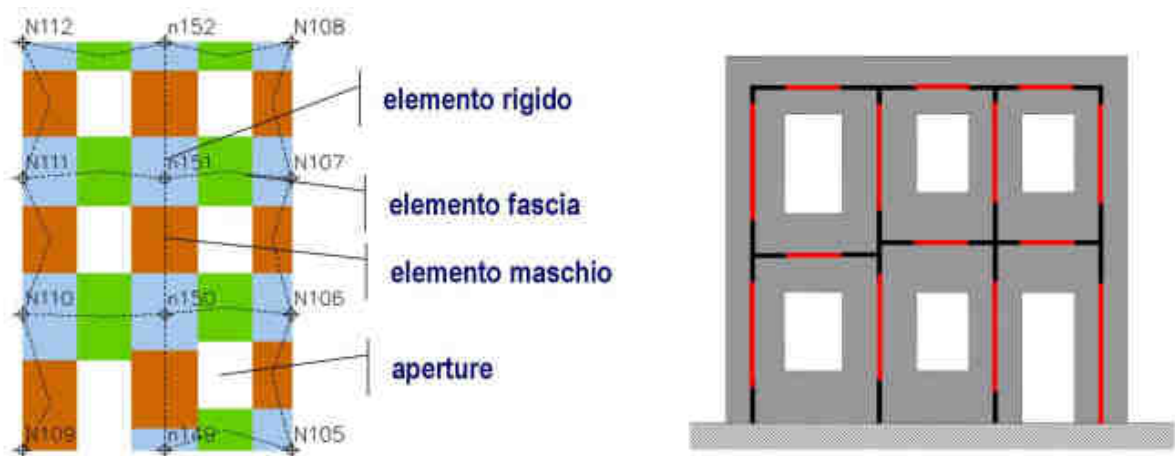


Figura n°42 – Mesh che suddivide i macroelementi e individuazione telaio equivalente

Il solutore del software ha dimostrato la sua affidabilità grazie a test effettuati presso numerose Università e Centri di ricerca nazionali e internazionali, con risultati in grado di rappresentare fedelmente il reale comportamento delle strutture analizzate. Dall'analisi effettuata è quindi possibile prevedere i necessari interventi di adeguamento sismico, mediante il rinforzo delle murature esistenti o l'inserimento di nuovi elementi in muratura o muratura armata.

La prima fase prevede l'input completamente grafico della struttura attraverso "oggetti strutturali": pannelli di muratura, travi e pilastri in c.a., acciaio, legno, muratura, catene, e cordoli. Successivamente sono calcolati, in automatico, parametri fondamentali per l'analisi "push-over" come la flessibilità dei solai. Infine, il modello viene completato con i carichi introdotti direttamente sui solai, i vincoli, e le caratteristiche del terreno. La distribuzione dei carichi sugli elementi verticale è calcolata automaticamente. I carichi vengono applicati direttamente sui solai. Il peso proprio delle murature è calcolato in automatico mentre i carichi dei solai, suddivisi tra permanenti e variabili, sono ripartiti automaticamente sulle murature su cui appoggiano secondo la loro reale disposizione, monodirezionale o bidirezionale.

Il Capitolo 10 delle NTC prevede interventi di tipo locale, di miglioramento e di adeguamento; la simulazione di questi interventi si può facilmente realizzare con 3Muri attraverso un'ampia gamma di elementi di rinforzo come: catene, applicazioni di FRP, intonaco armato, iniezioni su pareti, irrigidimento dei solai, ecc.

Per poter modellare l'edificio oggetto di studio è stata innanzitutto necessario inserire tutte le caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali di cui al capitolo 5.5 della presente dissertazione e successivamente inserire i carichi agenti sui solai e sulla copertura analizzati nel capitolo 5.6. Sono state poi inserite nel programma le piante dei vari livelli in formato dxf, definendo gli allineamenti delle pareti e modellandole assegnando ad esse il materiale corrispondente. Sono stati definiti i cordoli di collegamento, le aperture presenti, i balconi e le gronde.

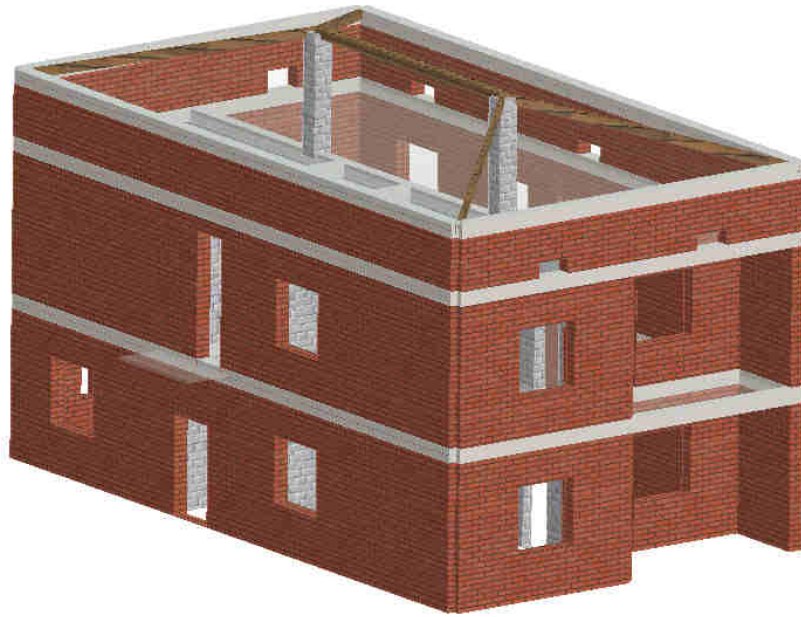


Figura n°43 – *Visuale 3D del modello strutturale oggetto di studio – prospetti ovest e sud*

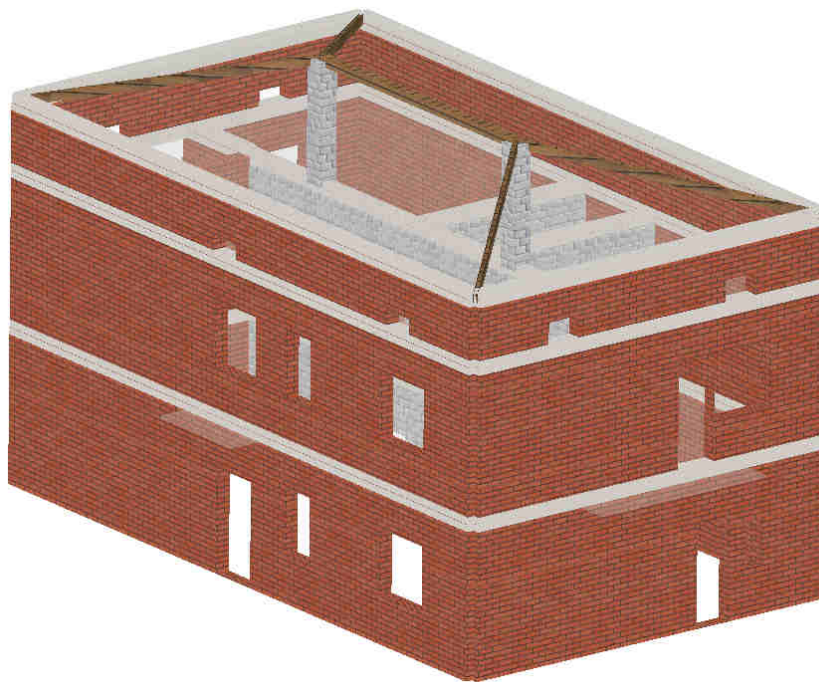


Figura n°44 – *Visuale 3D del modello strutturale oggetto di studio – prospetti est e nord*

Terminata tutta la parte di inserimento dei dati geometrici e strutturali dell'edificio, il programma ricava i dati per l'analisi secondo il modello 3 Muri, ossia il telaio equivalente. Il risultato di questa analisi è la presentazione di una mesh che schematizza maschi murari, fasce, travi e pilastri. I solai di copertura sono stati modellati come “non strutturali”, tipologia usata quando le falde non possiedono rigidezze significative (nel nostro caso la struttura in legno realizzata con travi e travetti in legno senza assito e struttura del tetto non ammorsata adeguatamente al cordolo perimetrale). Dunque nella modellazione non è stata inserita la copertura ma sono stati calcolati i carichi lineari e concentrati della copertura che gravano sulla struttura.

Una volta terminata la modellazione il software ricava il telaio equivalente, ovvero la presentazione di una mesh con schematizzati maschi murari, fasce di piano, travi, cordoli, pilastri, eventuali tiranti e catene ecc...

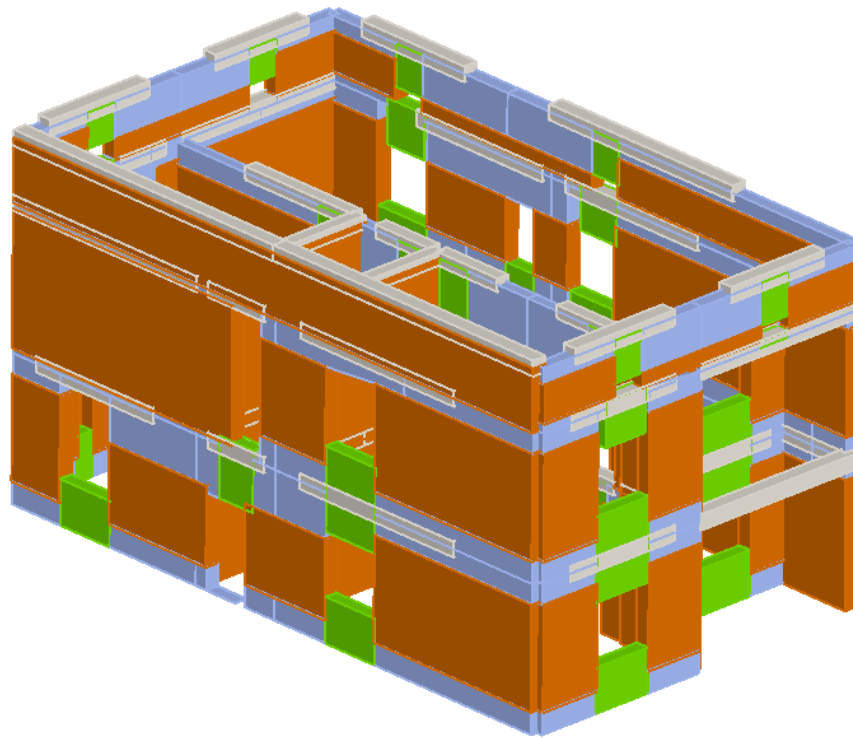


Figura n°45 – *Visuale 3D della Mesh creata dal software 3Muri*

Step successivo è stato quello di determinare le condizioni sismiche, ricordando che nelle NTC gli spettri sismici dipendono non più dalla zona sismica ma dalle coordinate geografiche del sito. Inserendo dunque nel programma la città e definendo la vita nominale e la classe d'uso dell'edificio, il programma calcola in automatico i parametri di pericolosità sismica.

	SLC	SLV	SLD	SLO
a_g [m/s ²]	1,421	1,088	0,387	0,300
F_0	2,46	2,42	2,48	2,44
T_C^* [s]	0,28	0,27	0,21	0,2
T_R	975	475	50	30

Figura n°45 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Successivamente occorre calcolare il carico sismico, definendo la classe del suolo e la categoria della superficie topografica.

La classe di suolo è stata reperita tramite la relazione sismica a supporto del Piano di Governo del Territorio (PGT) del comune di Nembro avente oggetto “analisi e valutazione degli effetti sismici di sito” datata maggio 2009 e redatta a cura dei Geologi Michela Pecchio e Gianluigi Nozza. In base ai risultati delle prove effettuate in diversi siti del comune sono state

assegnate le classi di suolo, la prova effettuata all'istituto comprensivo poco distante dal sito oggetto di studio ha definito una classe di suolo C.

Tabella n°14 – categorie di suolo assegnate a seguito di studio geologico-sismico

Sigla	Ubicazione	Vs30 (m/s)	F (Hz)	T =1/F	valori di Fa stimati		Fa (con variabilità +0.1)		DATI NORMATIVA DI RIFERIMENTO (da D.M. 14/01/2008)			Valutazione rispetto alla Normativa sismica	
					0.1<T<0.5	0.5<T<1.5	0.1<T<0.5	0.5<T<1.5	Categoria suolo	Valori Fa soglia		Valori di Fa	
										0.1<T<0.5	0.5<T<1.5	0.1<T<0.5	0.5<T<1.5
T03	Ist Alberghiero	303	6.41	0.16	1.48	1.12	1.58	1.22	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T04	S. Rocco	288	4.59	0.22	1.61	1.24	1.71	1.34	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T05	Elem. Capelli	320	5.53	0.18	1.77	1.17	1.87	1.27	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T06	S. Nicola	361	8.31	0.12	1.52	1.07	1.62	1.17	B	1.46	1.73	insufficiente	sufficiente
T07	Chiesa Lonno	498	13.75	0.07	1.14	0.98	1.24	1.08	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T08	Chiesa S.Vito	546	8.59	0.12	1.38	1.04	1.48	1.14	B	1.46	1.73	insufficiente	sufficiente
T09	Asilo Crespi	375	17.00	0.06	1.02	0.90	1.12	1.00	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T10	Basilica S. Maria	308	2.47	0.40	1.21	1.65	1.31	1.75	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T11	Municipio	352	6.66	0.15	1.65	1.12	1.75	1.22	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T12	Scuola Materna	315	5.63	0.18	1.53	1.16	1.63	1.26	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T14	Scuola Primaria	446	15.94	0.06	1.01	0.97	1.11	1.07	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T15	Chiesa S.Faustino	446	13.00	0.08	1.18	0.99	1.28	1.09	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T16	Bolognini	362	3.00	0.33	1.82	1.32	1.92	1.42	B	1.46	1.73	insufficiente	sufficiente
T17	Ist. Comprensivo	286	0.93	1.08	1.56	1.42	1.66	1.52	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T18	Centro Anziani	308	5.81	0.17	1.62	1.15	1.62	1.25	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T19	S. Sebastiano	320	5.25	0.19	1.77	1.13	1.87	1.23	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T21	Oratorio	314	5.31	0.19	1.56	1.18	1.66	1.28	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T22	UNES	318	7.50	0.13	1.41	1.08	1.51	1.18	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T23	PELLICANO	420	11.75	0.09	1.24	0.95	1.34	1.05	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T24	Esselunga	512	13.13	0.08	1.31	1.00	1.41	1.10	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T25	via Sora	361	6.25	0.16	1.62	1.08	1.72	1.18	B	1.46	1.73	insufficiente	sufficiente
T26	Via Lombardia	345	7.56	0.13	1.41	1.08	1.51	1.18	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T27	Scuola Gavarno	276	5.00	0.20	1.58	1.20	1.68	1.30	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T28	Chiesa Gavarno	367	10.00	0.10	1.30	1.03	1.40	1.13	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T29	Centro Aggreg. Gavarno	293	5.72	0.17	1.53	1.15	1.63	1.25	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T30	Chiesa S. Antonio Gavarno	276	5.20	0.19	1.57	1.19	1.67	1.29	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T31	Sport. Saletti	410	10.81	0.09	1.07	0.97	1.17	1.07	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T32	Clinica odontoiatrica	353	7.50	0.13	1.58	1.09	1.68	1.19	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T33	Scuola materna comunale	352	6.53	0.15	1.47	1.11	1.57	1.21	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente
T34	via Fassi	384	10.69	0.09	1.28	1.02	1.38	1.12	B	1.46	1.73	sufficiente	sufficiente
T35	via Follerau	381	9.50	0.11	1.44	1.04	1.54	1.14	B	1.46	1.73	insufficiente	sufficiente
T37	Parco Viana	296	1.53	0.65	0.90	1.99	1.00	2.09	C	1.89	2.44	sufficiente	sufficiente

CLASSE C: “depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu, 30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.

Per quanto riguarda la categoria della superficie topografica viene assunta la categoria T1: “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazioni media $i < 15^\circ$ ”.

Carico sismico

Forma spettro: Parametrica Disegna il mio spettro

Classe suolo: C Calcola

	SLC	SLV	SLD	SLO
Verifica	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
a_g [m/s ²]	1,42	1,09	0,39	0,30
F_0	2,46	2,42	2,48	2,44
T^*_C [s]	0,28	0,27	0,21	0,20
T_R	975,00	475,00	50,00	30,00
S_S	1,49	1,50	1,50	1,50
T_B [s]	0,15	0,15	0,12	0,12
T_C [s]	0,45	0,44	0,37	0,36
T_D [s]	2,18	2,04	1,76	1,72

Categoria topografica: T1 S_T : 1,0

Fattore di amplificazione: 1,000

OK Annulla ?

Figura n°46 – Definizione carico sismico del sito

A questo punto, avendo inserito tutti i parametri necessari per effettuare l'analisi statica non lineare il software 3Muri è pronto a procedere con il calcolo di 24 condizioni di carico nonché 24 analisi push-over tenendo conto due differenti direzioni del sisma (secondo X e secondo Y) e delle eccentricità richiesta da normativa. Il calcolo viene eseguito secondo NTC2018 e successiva circolare applicativa 2019.

La curva di capacità portante viene tracciata riferendosi allo spostamento di uno specifico nodo di un controllo individuato in un piano e allo spostamento medio di piano. Si sceglie il nodo in corrispondenza del punto più deformabile (generalmente situato all'ultimo piano); prima di eseguire il calcolo non si conosce ancora quale sia il punto più deformabile, per cui sono costretto a effettuare varie analisi su diversi punti di controllo.

In base alle prove effettuate su nodi diversi, sono giunto alla conclusione di prendere in considerazione come nodo di controllo il nodo n°4 del terzo livello.

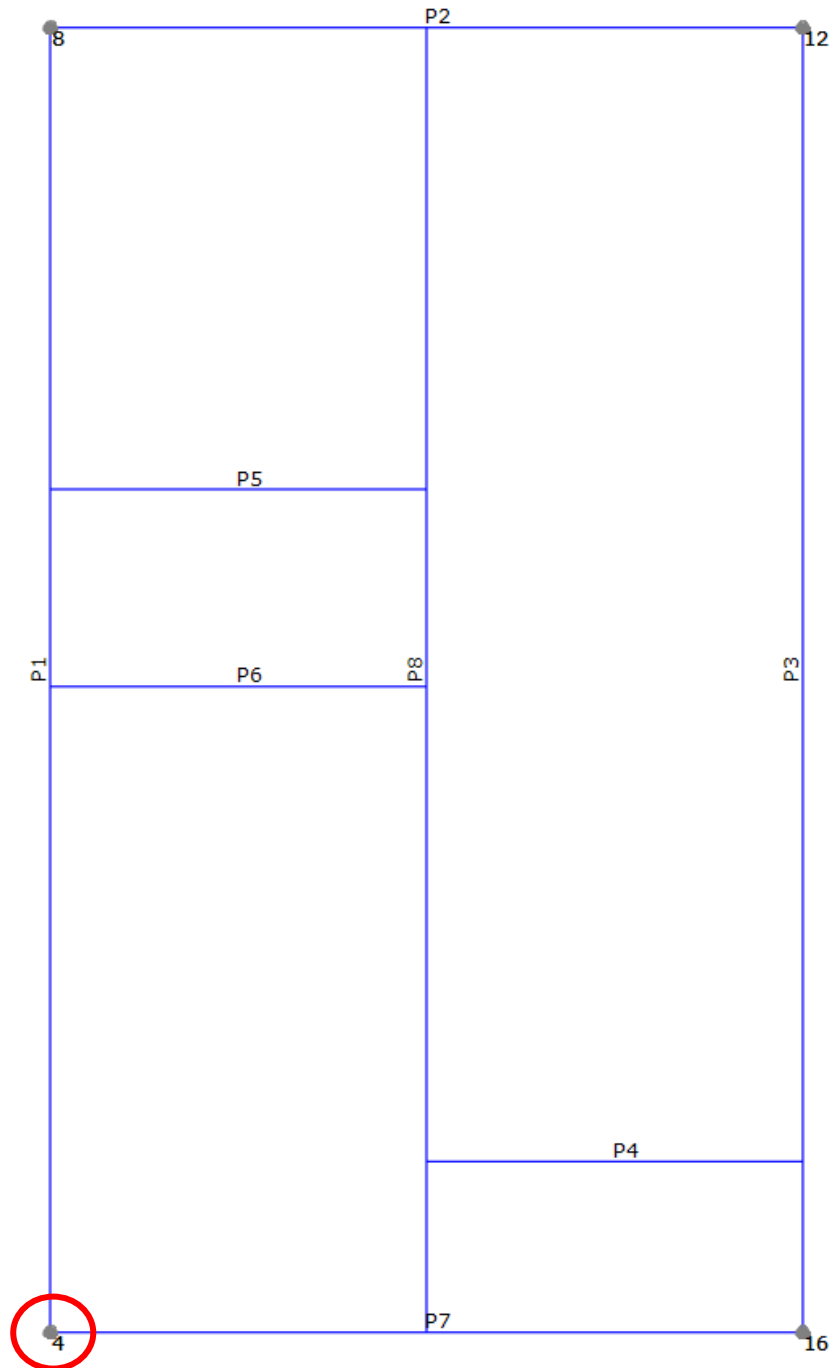


Figura n°47 – Scelta del nodo di controllo al terzo livello

Si premette che la geometria della struttura in oggetto presenta già di per sé una buona proprietà “scatolare” grazie alla forma semplice rettangolare e le pareti interne P5-P6 e P8 che fungono da controventature per le pareti perimetrali. La struttura inoltre presenta buoni collegamenti tra i pannelli murari grazie a cordoli perimetrali ad ogni piano, i quali dovrebbero scongiurare l’istaurarsi di meccanismi di collasso di primo modo.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,31	0,74	3,09	0,91	0,56	2,35	0,21	0,25	0,16	0,17	0,638	0,689	1,169	1,021
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,42	0,65	4,33	1,02	0,49	3,29	0,25	0,19	0,17	0,13	0,518	0,554	0,835	0,729
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,22	1,77	2,51	0,84	1,33	1,91	0,21	0,30	0,16	0,20	1,361	1,432	1,439	1,256
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,36	2,09	2,54	0,94	1,57	1,93	0,24	0,35	0,19	0,23	1,443	1,508	1,423	1,242
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,27	1,18	1,08	0,18	0,88	0,83	0,07	0,21	0,05	0,14	2,096	2,281	3,045	2,658
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,38	1,38	1,19	0,21	1,03	0,92	0,08	0,23	0,06	0,16	2,079	2,240	2,867	2,502
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,31	1,15	1,12	0,19	0,86	0,86	0,07	0,22	0,06	0,15	1,978	2,154	2,968	2,591
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,41	1,38	1,21	0,23	1,03	0,93	0,09	0,25	0,07	0,16	2,007	2,164	2,865	2,500
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	73,75	1,29	0,87	2,81	0,90	0,65	2,14	0,22	0,28	0,17	0,19	0,733	0,789	1,286	1,122
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-73,75	1,44	0,74	3,28	1,02	0,55	2,49	0,25	0,27	0,19	0,18	0,582	0,627	1,103	0,963
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	73,75	1,39	0,65	3,98	0,99	0,49	3,03	0,23	0,20	0,17	0,13	0,536	0,576	0,907	0,792
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-73,75	1,48	0,61	4,25	1,06	0,45	3,23	0,26	0,21	0,19	0,14	0,475	0,510	0,850	0,742
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	73,75	1,17	1,74	2,50	0,80	1,31	1,90	0,19	0,28	0,15	0,19	1,386	1,460	1,445	1,262
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-73,75	1,25	1,61	2,43	0,86	1,21	1,85	0,22	0,33	0,17	0,22	1,227	1,296	1,487	1,298
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	73,75	1,30	1,94	2,52	0,90	1,46	1,92	0,23	0,33	0,17	0,22	1,403	1,471	1,434	1,252
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-73,75	1,42	2,11	2,56	0,99	1,58	1,95	0,26	0,37	0,20	0,25	1,400	1,463	1,411	1,232
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	42,50	0,29	1,19	1,10	0,18	0,89	0,84	0,07	0,22	0,05	0,14	2,085	2,267	3,005	2,623
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-42,50	0,28	1,10	1,08	0,18	0,83	0,83	0,07	0,21	0,05	0,14	2,005	2,190	3,036	2,650
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	42,50	0,39	1,41	1,20	0,22	1,06	0,92	0,08	0,24	0,06	0,16	2,106	2,266	2,862	2,498
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-42,50	0,37	1,28	1,18	0,21	0,96	0,91	0,08	0,23	0,06	0,16	1,992	2,155	2,888	2,521
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	42,50	0,32	1,11	1,13	0,19	0,83	0,87	0,07	0,22	0,06	0,15	1,924	2,098	2,952	2,577
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-42,50	0,31	1,12	1,11	0,19	0,84	0,86	0,07	0,22	0,06	0,15	1,963	2,141	2,973	2,595
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	42,50	0,42	1,57	1,22	0,23	1,18	0,94	0,09	0,25	0,07	0,17	2,186	2,340	2,854	2,491
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-42,50	0,41	1,31	1,21	0,22	0,98	0,93	0,08	0,24	0,06	0,16	1,951	2,109	2,853	2,490

Figura n°48 – Risultati analisi push-over stato di fatto

Nella figura 48 è contenuto il risultato delle analisi effettuate in cui sono evidenziate in rosso le analisi verificate e in verde quelle verificate; le analisi non verificate sono sei, tutte aventi direzione X del sisma. Due delle sei non sono verificate per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) e per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) mentre le altre analisi comprendono anche lo stato limite di danno (SLD) e/o lo stato limite di operatività (SLO).

Analizzando nello specifico ogni analisi effettuata è possibile individuare le parti di struttura che necessitano di interventi migliorativi.

Si passa a studiare le analisi più gravose in direzione X e in direzione Y.

Si riporta la legenda dei colori per comprendere al meglio le analisi delle deformazioni presentate successivamente:

Legenda	
Muratura	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente plasticità
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Crisi grave
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
C.A.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio (armatura diagonale ca...)

Figura n°49 – *Legenda colori danneggiamenti*

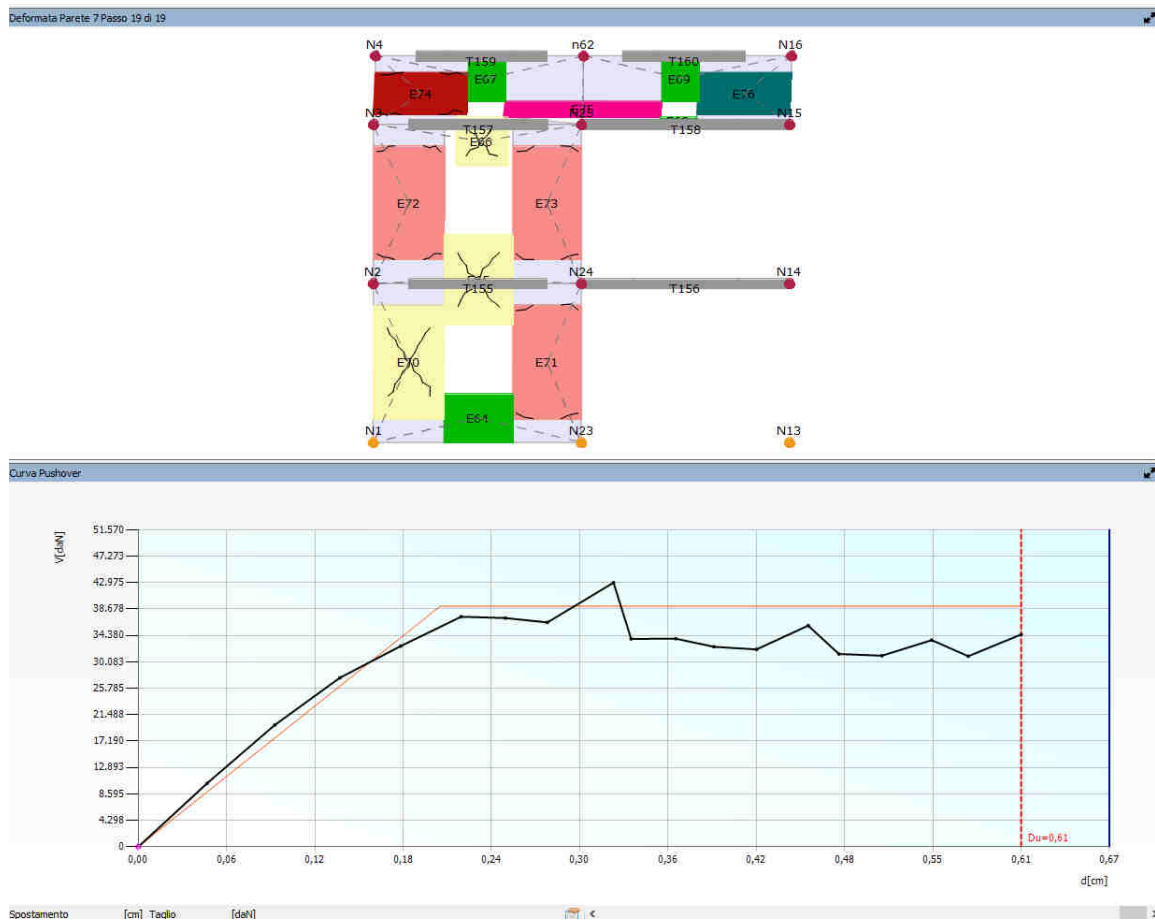


Figura n°50 – Analisi 12 direzione X – Parete 7 (sud)

La parete in questione presenta rotture e significativi danneggiamenti:

- rottura pressoflessione del maschio murario n.74;
- crisi grave del maschio murario n. 75;
- maschio n.76 non efficace;
- plasticizzazione per pressoflessione dei maschi n. 71-72-73;
- plasticizzazione per taglio delle fasce di piano n. 65-66 e del maschio n. 70.

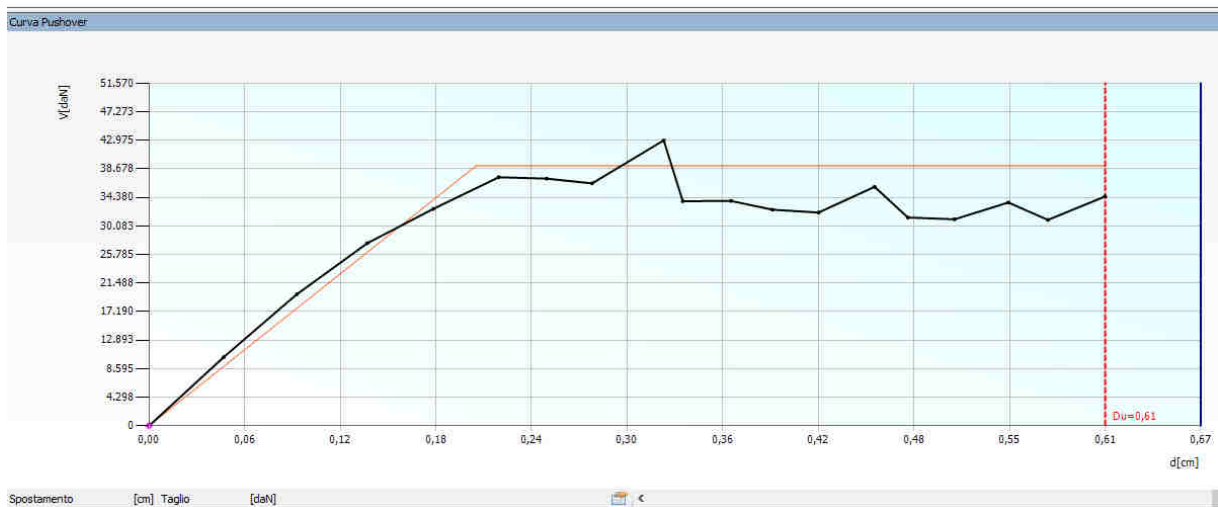
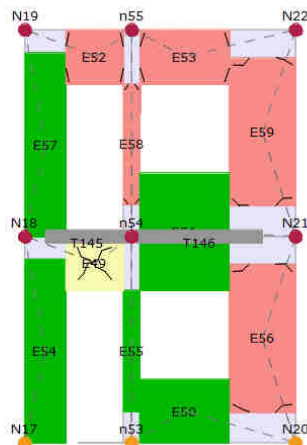


Figura n°51 – Analisi 12 direzione X – Parete 4 (sud)

Considerando che i maschi n.55 e 58 in realtà non esistono in quanto i serramenti sono ad “L”, inseriti per la buona riuscita della mesh, la parete in questione presenta i seguenti danneggiamenti:

- plasticizzazione per pressoflessione delle fasce n. 52-53 e dei maschi n. 56-59;
- plasticizzazione per taglio della fascia di piano n. 49.

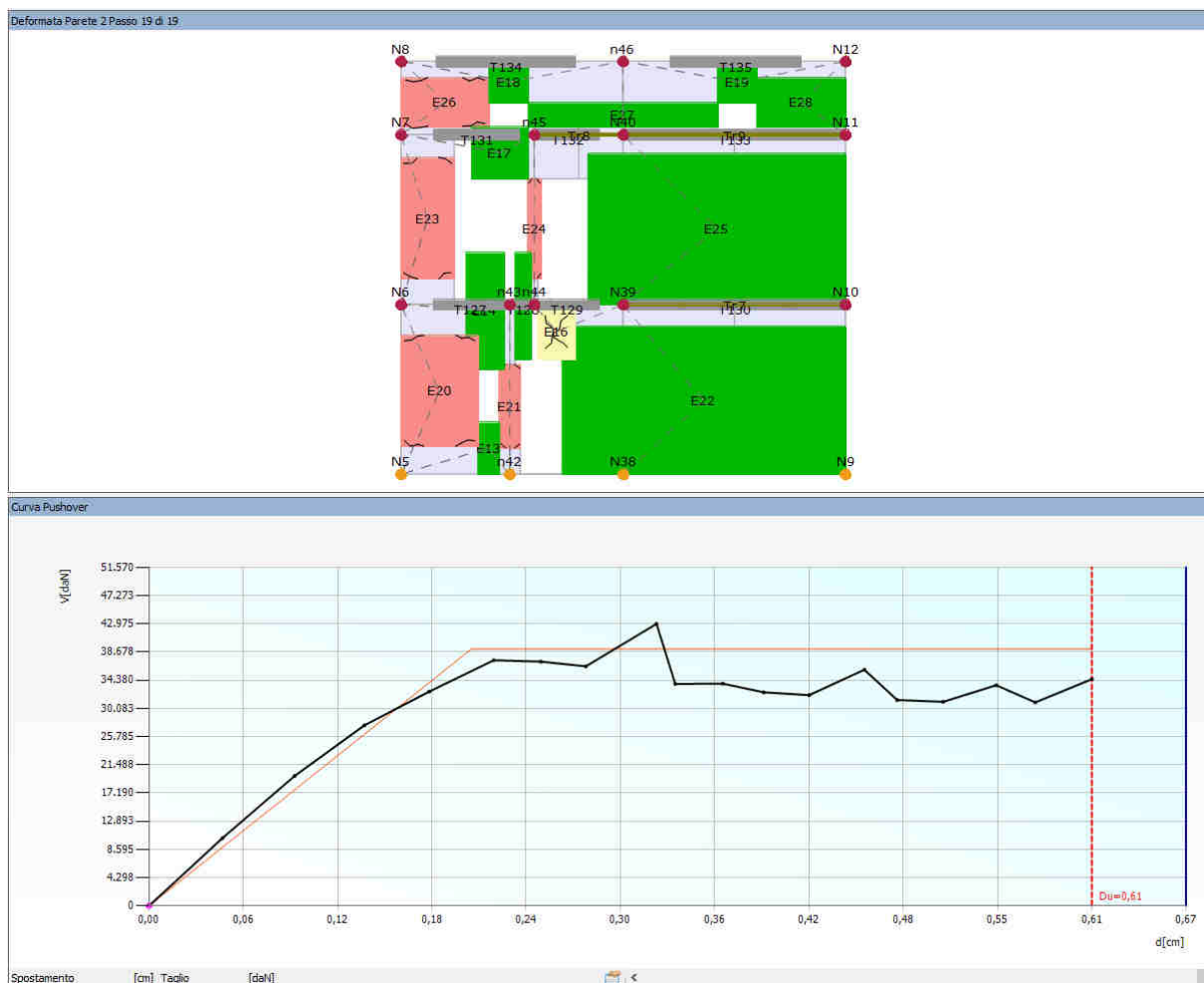


Figura n°52 – Analisi 12 direzione X – Parete 2 (nord)

Considerando che il maschio n.24 in realtà non esiste in quanto il serramento è a forma di “L”, inserito per la buona riuscita della mesh, la parete in questione presenta i seguenti danneggiamenti:

- plasticizzazione per pressoflessione dei maschi murari n. 20-21-23-26;
- plasticizzazione per taglio della fascia di piano n. 16.

Oltre ai su indicati sono presenti nella parete n°3:

- plasticizzazione per pressoflessione del maschio murario n. 48;
- plasticizzazione per taglio della fascia di piano n. 31.

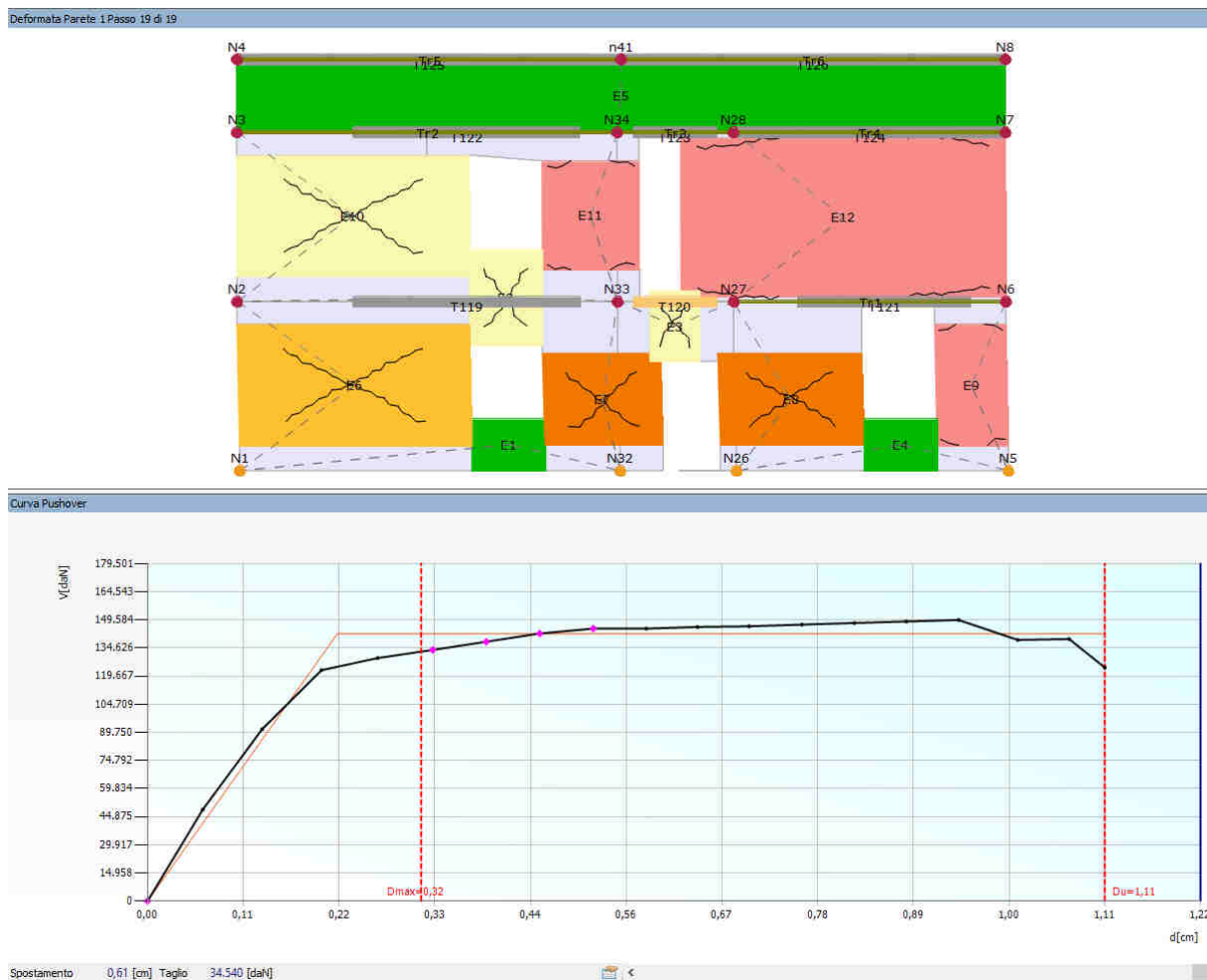


Figura n°54 – Analisi 21 direzione Y – Parete 1 (ovest)

La parete in questione presenta rotture e significativi danneggiamenti:

- rottura per taglio dei maschi murari n.7-8;
- incipiente rottura per taglio del maschio murario n. 6;
- plasticizzazione per taglio delle fasce di piano n. 2-3 e del maschio n. 10.
- plasticizzazione per pressoflessione dei maschi n. 9-11-12.

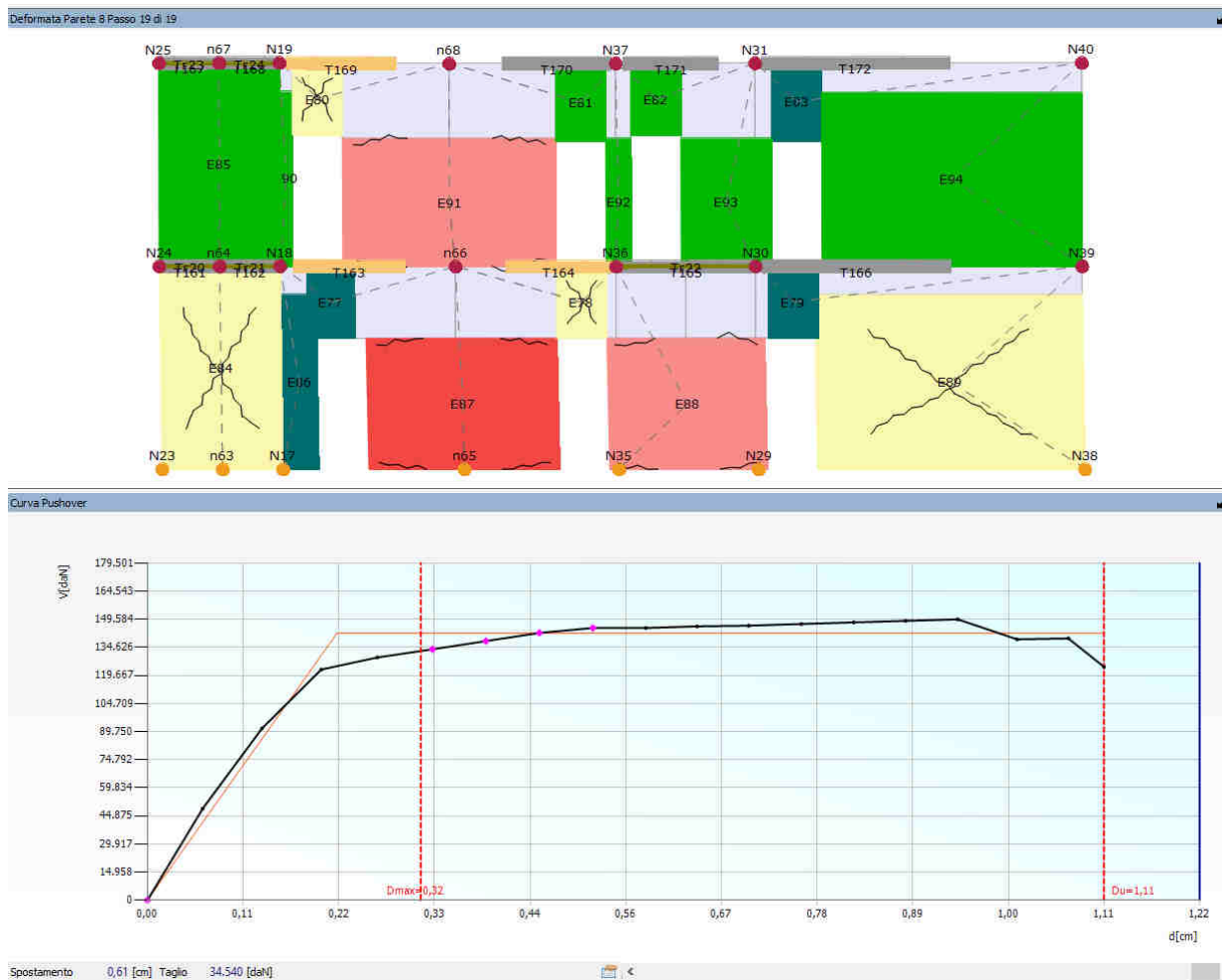


Figura n°55 – Analisi 21 direzione Y – Parete 8 (centrale)

La parete in questione presenta significativi danneggiamenti:

- incipiente rottura per pressoflessione del maschio murario n. 87;
- plasticizzazione per taglio delle fasce di piano n. 78-80 e dei maschi n. 84-89;
- plasticizzazione per pressoflessione dei maschi n. 88-91;
- fasce di piano n. 77-79-83 e maschio n. 86 non efficaci.

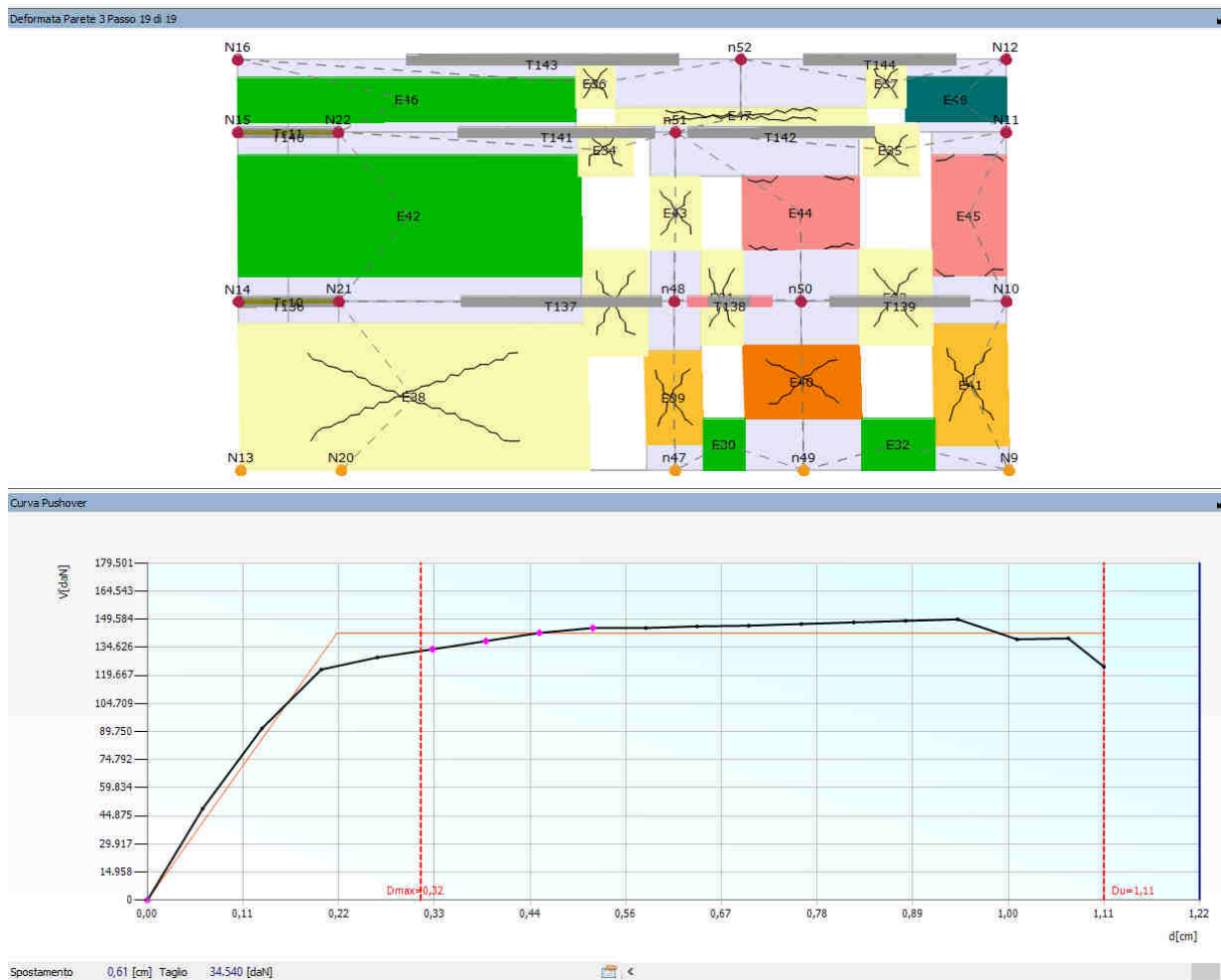


Figura n°56 – Analisi 21 direzione Y – Parete 3 (est)

La parete in questione presenta rotture e significativi danneggiamenti:

- rottura per taglio del maschio murario n.40;
- incipiente rottura per taglio dei maschi murari n. 39-41;
- plasticizzazione per taglio delle fasce di piano n. 29-31-33-34-35-36-37 e dei maschi n. 38-43-47;
- plasticizzazione per pressoflessione dei maschi n. 44-45.

Oltre ai su indicati sono presenti nelle pareti n°2-4-7:

- plasticizzazione per pressoflessione dei maschi n. 20-72-74 e delle fasce n. 52-53.

Come si può vedere dalle analisi effettuate tutte le pareti della struttura in oggetto presentano rotture e/o danneggiamenti dovute a sforzo di taglio o pressoflessione.

Si è infine proceduto a verificare il meccanismo di collasso della pressoflessione fuori piano.

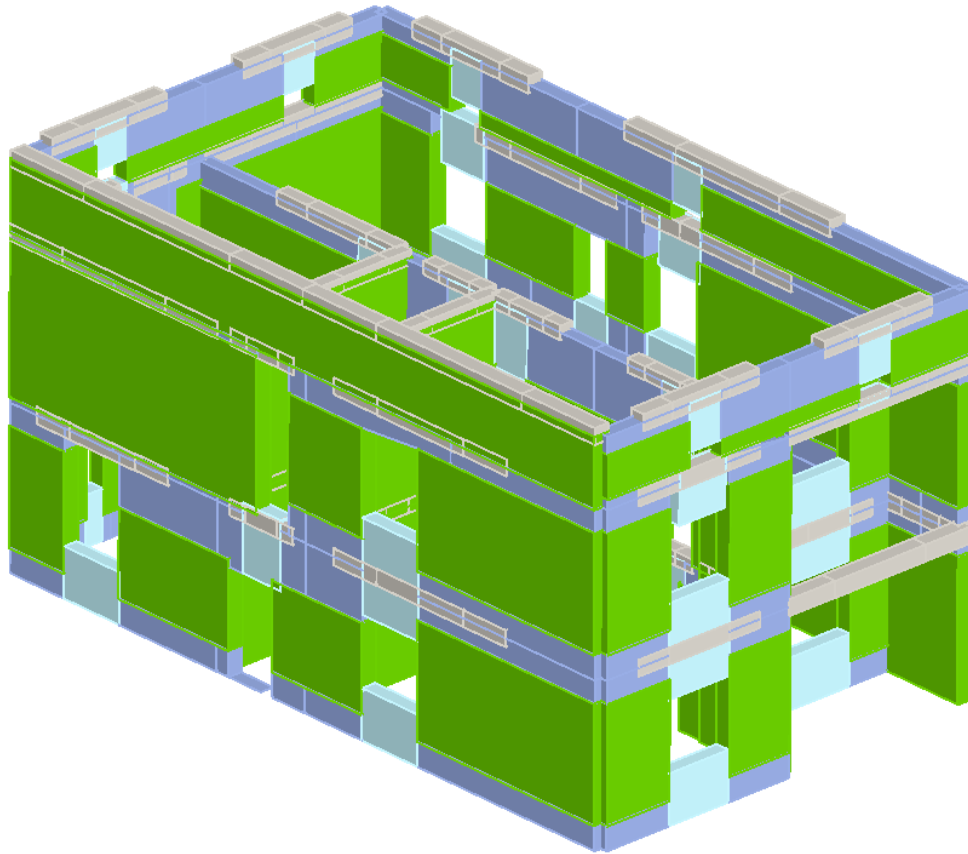


Figura n°57 – *Visuale 3D dell'analisi alla pressoflessione fuori piano*

Come si può vedere dalla figura n°57 nessuna parete è soggetta a crisi dovuta da pressoflessione fuori piano (il colore verde indica che le pareti rimangono “integre”).

5.8 Classificazione sismica allo stato di fatto

Una volta effettuata l'analisi push-over ho provveduto a individuare la classificazione sismica con metodo convenzionale della costruzione in oggetto; per far ciò occorre valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio per estrapolare i dati inerenti ai tempi di ritorno di capacità (TR_C) e di domanda (TR_D) associati ad ogni stato limite e le PGA (peak ground acceleration – picco di accelerazione del suolo) di capacità (PGA_C) e di domanda (PGA_D) per ogni stato limite. Per la classificazione il software esporta automaticamente in “sismotest” i valori TR_C , TR_D , PGA_C E PGA_D per le analisi più gravose di ogni stato limite, utili per determinare l'indice di sicurezza strutturale (IS-V) e la perdita annuale media attesa (PAM). L'indice di sicurezza strutturale si ottiene dal rapporto tra la PGA_C e la PGA_D mentre il PAM si ottiene in funzione ai tempi di ritorno di capacità e di domanda per gli stati limite di salvaguardia della vita, di danno e di operatività, il PAM tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi strutturali e non, e riferite al suo costo di ricostruzione privo del suo contenuto.

Tabella n°14 – valori di riferimento per la definizione delle classi PAM

Perdita Media Annuata attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% < PAM$	G_{PAM}

Tabella n°15 – valori di riferimento per la definizione delle classi IS-V

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A ⁺ _{IS-V}
$80\% < IS-V \leq 100\%$	A _{IS-V}
$60\% < IS-V \leq 80\%$	B _{IS-V}
$45\% < IS-V \leq 60\%$	C _{IS-V}
$30\% < IS-V \leq 45\%$	D _{IS-V}
$15\% < IS-V \leq 30\%$	E _{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F _{IS-V}

In base alle classi individuate si prende in considerazione la classe peggiore tra le due. Nel caso di studio le classi PAM e IS-V coincidono, classificando l'edificio in CLASSE C.



Figura n°58 – Classificazione sismica dell'edificio allo stato di fatto

5.9 Interventi di miglioramento sismico

Per il miglioramento sismico dell'edificio si è pensato ai seguenti interventi:

- applicazione dell'intonaco armato sulle pareti perimetrali e sulla parete centrale per migliorare la risposta a rottura a taglio;
- realizzazione delle cerchiature delle aperture che provocano significativi danneggiamenti o rotture per pressoflessione ai maschi o fasce di piano adiacenti.

L'intonaco armato può essere realizzato tramite l'accoppiamento di malta performante e rete in fibra di vetro. Nel nostro caso vengono scelti prodotti della Kerakoll:

- GeoCalce[®] F Antisismico;
- Rinforzo ARV100.

GeoCalce[®] F Antisismico è una geomalta[®] con classe di resistenza M15 secondo EN 998-2 e R1 secondo EN 1504-3, per interventi su murature altamente traspiranti e manufatti in calcestruzzo, permettendo di realizzare un incremento delle resistenze meccaniche della muratura esistente per migliorare la sicurezza strutturale dell'edificio garantendo protezione e sicurezza agli occupanti. Grazie all'utilizzo della calce NHL e del Geolegante[®] la linea GeoCalce[®] è contraddistinta da un basso modulo elastico che crea un equilibrio perfetto e una compatibilità tra le resistenze meccaniche delle malte e le caratteristiche tipiche delle murature di ogni natura. Il prodotto non è da applicare su intonaci o rasature esistenti, dunque occorre demolire/rimuovere l'intonaco esistente e vedere il mattone vivo. Per la preparazione dei supporti il fondo deve essere pulito e consistente, privo di polvere e muffe. Eseguire la pulizia delle superfici con idro-sabbiatura o sabbiatura fino all'ottenimento di una ruvidità superficiale pari al grado 8 del kit collaudo preparazione supporti c.a. e muratura. Successivo idro-lavaggio a pressione per rimuovere completamente residui di precedenti lavorazioni che possano pregiudicare l'adesione. Asportare la malta d'allettamento inconsistente tra i conci murari. Utilizzare GeoCalce[®] F Antisismico con la tecnica del rincoccio e/o dello scuci-cuci per

ricostruire le parti mancanti della muratura in modo da renderla planare. Occorre infine bagnare sempre i supporti prima dell'applicazione del prodotto.

LINEA EDILIZIA / Ripristino e rinforzo c.a. e muratura

GeoCalce® F Antisismico

Geomalta® strutturale traspirante a grana fine di pura calce naturale NHL e Geogelante® – Classe M15. Specifica come matrice minerale da accoppiare a tessuti di acciaio galvanizzato GeoSteel, reti di basalto-acciaio inox GeoSteel Grid e barre elicoidali in acciaio inox Steel DryFix® nei sistemi certificati di rinforzo strutturale, miglioramento e adeguamento sismico. Certificato per migliorare la sicurezza degli edifici.

GeoCalce® F Antisismico è una geomalta® con classe di resistenza M15 secondo EN 998-2 e R1 secondo EN 1504-3, per interventi su murature altamente traspiranti e manufatti in calcestruzzo, ideale nel GreenBuilding e nel Restauro Storico. Contiene solo materie prime di origine rigorosamente naturale e minerali riciclati. A ridotte emissioni di CO₂ e bassissime emissioni di sostanze organiche volatili. A ventilazione naturale attiva nella diluizione degli inquinanti indoor, batteriostatico e fungistatico naturale. Riciclabile come inerte a fine vita.

S-P-01134 EPD
environdec.com



Certificato in abbinamento a GeoSteel (classi 200 e 400) e Rinforzo ARV 100 per strutture in muratura.



Certificato in abbinamento a GeoSteel (classi 200 e 400) e Rinforzo ARV 100 per strutture in muratura.



Certificato in abbinamento a GeoSteel (classi 200 e 400) e Rinforzo ARV 100 per strutture in muratura.

GREENBUILDING RATING®

GeoCalce® F Antisismico
- Categoria: Inorganici minerali naturali
- Ripristino e rinforzo c.a. e muratura

rating 4

- Alta efficacia (90%)
- Nessuno rischio batterico o fungico
- Bassissime emissioni VOC
- Emissione di CO₂/kg 130g

ELEMENTI NATURALI

CAMPI D'APPLICAZIONE

Destinazione d'uso
GeoCalce® F Antisismico è ideale per il rinforzo strutturale traspirante di elementi in muratura, da utilizzare in abbinamento con tessuti di acciaio galvanizzato GeoSteel, reti di basalto-acciaio inox GeoSteel Grid, rete in fibra di basalto Geo Grid 120, rete in fibra di vetro AR e aramide Rinforzo ARV 100 e barre elicoidali in acciaio inox Steel DryFix® e Steel Hellbar® 6 su murature perimetrali e tamponature, nel rinforzo strutturale e nel miglioramento o adeguamento sismico.
GeoCalce® F Antisismico permette di costruire murature nuove e di risarcire paramenti murari lesionati nel rispetto delle prestazioni meccaniche della muratura esistente.
GeoCalce® F Antisismico è particolarmente adatta per il rinforzo di opere murarie dove l'origine rigorosamente naturale dei suoi componenti garantisce il rispetto dei parametri fondamentali di porosità, igroscopicità e traspirabilità richiesti. In presenza di risalita capillare d'acqua completare il ciclo con Benesserebio®.
GeoCalce® F Antisismico è idoneo per applicazioni su solai in laterocemento.

Non utilizzare
Su intonaci o rasature esistenti, su supporti sporchi, decoesi, polverulenti, vecchie pitture e incrostazioni saline.

* ÉMISSION DANS L'AIR INTÉRIEUR Information sur le niveau d'émission de substances volatiles dans l'air intérieur, présentant un risque de toxicité par inhalation, sur une échelle de classe allant de A+ (très faibles émissions) à C (fortes émissions).

** Test eseguiti secondo metodo CSTB, Contaminazione batterica e fungina



Figura n°59 – Scheda tecnica GeoCalce® F Antisismico

La realizzazione del rinforzo diffuso in basso spessore si eseguirà nelle seguenti fasi:

- a) stesura di un primo strato di GeoCalce[®] F Antisismico, spessore di circa 3-5 mm;
- b) con malta ancora fresca procedere alla posa della rete in fibra di vetro AR e aramide Rinforzo ARV 100, avendo cura di garantire una completa impregnazione della rete ed evitare la formazione di eventuali vuoti o bolle d'aria che possano compromettere l'adesione della rete supporto;
- c) esecuzione del secondo strato di GeoCalce[®] F Antisismico, spessore di circa 2-5 mm, al fine di inglobare totalmente la rete di rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti.

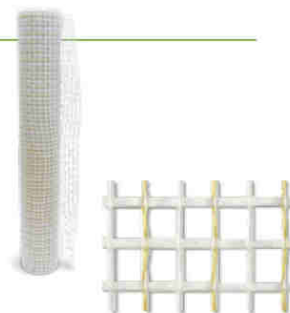
HIGH-TECH EN 998-2		
Resistenza a compressione a 28 gg	categoria M15	EN 998-2
Permeabilità al vapore acqueo (μ)	da 15 a 35 (valore tabulato)	EN 1745
Assorbimento idrico capillare	$\approx 0,3 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{0,5})$	EN 1015-18
Resistenza a taglio	$> 1 \text{ N}/\text{mm}^2$	EN 1052-3
Adesione al supporto a 28 gg	$> 1 \text{ N}/\text{mm}^2$ - FP: B	EN 1015-12
Conducibilità termica ($\lambda_{10r \text{ dry}}$)	0,82 W/(m K) (valore tabulato)	EN 1745
Modulo elastico statico	9 GPa	EN 998-2
Conformità	classe di resistenza M15	EN 998-2
HIGH-TECH EN 1504-3		
Resistenza a compressione	$> 15 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 12190
Resistenza a trazione per flessione	$> 5 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 196/1
Legame di aderenza	$> 0,8 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 1542
Adesione su laterizio	$> 1 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 1015-12
Modulo elastico a compressione	9 GPa (28 gg)	EN 13412
Compatibilità termica ai cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti	ispezione visiva superata	EN 13687-1
Contenuto ioni cloruro (Determinato sul prodotto in polvere)	$< 0,05\%$	EN 1015-17
Reazione al fuoco	Euroclasse A1	EN 13501-1

Figura n°60 – Caratteristiche GeoCalce[®] F Antisismico

Rinforzo ARV 100

Rete di armatura biassiale in fibra di vetro alcali-resistente e aramide, specifica per il rinforzo, il miglioramento e l'adeguamento antisismico in basso spessore di edifici in calcestruzzo armato, con tamponature in laterizio, e strutture in muratura.

Rinforzo ARV 100 è una rete realizzata in fibra mista. In combinazione con GeoCalce® F Antisismico permette di realizzare un rinforzo strutturale in basso spessore opportunamente connesso alla struttura mediante connettori ottenuti dal tessuto GeoSteel o barre elicoidali in acciaio inox Steel DryFix®. In combinazione con Kerabuild Eco Fix permette di effettuare interventi antifessurativi e presidi antisismici di elementi non strutturali.



PLUS PRODOTTO

- Elevata resistenza certificata all'ambiente alcalino e alle possibili aggressioni ambientali
- Alta resistenza agli sforzi di taglio e di trazione
- Doppio modulo elastico, a seconda che si applichi nel senso dell'ordito o in quello della trama
- Superiore duttilità strutturale
- Specifica per rinforzi strutturali in accoppiamento con GeoCalce® F Antisismico
- Specifica per presidi antisismici di elementi non strutturali in accoppiamento con GeoCalce® Multiuso o Kerabuild Eco Fix



Certificato in abbinamento a GeoCalce® F Antisismico per struttura in muratura



Certificato in abbinamento a GeoCalce® F Antisismico per struttura in muratura

CAMPI D'APPLICAZIONE

Destinazione d'uso

- Adeguamento o miglioramento statico e sismico di elementi strutturali in muratura di mattoni, pietra naturale e tufo, realizzando intonaci armati in bassissimo spessore, reversibili e collaboranti con la struttura grazie agli speciali connettori in fibra di acciaio GeoSteel HardWire™ o alle barre elicoidali Steel DryFix® con Tassello Steel DryFix®
- Consolidamento di archi, volte e cupole in muratura di mattoni, in pietra naturale, tufo o cannocciato
- Rinforzo a pressoflessione, taglio e confinamento di pannelli murari in muratura di mattoni, pietra naturale o tufo
- Idoneo in abbinamento agli speciali connettori a singolo e doppio fiocco realizzati dalla gamma di tessuti GeoSteel HardWire™ e alle barre elicoidali Steel DryFix® con Tassello Steel DryFix®
- Sistemi di presidio per problemi di antiribaltamento di tamponamenti divisorii e di estremità in edifici intelaiati in c.a. o in muratura
- Sistemi di presidio per solai con problemi di sfondellamento

INDICAZIONI D'USO

Preparazione

Rinforzo ARV 100 è pronto all'uso. La rete può essere tagliata mediante normali forbici da cantiere. Il tessuto anche se tagliato in strisce sottili, grazie alla particolare tessitura della rete, garantisce perfetta stabilità senza compromettere in alcun modo la lavorabilità del tessuto e la sua applicazione.

Preparazione dei supporti

Il supporto deve essere preparato e bonificato a regola d'arte, comunque seguendo le indicazioni e prescrizioni della D.L. In caso di supporto non degradato procedere con la preparazione delle superfici seguendo le indicazioni da scheda tecnica per GeoCalce® F Antisismico, Kerabuild Eco Fix o GeoCalce® Multiuso. In caso di supporto evidentemente degradato, non planare o danneggiato da eventi gravosi procedere come di seguito descritto e comunque in accordo con la D.L.:

Nel programma 3Muri sono andato a inserire il parametro migliorativo dell'intonaco armato per i tipi di muratura interessate (sia in blocchi di laterizio che in blocchi di calcestruzzo), selezionando successivamente i pannelli murari coinvolti dall'intervento di miglioramento.

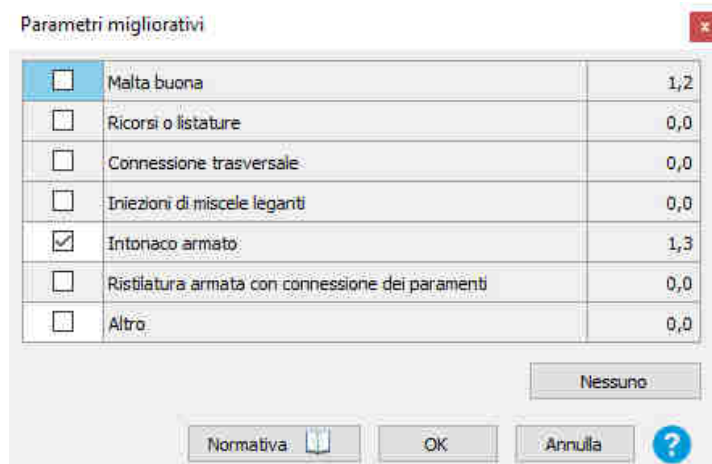


Figura n°62 – Inserimento parametri migliorativi nel software 3Muri

Come già detto, l'intonaco armato verrà realizzato sulle murature perimetrali su tutti e tre i livelli e sul muro di spina centrale sui livelli 1 e 2.

Per quanto il secondo intervento di miglioramento (cerchiature) si è studiato dalle analisi push-over i pannelli murari (sia maschi murari che fasce di piano) che subiscono danneggiamenti o rotture per pressoflessione e si è agito sulle aperture adiacenti.

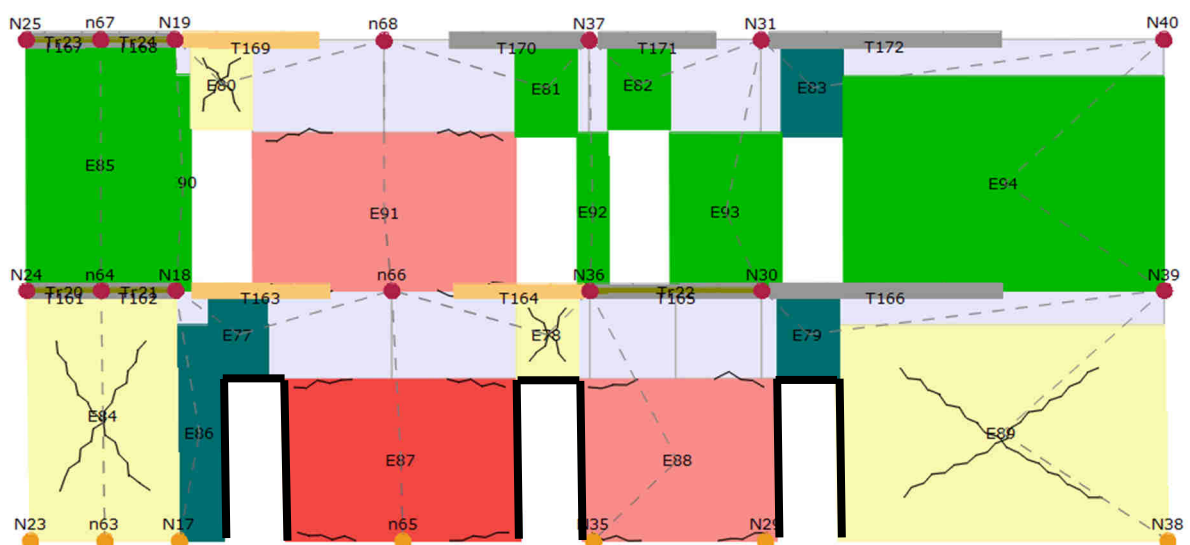


Figura n°63 – Individuazione cerchiature da realizzare su Parete 8 (centrale)

In linea spessa di colore nero vengono indicate le cerchiature da realizzare.

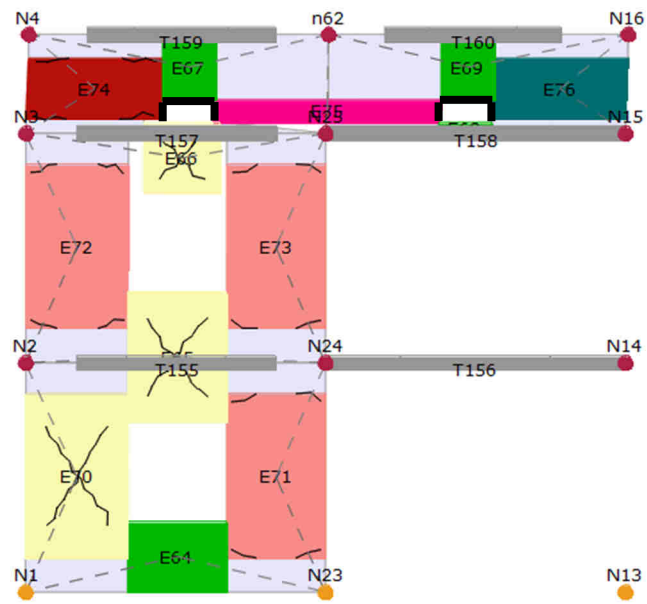


Figura n°64 – Individuazione cerchiature da realizzare su Parete 7 (sud)

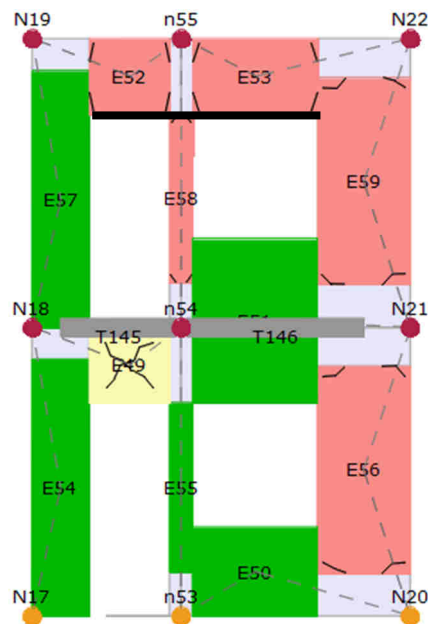


Figura n°65 – Individuazione cerchiature da realizzare su Parete 4 (sud)

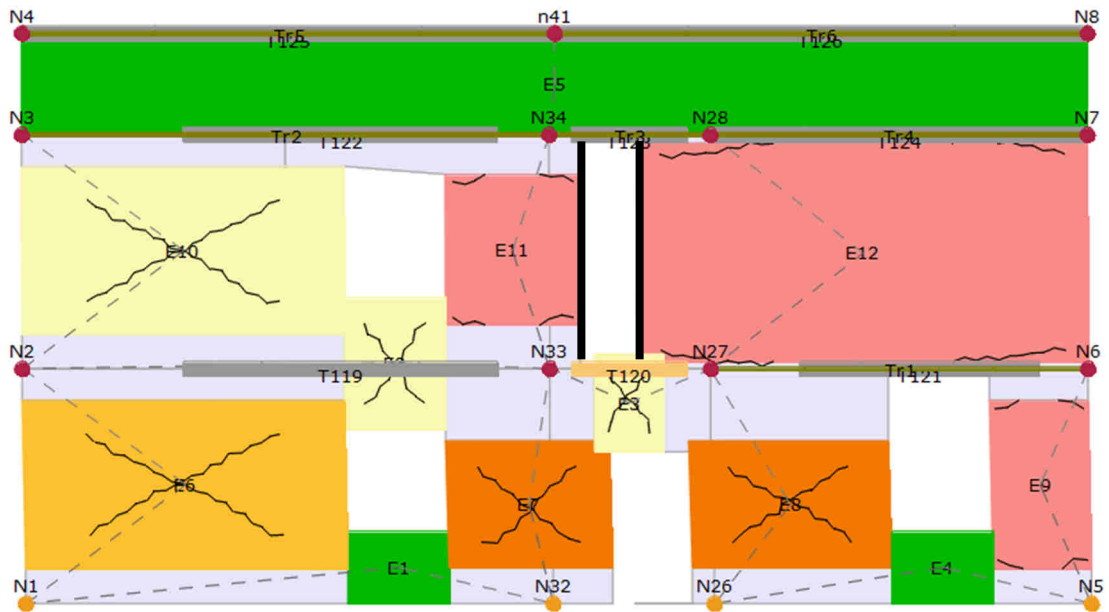


Figura n°66 – Individuazione cerchiature da realizzare su Parete 1 (ovest)

Si è scelto di adottare delle cerchiature con telaio in acciaio aventi profilati IPE200.

Nel programma 3Muri sono andato a inserire il parametro le cerchiature nelle aperture individuate nelle immagini precedenti indicando il tipo di profilo.

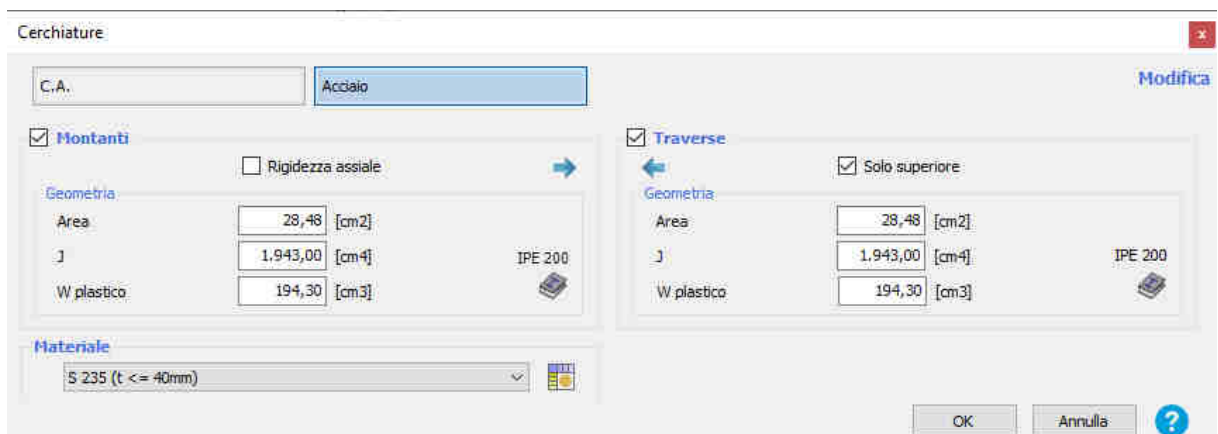


Figura n°67 – Inserimento cerchiature nel software 3Muri

5.10 Classificazione sismica allo stato di progetto

Una volta inseriti tutti gli interventi migliorativi nel programma occorre rilanciare il calcolo della mesh nonché le 24 analisi push-over prendendo in considerazione il medesimo nodo di controllo che era stato preso nello stato di fatto (nodo 4 livello 3).

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q ^a SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^a SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,14	1,72	2,13	0,77	1,29	1,62	0,20	0,34	0,15	0,23	1,386	1,469	1,699	1,483
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,30	2,13	2,17	0,89	1,60	1,65	0,24	0,41	0,19	0,27	1,501	1,576	1,667	1,455
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,05	1,82	2,33	0,71	1,37	1,77	0,17	0,26	0,13	0,17	1,559	1,644	1,553	1,355
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,17	2,42	2,49	0,80	1,81	1,89	0,19	0,28	0,15	0,19	1,605	1,584	1,451	1,266
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,17	1,16	0,86	0,13	0,87	0,66	0,05	0,20	0,04	0,14	2,554	2,798	3,800	3,254
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,21	1,38	0,96	0,16	1,04	0,74	0,06	0,22	0,05	0,14	2,560	2,772	3,390	2,924
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,18	1,26	0,88	0,14	0,94	0,68	0,06	0,21	0,04	0,14	2,606	2,842	3,697	3,165
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,22	1,52	0,99	0,17	1,14	0,77	0,07	0,22	0,05	0,15	2,663	2,864	3,260	2,840
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	73,75	1,08	1,69	2,12	0,72	1,27	1,61	0,19	0,32	0,14	0,21	1,419	1,505	1,704	1,487
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-73,75	1,19	1,74	2,13	0,81	1,30	1,62	0,22	0,37	0,16	0,24	1,351	1,430	1,698	1,482
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	73,75	1,25	2,10	2,17	0,85	1,58	1,65	0,23	0,38	0,18	0,26	1,528	1,606	1,663	1,451
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-73,75	1,39	2,17	2,16	0,96	1,63	1,64	0,27	0,45	0,21	0,30	1,446	1,516	1,673	1,460
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	73,75	1,01	1,80	2,33	0,68	1,35	1,77	0,16	0,25	0,12	0,16	1,587	1,674	1,554	1,356
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-73,75	1,10	1,85	2,34	0,74	1,38	1,78	0,18	0,28	0,14	0,19	1,527	1,608	1,544	1,348
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	73,75	1,12	2,37	2,47	0,76	1,78	1,87	0,18	0,27	0,14	0,18	1,622	1,601	1,466	1,280
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-73,75	1,21	2,57	2,55	0,83	1,93	1,94	0,20	0,29	0,15	0,19	1,568	1,548	1,417	1,237
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	42,50	0,18	1,21	0,86	0,14	0,91	0,67	0,06	0,21	0,04	0,14	2,573	2,814	3,766	3,225
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-42,50	0,17	0,98	0,85	0,13	0,74	0,66	0,05	0,20	0,04	0,13	2,313	2,560	3,812	3,264
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	42,50	0,22	1,46	0,96	0,17	1,10	0,74	0,07	0,23	0,05	0,15	2,581	2,788	3,367	2,939
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-42,50	0,20	1,30	0,96	0,16	0,97	0,74	0,06	0,21	0,05	0,14	2,467	2,679	3,374	2,899
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	42,50	0,18	1,20	0,89	0,14	0,90	0,68	0,06	0,21	0,04	0,14	2,516	2,750	3,672	3,144
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-42,50	0,18	1,26	0,87	0,14	0,95	0,67	0,06	0,21	0,04	0,14	2,612	2,849	3,725	3,190
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	42,50	0,24	1,88	1,02	0,17	1,41	0,79	0,07	0,22	0,05	0,15	3,035	3,228	3,178	2,774
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-42,50	0,21	1,35	0,98	0,16	1,01	0,76	0,07	0,22	0,05	0,15	2,458	2,664	3,298	2,866

Figura n°68 – Risultati analisi push-over stato di progetto

Nella figura 68 è contenuto il risultato delle analisi effettuate, tutte le 24 analisi sono verificate per tutti gli stati limite, questo significa che l'edificio non è stato solo migliorato sismicamente ma è anche stato adeguato secondo le normative vigenti.

Eseguita l'analisi si passa a valutare la classe sismica allo stato di progetto, il programma esporta automaticamente in "sismotest" i valori TR_C , TR_D , PGA_C E PGA_D per le analisi più gravose di ogni stato limite, utili per determinare l'indice di sicurezza strutturale (IS-V) e la perdita annuale media attesa (PAM).

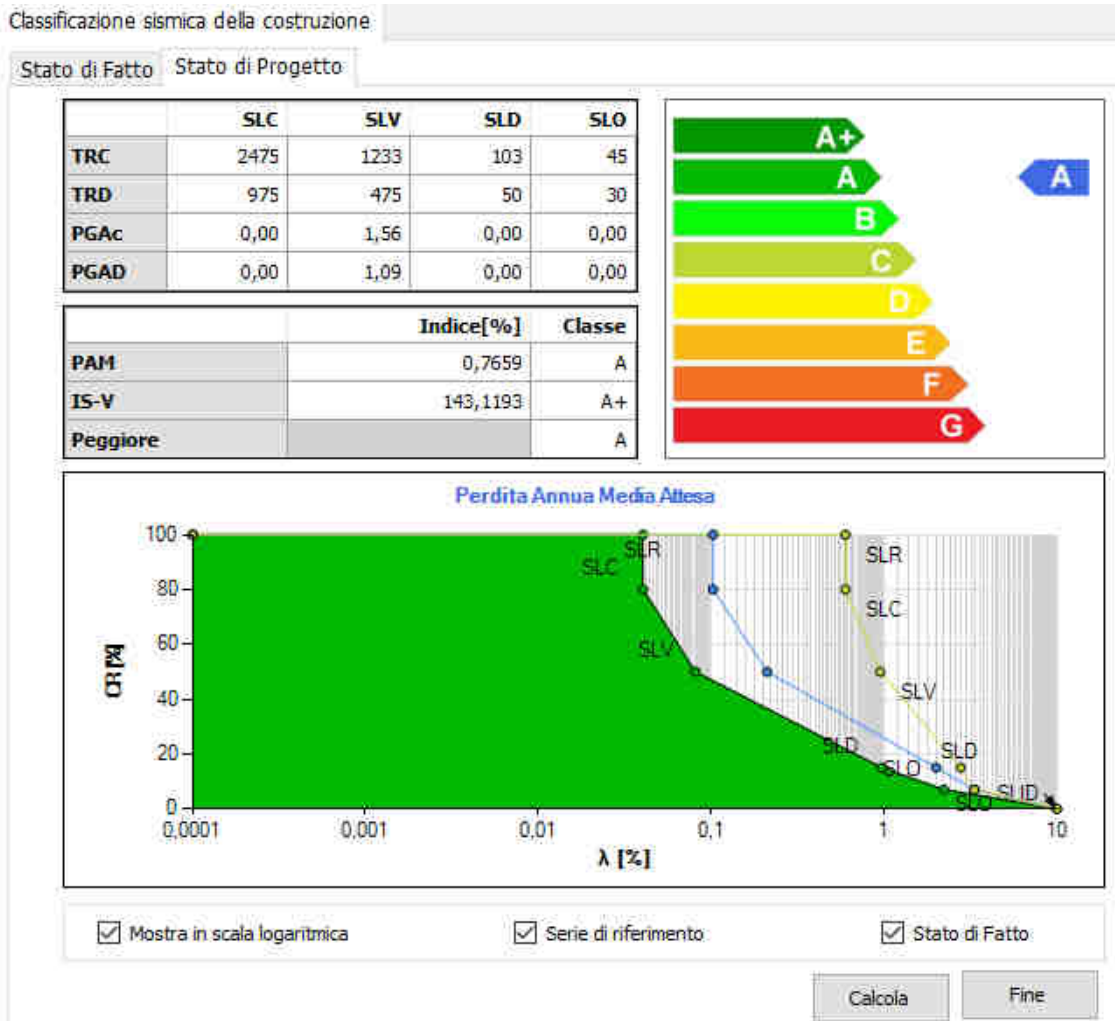


Figura n°69 – *Classificazione sismica dell'edificio allo stato di progetto*

Allo stato di progetto il PAM risulta in classe A mentre l'IS-V in classe A+, visto che si prende in considerazione la classe peggiore tra le due, l'edificio risulta in CLASSE A, effettuando quindi il salto di due classi sismiche.

6. Conclusioni

Il lavoro proposto nella presente dissertazione ha come principale obiettivo di sensibilizzare il lettore in materia di rischio sismico; al giorno d'oggi si focalizza maggiormente l'attenzione verso il miglioramento energetico degli immobili mettendo in secondo piano o addirittura tralasciando la materia di sicurezza strutturale. Questa attenzione è sicuramente rinnovata dal grave problema che l'umanità sta affrontando che è il riscaldamento globale, concentrandosi quasi totalmente a rendere il patrimonio edilizio a basso consumo energetico. Eppure basterebbe sfruttare i lavori di riqualificazione energetica per inglobare in essi anche i lavori di adeguamento o miglioramento sismico, tema altrettanto importante, basti pensare agli ultimi disastrosi terremoti accaduti in centro Italia e in Emilia Romagna. Come si evince dalla storia sismica italiana, nessuna provincia italiana può ritenersi esclusa dal rischio sismico. La classificazione sismica in Italia è in continuo aggiornamento ed è allineata con la storia dei terremoti accaduti in Italia; anche la normativa è adeguata grazie al recepimento degli eurocodici europei da parte delle norme tecniche del 2008 e poi quelle del 2018.

Il problema sostanziale rimane dunque il patrimonio edilizio presente in Italia, costruzioni edificate in epoche in cui non c'era ancora la cultura del terremoto, una normativa non all'altezza, delle tecniche costruttive e dei materiali non adeguati a contrastare le azioni orizzontali di un terremoto.

Lo stato di italiano da anni ha messo a disposizione sgravi fiscali per interventi di adeguamento e miglioramento sismico ma non c'è un obbligo. Le autorità nazionali, la protezione civile e i tecnici professionisti del settore dovrebbero pubblicizzare maggiormente il rischio sismico in modo da sensibilizzare ulteriormente la popolazione. Le tecniche e i materiali negli anni si sono evoluti, gli sgravi fiscali non mancano, manca dunque una consapevolezza vera del rischio sismico.

7. Bibliografia e sitografia

- Mario Baratta “I terremoti in Italia” volume I. Mimesis/Katastrophé.
- Paolo Golinelli “Terremoti in Val Padana”. Mursia.
- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008.
- Circolare applicativa n°617/2009 del 02/02/2009.
- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 Gennaio 2018.
- Circolare applicativa n°7/2019 del 21/01/2019.
- Piano di Governo del Territorio (PGT) Comune di Nembro.
- www.ingv.it
- www.larepubblica.it
- www.protezionecivile.gov.it
- www.istat.it
- www.marcodepisapia.com
- www.ingenio-web.it
- www.stadata.com
- www.kerakoll.com