



Gruppo di lavoro
BORGHISTORICI

Coordinatori
Ing. Corrado Prandi
Ing. Emmananda De Martino

PERCORSO PILOTA DI ANALISI DI UN BORGO STORICO IN ZONA SISMICA: CASTIGLIONE DEL TERZIERE

Documento conclusivo del GDL
30 ottobre 2024

Hanno collaborato alla stesura del presente documento:

Prof. Antonio BORRI

Prof. Eva COISSON

Ing. Emmananda DE MARTINO

Ing. Gennaro DI LAURO

Ing. Federico FOGACCI

Ing. Marco FRASSINETTI

Arch. Francesco MIRABELLI

Ing. Alberto OELKER

Ing. Evelin PERETTI

Ing. Corrado PRANDI

Dr. Geol. Riccardo TRICHES

Prof. Denise ULIVIERI



PREMESSE

L’attività del Gruppo di Lavoro “BORGHI STORICI” è stata focalizzata sull’analisi multidisciplinare del borgo di Castiglione del Terziere (MS), con l’intenzione di riconoscerne le principali caratteristiche e indirizzare possibili interventi che favoriscano la riduzione del rischio sismico, un uso funzionale dei volumi presenti e, in generale, la rivitalizzazione della località.

Gli ampi obiettivi richiedono la presenza di componenti con varie e multidisciplinari competenze così da poter riconoscere, valutare e intervenire con proposte utili al raggiungimento delle finalità dichiarate. L’auspicabile armonia tra i componenti non può prescindere dall’interesse per un percorso di studio poco esplorato, oltre che dalla disponibilità all’ascolto e al confronto reciproco.

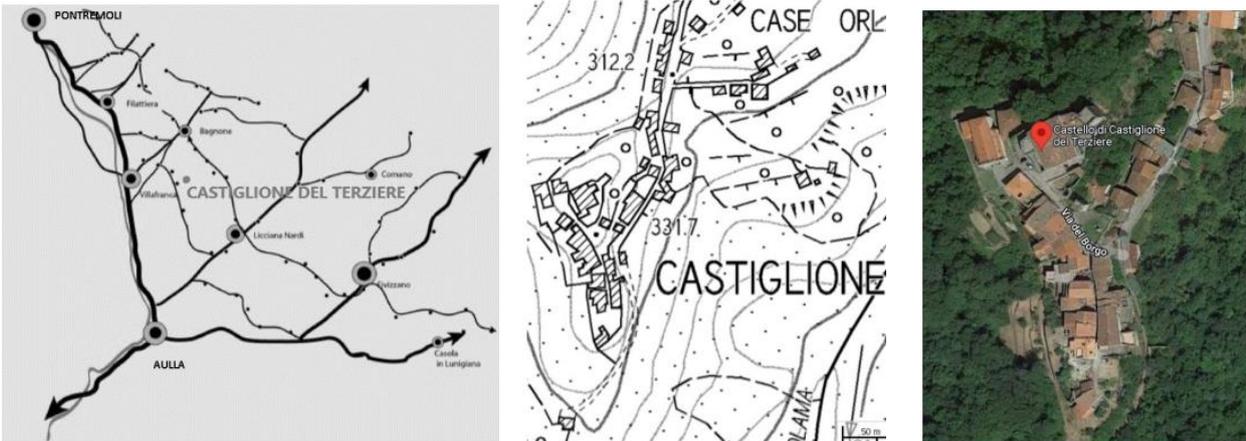
L’attività che è stata sviluppata ha previsto sopralluoghi congiunti e videoincontri di condivisione, che favorissero coinvolgimento e spirito di appartenenza.

Lo scopo dell’attività del Gruppo era la definizione un documento che fosse una utile traccia applicativa, ripetibile in altri luoghi simili e da stimolo per futuri approfondimenti, grazie ad una impostazione sufficientemente elastica e tale da assecondare le specificità dei vari luoghi.

I risultati verranno anche resi disponibili all’Amministrazione ospitante e ai tecnici del luogo, che potranno discrezionalmente farne uso per una progettazione esecutiva.

Un particolare ringraziamento va alla sig.ra Raffaella Paoletti che, insieme con il Prof. Loris Bonomi, è stata il punto di riferimento per tutta la popolazione di Castiglione del Terziere, sempre desiderosa di tramandarne la cultura, i vissuti e le parole, ricca di bontà d’animo e di spirito.

CONOSCENZA DEL LUOGO E RICERCA STORICA



La località di Castiglione del Terziere è parte del Comune di Bagnone (MS) in Lunigiana. Tra i centri principali di Pontremoli e Aulla, la viabilità statale, l'autostrada e la ferrovia seguono la valle del fiume Magra; Castiglione ne dista pochi chilometri ad Est, percorribili seguendo una viabilità secondaria immersa nel verde; il raggiungimento della località è attualmente abbastanza agevole, ma in un lontano passato il posizionamento dell'edificato in sommità a un rilievo collinare e la fitta vegetazione che lo circonda rendevano il luogo ottimo punto di osservazione, poco accessibile e protetto.

Il Borgo, è raggiungibile in automobile partendo dalla stazione ferroviaria distante 4 km in località Villafranca e dai caselli autostradali di Aulla e Pontremoli, 15 km circa a Sud e a Nord; giunti a Castiglione i mezzi restano esternamente al borgo, che ha accesso solo pedonale.

La parte più elevata del Borgo è il castello, dotato oltre che di ampi e pregevoli ambienti, di una ampia terrazza dalla quale si fruisce di ampia visuale.

Durante i sopralluoghi sono state incontrate le Amministrazioni Comunali di Bagnone e l'Unione Comuni della Lunigiana, ottenendo significative promesse di collaborazione.



Incontro tra componenti di ISI e dell'Amministrazione

L’attraversamento a piedi del Borgo ha favorito il riconoscimento delle sue caratteristiche più evidenti: le strette vie pavimentate in ciottolato con la presenza delle reti di servizio, le facciate delle costruzioni quasi tutte oggetto d’interventi recenti, mantenendo le pietre a vista e ristilando i corsi di malta (ma verosimilmente un tempo coperte da intonaco), la significativa pendenza dei percorsi che accentua i dislivelli tra fabbricati contigui e l’articolazione dei volumi di copertura, i ripidi pendii oltre i fronti del Borgo a Est ed Ovest con pareti di contenimento e terrapieni.

Sono pochi e riconoscibili i manufatti incoerenti con l’antichità delle costruzioni e l’immagine complessiva risulta armoniosa.

In tempi recenti il Prof. Loris Bonomi e la sig.ra Raffaella Paoletti hanno dato grande impulso e sostegno, anche economico personale, al recupero dei fabbricati del borgo.



Fotografie d’insieme del borgo

Sono riconoscibili correlazioni tra il succedersi dei governi nella località, gli eventi sismici e l’evoluzione/involuzione del Borgo:

- a periodi caratterizzati da possibili incursioni ostili, corrisponde una crescita della dimensione del borgo e del numero degli occupanti, e una riorganizzazione delle mura difensive;
- in tempi nei quali sono state attribuite alla località rilevanti funzioni amministrative, sono state realizzate costruzioni di maggior pregio; viceversa, hanno prevalso incuria e decrescita demografica in concomitanza del trasferimento altrove delle amministrazioni;
- a eventi sismici significativi seguono perdite di porzioni del borgo ma anche ricostruzioni migliorative ed estensioni superficiali.

I documenti più o meno antichi confermano graficamente o con comparazioni numeriche l’entità del danno conseguente ad eventi naturali, favorendo le ipotesi circa le correlazioni tra intensità e conseguenze degli eventi.

Si nota infine come la distribuzione dei fabbricati del borgo segua la più favorevole conformazione del terreno e non tanto la prossimità al Castello.

PERIODO BIZANTINO



CORBELLARI



MALASPINA



REPUBBLICA FIORENTINA



REGNO D'ITALIA



episodi sismici
1481-1497
(Mw 5,6-5,9)

1767 (Mw 5,4)

1834
(Mw 5,8)

1920
(Mw 6,5)

VI-XI SECOLO

RIDOTTA MILITARE CON MANSIONI DI DIFESA ED AVVIAMENTO A TUTELA DEL PORTO DI LUNI E SUCCESSIVO EMBRIONE DI UN NUCLEO RESIDENZIALE.

XII SECOLO

AMPLIAMENTO DEL CASTELLO PER LE NUOVE FUNZIONI RESIDENZIALI E AGGIUNTA DELLA TORRE QUADRILATERA; FORMAZIONE DEL NUCLEO DEL BORGO ADERENTE AL CASTELLO, SUCCESSIVAMENTE PERSO.

XIII-XIV SECOLO

BORGO E CASTELLO ASSUMONO LA FISIONOMIA E DIMENSIONI ATTUALI, RACCHIUSI TRA MURA RECIPROCAMENTE CONNESSE E COERENTI ALL'OROGRAFIA DEL LUOGO; COSTRUZIONE DEL TORRIONE CIRCOLARE.

XVI SECOLO

RESTAURO DELLE MURA, DEL PALAZZO ED EDIFICAZIONE DI NUOVE DIMORE LUNGO L'ASSE VIARIO DEL BORGO, SECONDO DIGNIFICHE FORME ARCHITETTONICHE OLTRE A FUNZIONI AMMINISTRATIVE NEL CASTELLO SONO PRESENTI NEL BORGO LA CANCELLERIA, ISTITUZIONI RELIGIOSE E OSPEDALE.

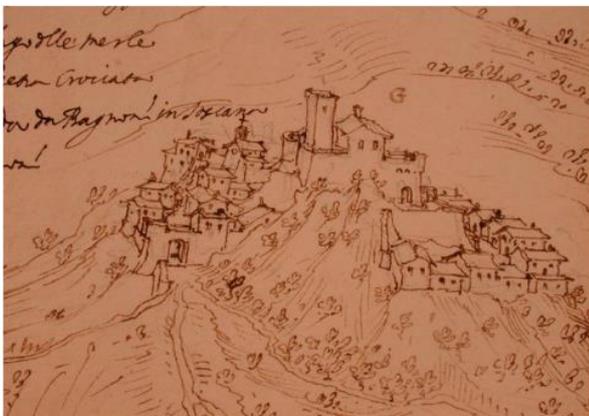
XVIII SECOLO

DEMOLIZIONE DELLA VECCHIA E COSTRUZIONE DELLA NUOVA CHIESA CON TAGLIO DEI COLLEGAMENTI TRA MURA DEL CASTELLO E DEL BORGO.

XIX – XX SECOLO

PERDITA DI RILEVANZA DELLA LOCALITA' CONTENIMENTO DEMOGRAFICO, INCURIA, ESPOSIZIONE ALLE CALAMITA' NATURALI

Giurisdizione	Indicazione		Quantità delle Parrocchie e Villaggi	Quadro della popolazione al 1833 ²	N. dei proprietari danneggiati	Fabbricati loro stato			
	Comunità	Capiluoghi e villaggi				rovinati	minaccianti	di facile restauro	puntellati
Pontremolese	Pontremoli	città	n° 5	3685	127	1	30	96	/
Pontremolese	Pontremoli	villaggi	" 36	5565	392	43	151	319	/
Pontremolese	Zeri	villaggi	" 18	4068	157	26	63	94	/
Pontremolese	Caprio	villaggi	" 8	1163	38	2	6	33	/
Bagnonese	Bagnone	paese e villaggi	e " 9	5667	69	0	24	48	/
Bagnonese	Filattiera	paese e villaggi	e " 3	835	55	1	14	45	/
			N. 79	N. 20983	N. 838	N. 73	N. 288	N. 635	//



Estratti storici della storia del borgo

STORIA SISMICA DELLA ZONA DI CASTIGLIONE DEL TERZIERE

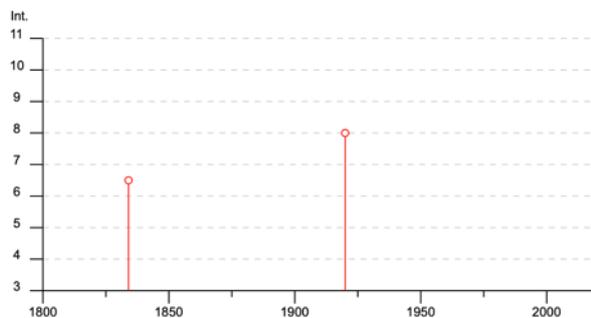
La storia sismica della zona di Castiglione Del Terziere, comune di Bagnone, consultando il data base DBMI15¹, è sintetizzata nelle immagini che seguono.

Come si può vedere sono segnalati due eventi sismici: uno del 1834 e uno del 1920.

Ricordando la scala MCS, si vede come l’evento del 1834 abbia prodotto pochi danni, mentre quello del 1920 abbia prodotto “rovina parziale di qualche edificio; qualche vittima isolata”.

Castiglione

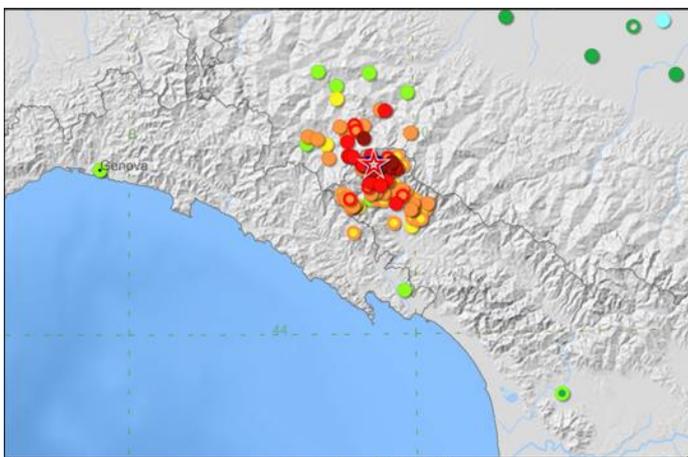
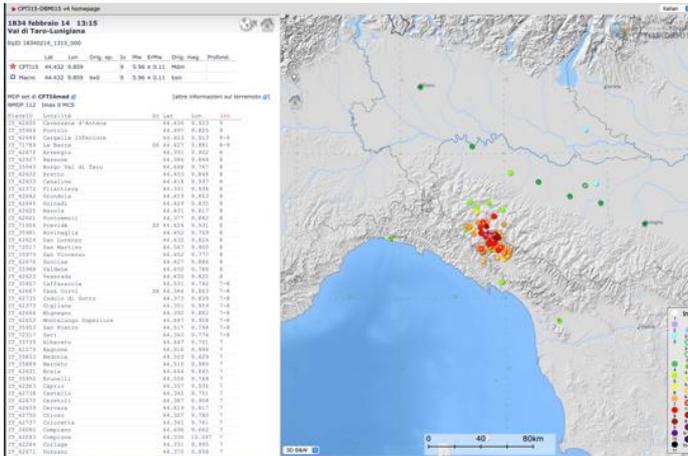
PlaceID IT_42282
Coordinate (lat, lon) 44.295, 9.991
Comune (ISTAT 2015) Bagnone
Provincia Massa Carrara
Regione Toscana
Numero di eventi riportati 2



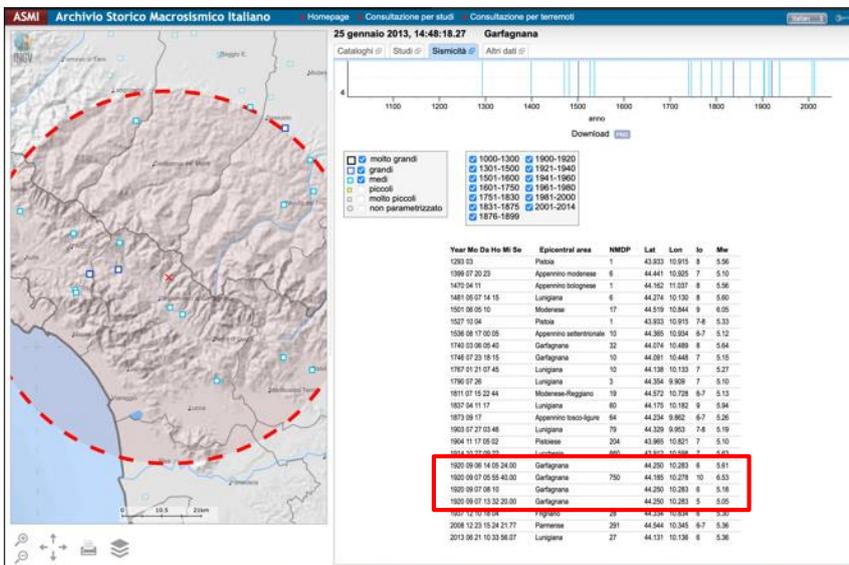
Grado	Scossa	Descrizione
I	impercettibile	Avvertita solo dagli strumenti sismici.
II	molto leggera	Avvertita solo da qualche persona in opportune condizioni.
III	leggera	Avvertita da poche persone. Oscillano oggetti appesi con vibrazioni simili a quelle del passaggio di un'automobile.
IV	moderata	Avvertita da molte persone; tremito di infissi e cristalli, e leggere oscillazioni di oggetti appesi.
V	piuttosto forte	Avvertita anche da persone addormentate; caduta di oggetti.
VI	forte	Qualche leggera lesione negli edifici e finestre in frantumi.
VII	molto forte	Caduta di fumaioi, lesioni negli edifici.
VIII	rovinosa	Rovina parziale di qualche edificio; qualche vittima isolata.
IX	distruttiva	Rovina totale di alcuni edifici e gravi lesioni in molti altri; vittime umane sparse ma non numerose.
X	completamente distruttiva	Rovina di molti edifici; molte vittime umane; crepacci nel suolo.
XI	catastrofica	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci e frane nel suolo; maremoto.
XII	apocalittica	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto distruttivo; fuoriuscita di lava dal terreno.

¹ Da citare come:
Rovida A., Locati M., Camassi R., Loli B., Gasperini P., Antonucci A., 2022. Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPT15), versione 4.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.4>
Rovida A., Locati M., Camassi R., Loli B., Gasperini P. (2020). The Italian earthquake catalogue CPT15. Bulletin of Earthquake Engineering, 18(7), 2953-2984. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00818-y>.

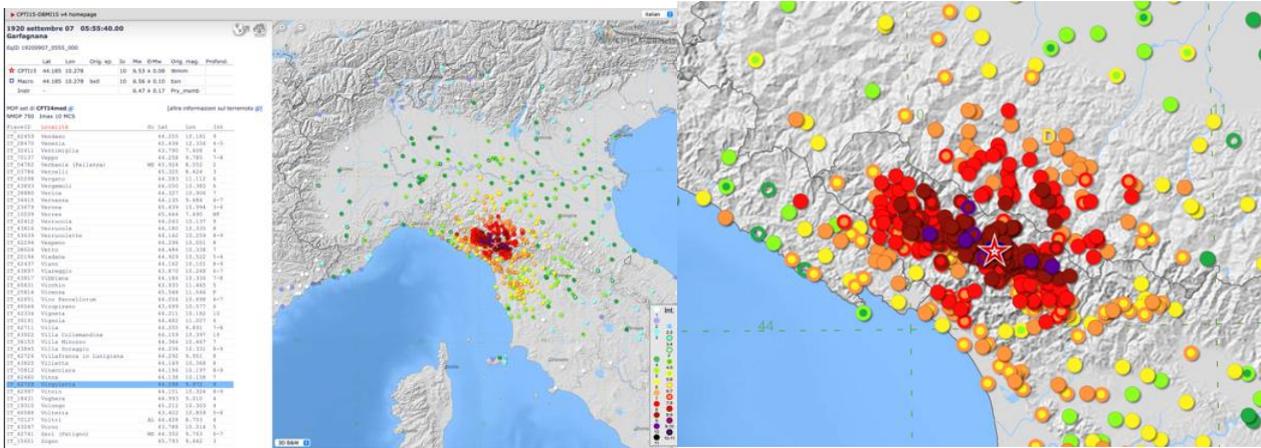
L’evento del 14 febbraio 1834 (più rilevante rispetto a quello del 4 luglio dello stesso anno) ha prodotto effetti circoscritti ad una zona limitata, non molto prossima a quella in esame:



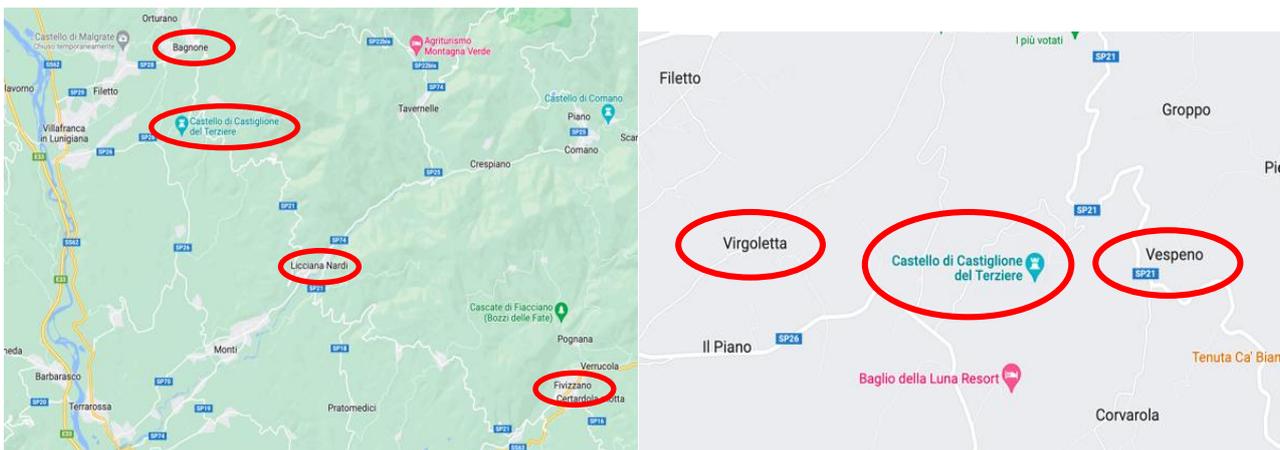
Quella del 1920 fu, invece, una sequenza sismica rilevante, con almeno quattro eventi (tra giugno e luglio del 1920) di Mw superiore a 5.



Se si considerano alcune località vicine a Castiglione del Terziere, si nota come la sequenza sismica del 1920 abbia avuto effetti importanti.

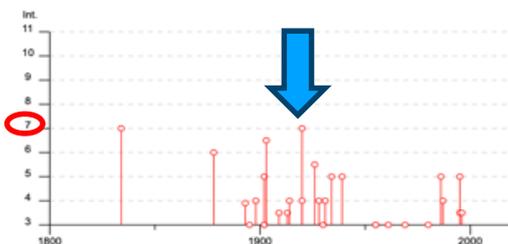


Si mostrano le registrazioni in altre località vicine:



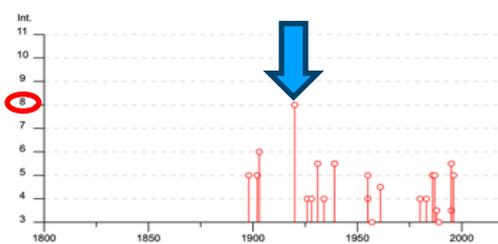
Bagnone

PlaceID IT_42279
 Coordinate (lat, lon) 44.316, 9.994
 Comune (ISTAT 2015) Bagnone
 Provincia Massa Carrara
 Regione Toscana
 Numero di eventi riportati 42



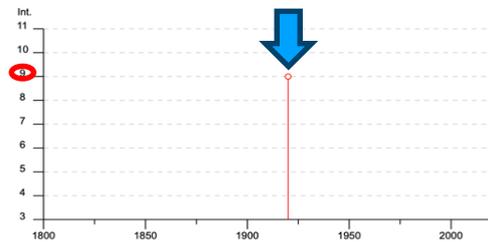
Licciana Nardi

PlaceID IT_42491
 Coordinate (lat, lon) 44.265, 10.038
 Comune (ISTAT 2015) Licciana Nardi
 Provincia Massa Carrara
 Regione Toscana
 Numero di eventi riportati 26



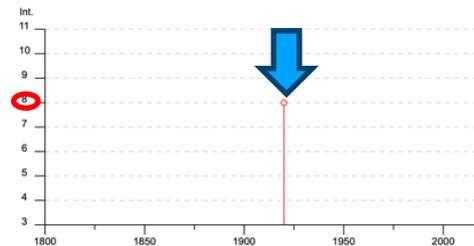
Virgoletta

PlaceID IT_42728
Coordinate (lat, lon) 44.298, 9.972
Comune (ISTAT 2015) Villafranca in Lunigiana
Provincia Massa Carrara
Regione Toscana
Numero di eventi riportati 1



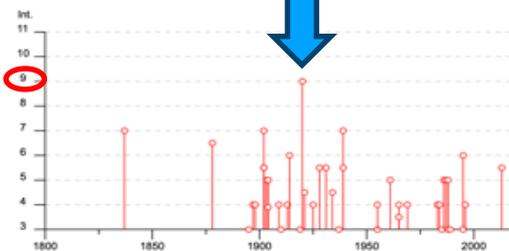
Vespeno

PlaceID IT_42294
Coordinate (lat, lon) 44.296, 10.001
Comune (ISTAT 2015) Bagnone
Provincia Massa Carrara
Regione Toscana
Numero di eventi riportati 1



Fivizzano

PlaceID IT_42408
Coordinate (lat, lon) 44.238, 10.124
Comune (ISTAT 2015) Fivizzano
Provincia Massa Carrara
Regione Toscana
Numero di eventi riportati 62



La risposta delle costruzioni di Castiglione del Terziere al sisma del 1920 è stata quindi, in generale, positiva e ciò sembra indicare una qualità muraria e costruttiva, tutto sommato, non così scadente.

Sicuramente gli impalcati hanno risentito maggiormente dell'intensità sismica e si possono vedere numerose manomissioni introdotte dopo il 1920 (inserimento di solai e coperture in latero-cemento).

ESPOSIZIONE DELLA LOCALITA' IN RAPPORTO AL RISCHIO SISMICO

Con i pochi dati a disposizione, sono state formulate alcune considerazioni qualitative riguardo l'esposizione sismica, partendo dall'analisi delle caratteristiche fisiche e funzionali dell'impianto urbano del Borgo.

Nella planimetria allegata, tratta dal Piano di Recupero redatto dall'amministrazione comunale, è rappresentato il grado di utilizzo degli edifici, distinto in: continuativo, episodico, inutilizzato e inutilizzabile. Rispetto alle abitazioni agibili, quelle abitate stabilmente dalla popolazione residente, peraltro anziana e di basso reddito, sono un numero ridotto, le restanti sono abitate in maniera episodica o stagionale.

Sotto il profilo funzionale, che è ciò che più interessa ai fini dell'esposizione sismica, il borgo di Castiglione ha un'unica destinazione d'uso, quella residenziale, eccezion fatta per il Castello, di proprietà privata, adibito a centro culturale e per la Chiesa di San Leonardo, di proprietà pubblica.

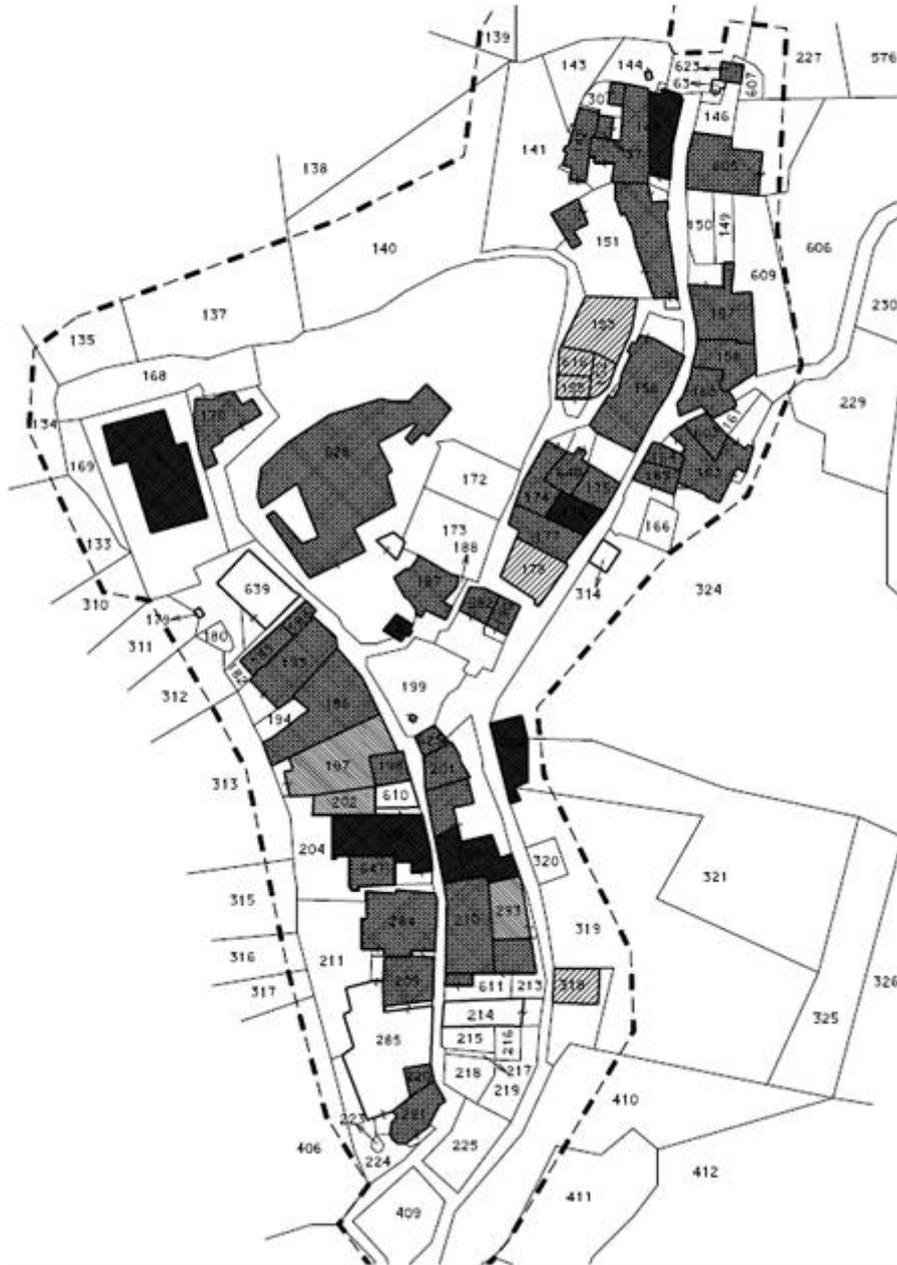
Inoltre, l'esiguo numero di abitanti stabilmente presenti tende ad escludere fenomeni di concentrazione della popolazione e pertanto significativi valori di esposizione sismica.

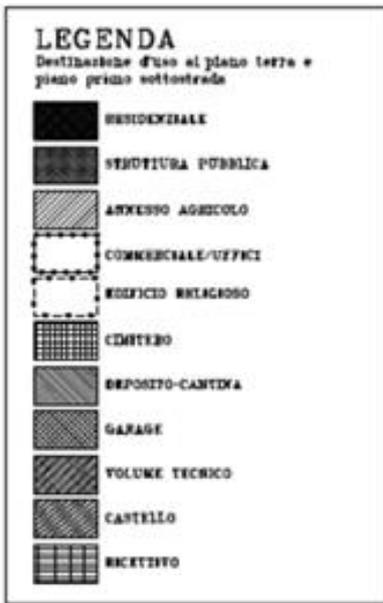
Tuttavia, nell'analisi dell'esposizione, la popolazione va considerata come soggetto dinamico sia rispetto alla giornata tipo che rispetto ai cambiamenti stagionali, tipici delle località turistiche.

A Castiglione, nella stagione estiva, viene utilizzato un maggiore numero di abitazioni, il che determina una diversa distribuzione della popolazione rispetto al resto dell'anno.

Inoltre andrebbe considerato, in prospettiva, anche il potenziale recupero della quota di patrimonio edilizio esistente, attualmente inutilizzato o inutilizzabile, in attuazione della politica di pianificazione generale e di dettaglio predisposta dall'Amministrazione comunale.

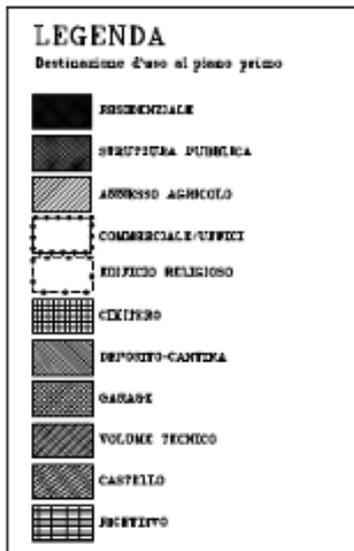
A fronte di uno scenario che contempli il recupero del Borgo e conseguentemente un'alta utilizzazione degli edifici esistenti, considerate le condizioni del contesto urbano caratterizzato da difficile accessibilità e assenza di vie di fuga tali da rendere assai problematica la possibilità di fuggire e/o di proteggersi, l'esposizione sismica assumerebbe un valore significativo.





CASTIGLIONE DEL TERZIERE - scala 1:1000





CASTIGLIONE DEL TERZIERE - scala 1:1000





CASTIGLIONE DEL TERZIERE - scala 1:1000



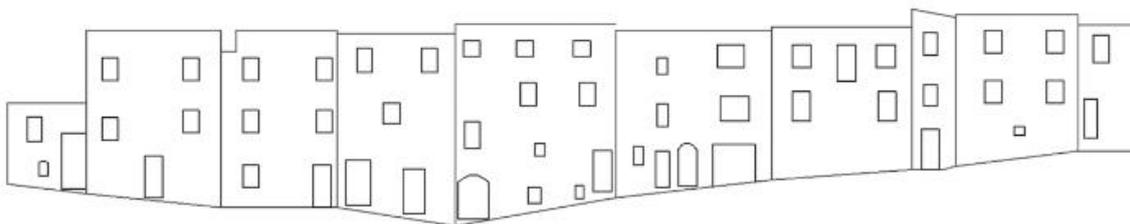
RILIEVI GEOMETRICI

Con l'intenzione di ottenere una restituzione sommaria del fronte principale nell'aggregato oggetto di analisi, ne sono stati rilevati i livelli altimetrici in posizioni significative sul perimetro; sono stati quindi fotografati i fronti dei singoli fabbricati, fotoraddrizzati, scalati e composti secondo la sequenza e le quote precedentemente rilevate.

La presenza della vegetazione e di una forte pendenza del terreno sul retro dell'aggregato non ha permesso una analoga restituzione del fronte ovest.



Foto durante il rilievo dei prospetti

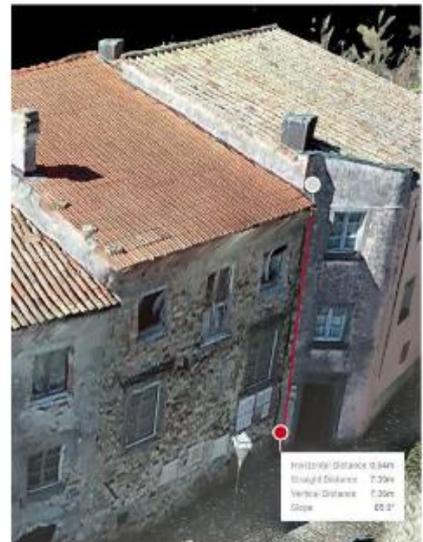


Restituzione del rilievo dei prospetti

Sono state eseguiti dalla società 3MS i rilievi aerei con laserscanner applicato a un drone, da cui sono state restituite immagini e una nuvola di punti del Borgo, con possibilità di ottenerne con accuratezza ogni informazione geometrica.



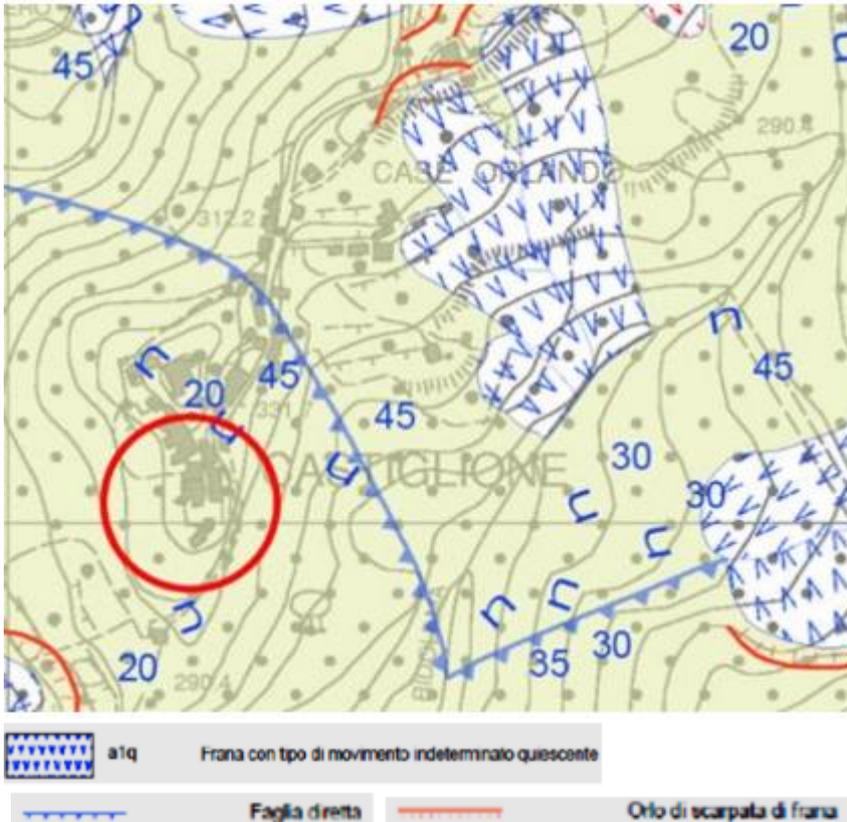
Foto durante il rilievo con il laserscanner



Restituzione del rilievo laser scanner

CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

E' stata recuperata la carta geologica del territorio:



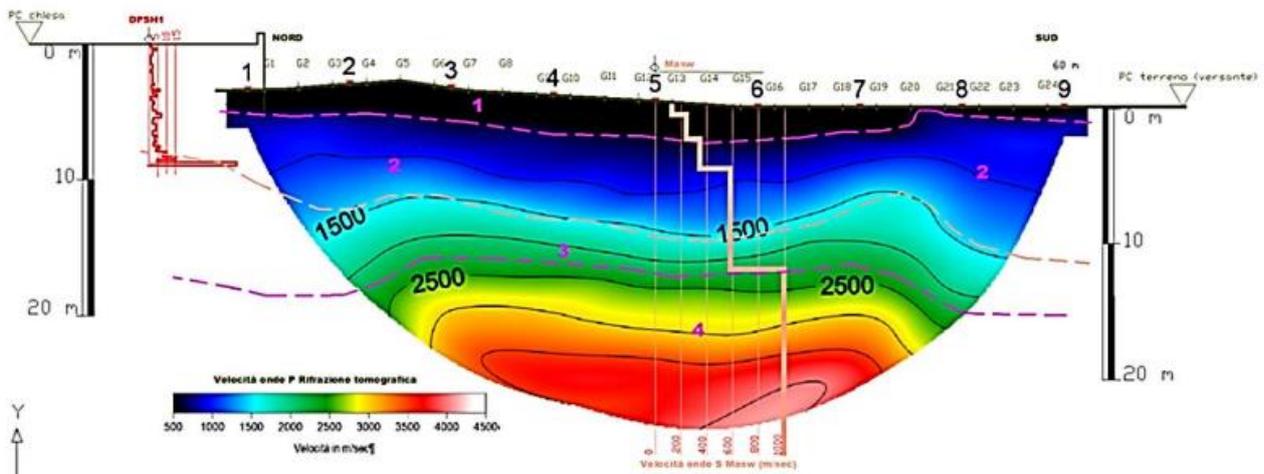
Sono state effettuate indagini dirette sul borgo, in particolare una stesa sismica a rifrazione (linea rossa) una stesa sismica MASW (linea ciano), due prove penetrometriche dinamiche DPSH (segnapunti gialli) e sono state posizionate delle stazioni di rilievo sismico passivo HVSR sul terreno (quadrati bianchi) e stazioni di rilievo delle frequenze strutturali (triangoli bianchi).



Posizione delle prove geognostiche sui terreni



Foto durante le prove geognostiche



Sezione riepilogativa dell'indagine sismica a rifrazione tomografica (onde P) con sovrapposto il diagramma di propagazione Vs dell'indagine Masw eseguita circa al centro delle stese sismich , ubicate sul versante immediatamente a valle dell'aggregato preso in considerazione, pendio che degrada verso SW. (TECNOGEOFISICA – Carpi (MO))

Descrizione orizzonti sismo-stratigrafici riconosciuti secondo profondità crescenti:

- 1) Lo spessore della coltre più superficiale (il cosiddetto aerato) caratterizzata da basse velocità sismica $V_P = 400-500$ m/s (restituzione tomografica nero blu scuro), presenta spessore variabile tra i 1.5/2 m circa, con spessore minimo fra la posizione dei geofoni G20 e G21 ove praticamente si riduce quasi a zero ed affiora lo strato sottostante.
- 2) Orizzonte a medio spessore rilevabile sino a profondità di 6-8m da pc, caratterizzato da velocità V_P variabili fra 600 e 1500 m/sec circa, (restituzione tomografica Azzurro). Orizzonte su cui ha impattato la prova penetrometrica DPSH1.

3) Livello di passaggio al sub strato vero e proprio (il cosiddetto regolite), trattasi di materiali lapidei in posto a medio alta grado di fratturazione presenti sino a profondità di 10-12 m da pc caratterizzati da velocità sismiche delle onde P variabili fra 1500 e 2300/2400 m/s (restituzione tomografica verde).

4) strato di fondo o bed rock (sismico) caratterizzato da progressivo incremento delle velocità sismiche (onde P) con la profondità $V_P \geq 2500/2700$ m/s (restituzione tomografica rosso). Materiali lapidei marnaceo calcarei a ridotto grado di fratturazione.

Dal confronto dei parametri delle velocità V_s desunti dalla stesa sismica Masw con i valori del numero colpi rilevati nella penetrometrica DPSH1, è ragionevole attribuire agli orizzonti sismo stratigrafici sopra descritti le seguenti correlazioni:

- Orizzonte 1: velocità propagazione $V_s = 240$ m/s e numero colpi alla penetrazione dinamica $N_{20} = 1/2$;
- Orizzonte 2: velocità propagazione $V_s = 350/400$ m/s e numero colpi alla penetrazione dinamica $N_{20} = 4/7-16$;
- Orizzonte 3: velocità propagazione $V_s = 570$ m/s e numero colpi alla penetrazione dinamica $N_{20} \geq 50$ (rifiuto strumentale);
- Orizzonte 4: velocità propagazione $V_s > 800$ m/s bed rock sismico (non raggiunto dalla penetrazione DPSH)

Sono state eseguite diverse rilevazioni delle frequenze prevalenti nella vibrazione dei terreni e dei fabbricati; i dati ottenuti dai tomografi sono stati poi rielaborati, ottenendo i grafici seguenti.

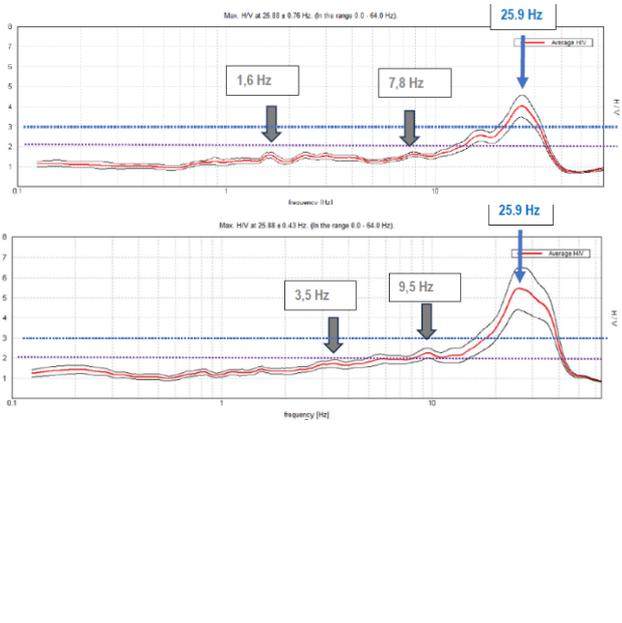
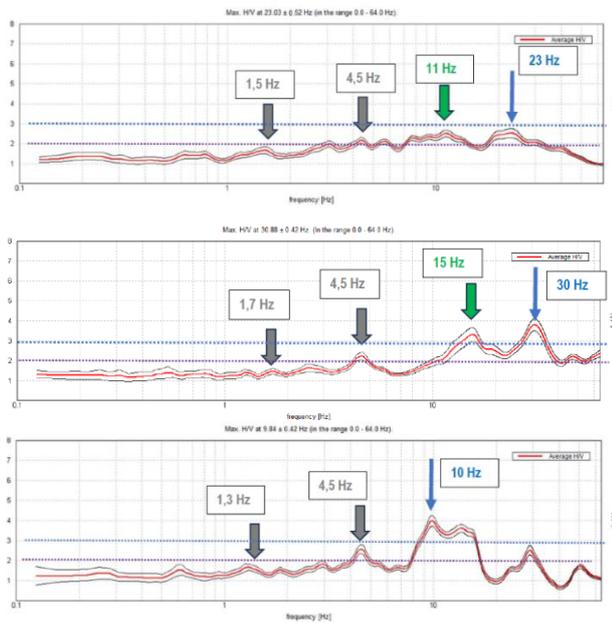
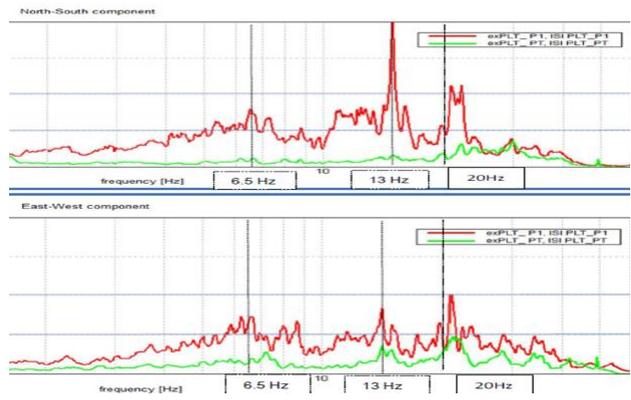
Si rimanda per informazioni dettagliate in merito alle indagini geofisiche-geognostiche al relativo documento integrale.



Foto durante la rilevazione delle frequenze con Tromino



Rilevazioni di frequenza interne al fabbricato



Rilevazioni di frequenza sul terreno

Dall’osservazione dei diagrammi risulta evidente la corrispondenza delle frequenze lungo la verticale ai vari livelli della costruzione, con ampiezza crescente verso l’alto; è anche evidente il minore valore delle frequenze (minore rigidezza) per le parti di immobile meno contenute dai fabbricati contigui. Si può infine osservare come le frequenze nel fabbricato (PLT), particolarmente danneggiato, siano prossime alle frequenze rilevate sul terreno, con verosimile possibilità per effetti di doppia risonanza.

INDAGINI E PROVE SULLA MURATURA

L'osservazione diretta dei paramenti murari ha permesso di riconoscere varie modalità di tessitura delle murature oltre alla ripetuta presenza di accorgimenti costruttivi adottati in passato e ripetuti in tempi più recenti. Sono state riconosciute le più probabili sequenze di edificazione dei fabbricati che hanno portato alla condizione finale di un fronte continuo e sono state eseguite alcune prime considerazioni come base per le successive modellazioni, ipotizzando condizioni di vincolo più o meno efficaci.



Riconoscimento delle fasi realizzative dall'osservazione delle murature

Nei seminterrati ispezionati, le pareti risultano impostate anche su strati rocciosi affioranti, vi sono numerosi archi e si vede come originariamente fossero tutte volte in pietra. Alcune volte sono state poi sostituite da solai in latero-cemento di epoca moderna.

L’osservazione e la restituzione di immagini fotografiche si sono dimostrate le modalità più efficaci per tenere memoria delle configurazioni a volta così articolate, soprattutto se la possibilità di permanenza nei locali è solo per tempi brevi.



Foto nei locali interrati

La qualità muraria è piuttosto variabile da edificio ad edificio e, per lo stesso fabbricato, anche da muro a muro.



Foto di diverse tessiture murarie

Si è proceduto ad utilizzare il metodo dell’ Indice di Qualità Muraria (IQM – Prof. A Borri, ing. A. De Martia) per stimare la resistenza della muratura.

Avendo una vastità di murature differenti, sono stati considerati due scenari limite.

Il primo (MIN) con i parametri della regola dell’arte parzialmente rispettati, ad eccezione dello sfalsamento dei giunti verticali (non rispettato) e la forma degli elementi (non rispettata), e la resistenza degli elementi rispettata.

Il secondo (MAX) - praticamente coincidente con la scheda fatta in precedenza - con tutti i parametri della regola dell’arte parzialmente rispettati e la resistenza degli elementi rispettata.



Si ottengono così due profili di IQM (MIN e MAX), ognuno dei due con valori minimi-massimi-medi dei parametri meccanici.

Azioni Verticali : B (3)			
Azioni Fuori Piano : C (3.5)			
Azioni Nel Piano : B (3)			
Disgregazione muraria possibile in caso di sisma di elevata intensità			
Parametri Meccanici (in MPa)			
Visualizza riferimenti normativi parametri meccanici			
Nome	Min	Med	Max
f_m	1.88	2.49	3.09
f_{v0}	0.087	0.127	0.167
τ_0	0.038	0.050	0.062
E	969	1174	1378
G	326	393	460

MIN

Azioni Verticali : A (5)			
Azioni Fuori Piano : B (5)			
Azioni Nel Piano : A (5)			
Parametri Meccanici (in MPa)			
Visualizza riferimenti normativi parametri meccanici			
Nome	Min	Med	Max
f_m	2.78	3.60	4.40
f_{v0}	0.134	0.192	0.249
τ_0	0.056	0.075	0.093
E	1322	1597	1871
G	434	523	611

MAX

Valori di IQM scenari MIN e MAX

Al tempo stesso si può riconoscere nelle murature dell’aggregato edilizio una tipologia associabile alla categoria “muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo” della tabella C8.5.I della Circolare 2019.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(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

Estratto tabella C8.5.I Circolare 2019

Mettendo a confronto i valori si può riconoscere che i parametri medi da tabella normativa sono ben allineati con i valori medi compresi tra IQM min e IQM max.

Vi è, tuttavia, una differenza concettuale: i valori della tabella delle NTC riguardano una macro-categoria molto ampia e variegata di tipologie di pietre a spacco; i valori dell’IQM derivano invece dall’esame in situ della specifica muratura degli edifici in esame.

L’allineamento tra i valori specifici delle murature in situ e quelle della categoria di NTC rappresenta una sorta di validazione di quanto ottenuto.

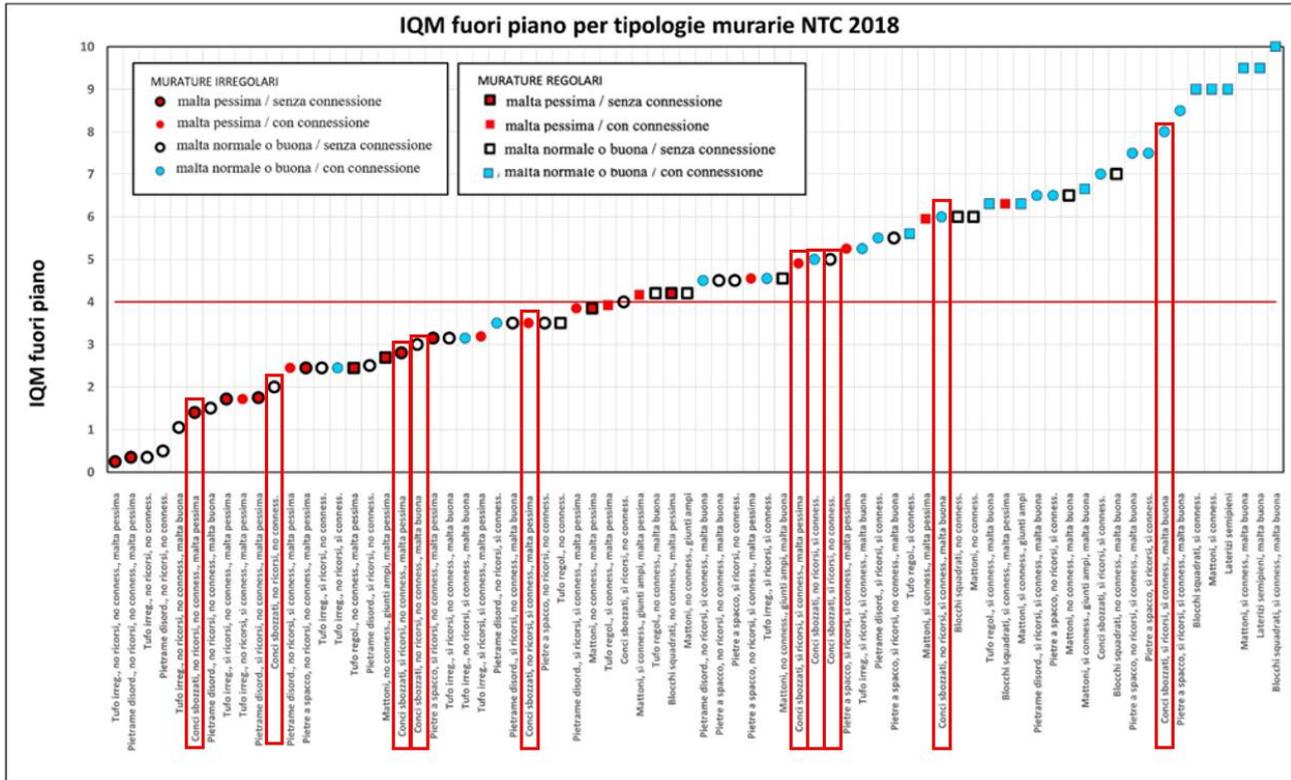
Quanto alla possibile disgregazione, si può osservare che il valore dell’IQM_{FP} è pari a 3.5, che è inferiore al valore 4 di riferimento.

Da una parte il sisma del 1920 (molto rilevante) non risulta avere provocato crolli estesi, d’altra parte, questa macro-categoria muraria (conci sbozzati) ha caratteristiche meccaniche che dipendono molto dalla qualità della malta, dall’orizzontalità dei filari e dalla connessione trasversale, ed infatti ha manifestato comportamenti molto variabili, sia disgregativi che non disgregativi (lesioni nel piano), durante i sismi passati.

Il grafico che segue mostra la variabilità dell’indice IQM_{FP} (rilevante ai fini della possibile disgregazione) per questa macro-categoria muraria.

Il parametro discriminante per tale differente comportamento appare, in primis, la qualità della malta: murature con malta pessima si sono spesso disgregate, salvo nei casi di attenzione alle regole dell’arte (presenza contemporanea di orizzontalità dei filari e di diatoni).

Per le murature con malta di qualità intermedia appare determinante la presenza dei diatoni, mentre nelle murature con malta di buona qualità la disgregazione è stata osservata principalmente quando erano assenti sia i diatoni che l’orizzontalità dei filari.



Andamento degli IQM al variare delle tipologie murarie

Per quanto riguarda le murature del borgo, è stata indagata la qualità della malta e della pietra tramite prove sclerometriche e penetrometriche che hanno fornito i seguenti risultati:

fc (Mpa)	1	2	3	4	5	6
roccia	220	180	*	*	*	*
malta	2	2	6	6	1,5	1,6

Risultati prove penetrometriche su malta e sclerometriche sul mattone

I risultati relativi alla malta hanno permesso di ipotizzarne una qualità intermedia (anche grazie alle zeppe, ove presenti). Considerando poi la presenza, ancorché parziale, di ingranamento nello spessore, si può pensare che le murature esaminate non siano particolarmente soggette a disgregazione.

INDIVIDUAZIONE DELLE UNITA' STRUTTURALI DA ANALIZZARE ANALITICAMENTE

Si è scelto di focalizzare lo studio analitico sul cuore del borgo, costituito da tre unità strutturali accostate e ben delineate.

Le indagini approfondite sono state dunque concentrate su questa porzione dell'intero aggregato, con il fine di ottenere riscontri in merito alla geometria e alla caratterizzazione dei materiali, dati essenziali per le successive operazioni di modellazione numerica del fabbricato.

La mosaicatura delle schede catastali, le dimensioni esterne ottenute dalla nuvola di punti e la configurazione degli interni, confermata da misurazioni effettuate direttamente sul posto, hanno permesso una ricostruzione sufficientemente precisa ed attendibile della geometria esterna e interna degli immobili.



Individuazione della porzione di aggregato oggetto di analisi numerica

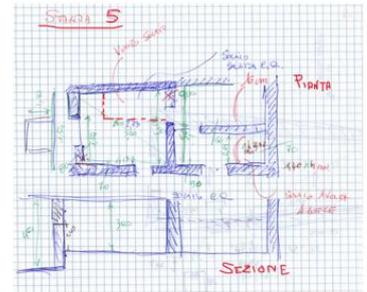
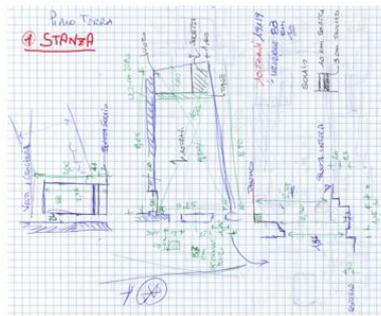
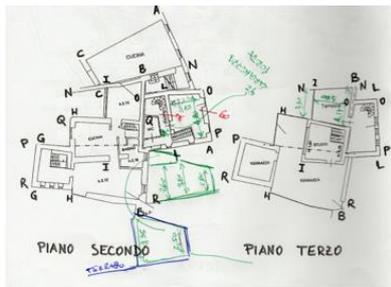
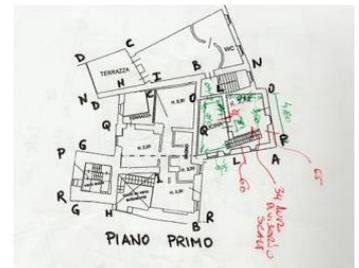
A partire dalla ricostruzione delle piante catastali, considerando la presenza di diversi piani a quote sfalsate tra loro, sono stati effettuati rilievi in sito per verificarne la veridicità e avere riscontri sulla tipologia di solai.

Sono state individuate volte a botte in pietra principalmente nei locali interrati e ai piani superiore dei solai in legno, sia di nuova costruzione che storici, e qualche solaio in latero-cemento o getto in c.a. pieno.

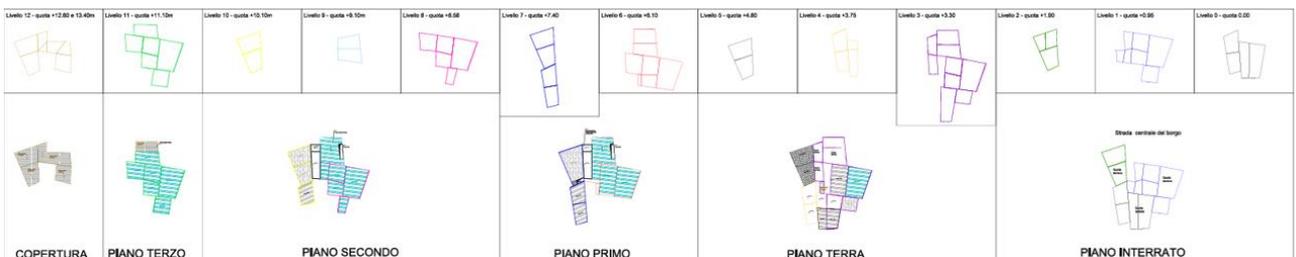
Si riportano alcuni impalcati fotografati durante i sopralluoghi, qualche estratto dagli appunti presi in sito e la restituzione dei rilievi sulle piante.



Tipologie di impalcati riscontrate nei diversi ambienti



Estratti dagli appunti dei rilievi effettuati in sito



Restituzione del rilievo degli impalcati

A partire dal rilievo, è stata effettuata un'analisi dei carichi di piano accorpando i diversi solai per tipologie costruttive. Si riportano i carichi ottenuti G1 e G2.

ANALISI DEI CARICHI - CASTIGLIONE DEL TERZIERE									
VOLTE IN PIETRA									
G1		G2				G1	G2	G1+G2	
Volta in pietra		Riempimento		Massetto+pavimento		Totale	Totale	Totale	
(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	
1900	0.3	1500	0.3	2000	0.1	570	650	1220	
SOLAIO IN LEGNO con soletta in c.a. senza pavimento									
Travi principali		Tavolato		Soletta		Totale	Totale	Totale	
(kg/m3)	Volume (m3/m2)	(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	
600	0.04	600	0.03	2000	0.1	242.6	0	242.6	
SOLAIO IN LATERO CEMENTO tipo SAP									
Solaio SAP h 20		Soletta		Pavimento		Totale	Totale	Totale	
-	(Kg/m2)	(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	
1	175	2000	0.05	2000	0.03	275	60	335	
SOLAIO IN CALCESTRUZZO ARMATO PIENO									
Soletta		Massetto				Totale	Totale	Totale	
(kg/m3)	Spessore (m)	(kg/m3)	Spessore (m)			(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	
2500	0.2	2000	0.05			500	100	600	
COPERTURA									
Travi principali		Tavolato		Coppi		Totale	Totale	Totale	
(kg/m3)	Volume (m3/m2)	(kg/m3)	Spessore (m)	-	(Kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	
600	0.02	600	0.03	1	60	30	60	90	

Il carico variabile è pari a 200 kg/m², come da categoria A della tabella 3.1.II delle NTC2018.

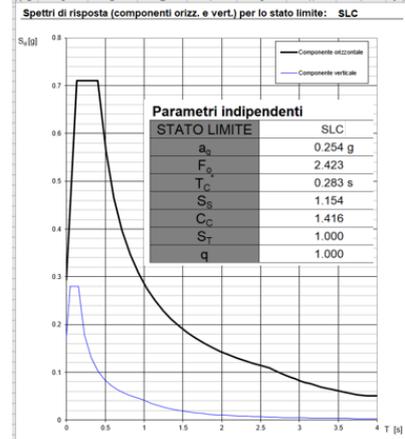
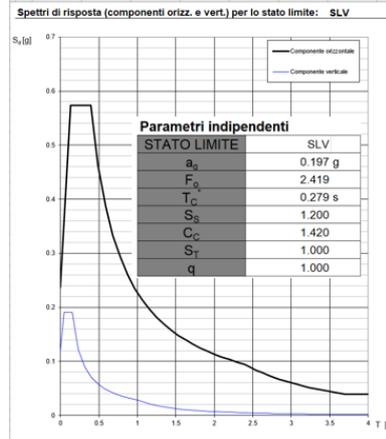
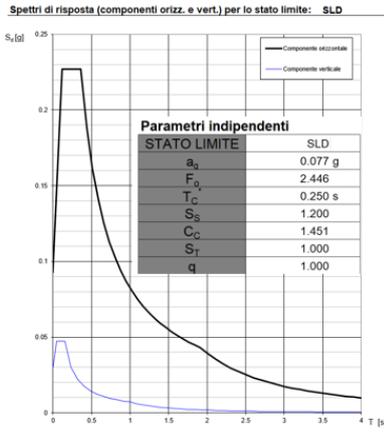
Per quanto riguarda i parametri meccanici delle murature, volendo attribuire al modello di calcolo un unico parametro di rigidità della muratura, si considera il valore di IQM medio tra il minimo IQM calcolato per lo scenario MIN e il minimo IQM calcolato per lo scenario MAX.

(N/mm ²)	Tab.C8.5.I media	IQM MIN min	IQM MAX min	IQM Medio
f	2	1.88	2.78	2.33
fv0	-	0.087	0.134	0.11
Tau0	0.043	0.038	0.056	0.047
E	1230	969	1322	1145
G	410	326	434	380

Valori dei parametri meccanici a confronto

Lo spettro di progetto è stato individuato secondo normativa, con i seguenti dati:

Coordinate geografiche: 44.29430165346852, 9.991581457508952
 Classe d'uso: II
 Vita nominale: 50 anni
 Categoria di sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1



PERCORSI DI ANALISI STRUTTURALE

In un passato anche recente, il percorso per l'analisi strutturale dei fabbricati esistenti non prevedeva particolari calcoli numerici, ma principalmente l'osservazione ed il rilievo del quadro fessurativo, che veniva valutato per definire direttamente le migliori modalità di ripristino.

Quando si era in presenza di instabilità che avevano portato a crolli, locali o estesi, si procedeva alla ricostruzione, spesso riconfermando le caratteristiche geometriche e costitutive precedenti al crollo. Questo percorso potrebbe essere considerato come una “restituzione” alla costruzione delle capacità spese per dissipare l'energia attivata dal sisma, causa di fessurazioni e crolli, che, in questa logica, avevano un ruolo non necessariamente negativo.

Questo modo di procedere si è ripetuto nel tempo e, escludendo gli eventi sismici particolarmente severi, le periodiche azioni di danneggiamento e successivo ripristino hanno ragionevolmente permesso una sorta di rigenerazione e conservazione della maggior parte delle costruzioni storiche.

Oggi, le nuove e notevoli conoscenze acquisite in ambito sismico, raccolte nel vigente apparato normativo, ricercano una quantificazione degli effetti del sisma riconosciuti o ipotizzati e delle azioni di mitigazione proposte. In tal senso, le parti seguenti di questo documento riportano alcuni indirizzi, considerazioni e confronti per i percorsi di analisi numerica di più frequente impiego.

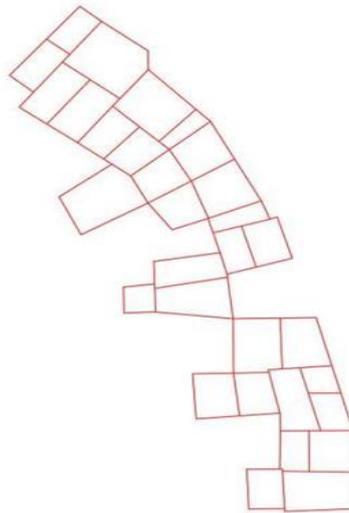
Nel corso dei sopralluoghi al Borgo è stata riconosciuta la presenza di contrafforti sulle murature più esposte, intrecci efficaci negli innesti tra murature, tiranti sulle facciate; gli accorgimenti costruttivi descritti possono essere ragionevolmente intesi come riparazioni e presidi utilizzati nel passato a fronte delle modalità di collasso che si erano manifestate.

La diffusa presenza di fessurazioni nel piano delle pareti murarie fa ritenere che tali danneggiamenti possano essersi verificati a fronte di azioni sismiche che avevano quelle specifiche direzionalità e comunque quando erano contrastate abbastanza efficacemente le azioni fuori piano.

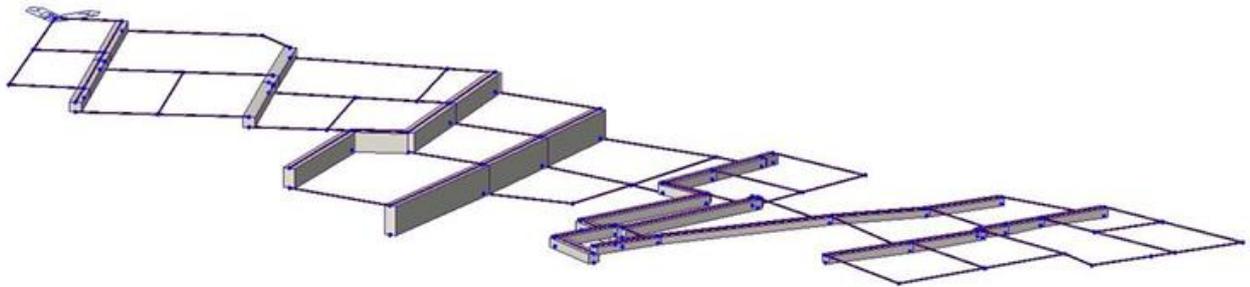
Le analisi numeriche eseguite cercano conferma della sequenza logica temporale del collasso nelle murature, che vorrebbe prima la propensione al ribaltamento delle facciate, quindi l'esecuzione di interventi a contrasto di questo effetto e, alla fine, le fessurazioni nel piano delle pareti.

Per predisporre le analisi analitiche, sono state effettuate diverse operazioni per digitalizzare le piante a disposizione dell'aggregato.

Sono state ottenute le linee unifilari del piano terra così da importarle nel software di modellazione, Midas Gen, per poi costruire le pareti delle unità strutturali oggetto di analisi.



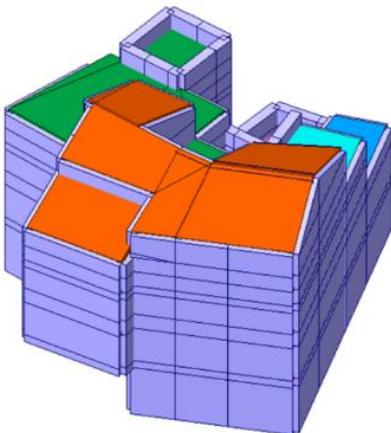
Unificare in 2d delle pareti del piano terra



Importazione nel software di modellazione

La porzione oggetto di studio, come visto precedentemente, è una parte di quella importata con gli unifilari.

E' stata creata la geometria di base delle unità strutturali oggetto di analisi, utilizzando degli elementi plate di grandi dimensioni per le murature così che tale modello potesse essere utilizzato come base per differenti approcci di analisi. Questo modello è stato poi esportato in formato dxf per poterlo importare in altri software di calcolo e/o avere a disposizione un modello geometrico tridimensionale delle unità strutturali.



Modello geometrico iniziale

Tale modello è stato poi raffinato e modificato, seguendo diversi percorsi di analisi numeriche:

- analisi dei cinematismi di collasso delle facciate fuori del loro piano (A);
- analisi dei comportamenti lineari delle murature nel loro piano (B).

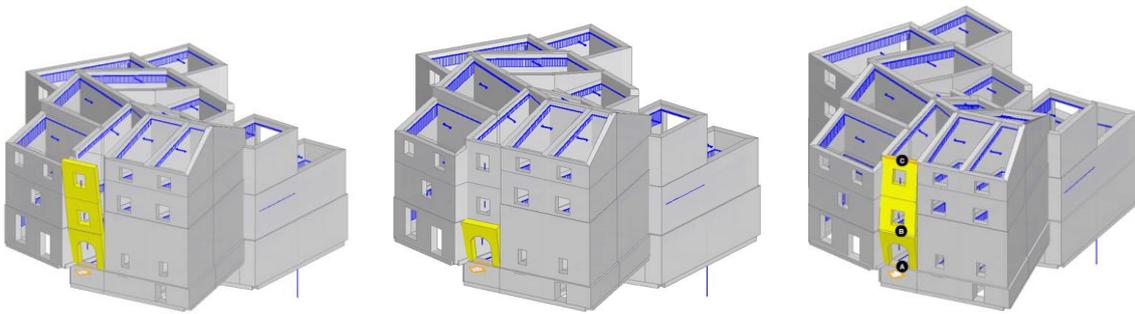
PERCORSO (A): analisi lineare dei cinematismi di collasso

I cinematismi legati al ribaltamento sono quelli che più probabilmente si verificano nelle murature di facciata e che anticipano le altre modalità di danno, soprattutto quando è modesta l’efficacia degli ammortamenti con le pareti trasversali e non sono presenti tiranti.

È questa certamente (come peraltro dicono le NTC) la prima analisi da eseguire.

Nel caso in esame sono state assunte le seguenti ipotesi:

- + attribuzione dei pesi alle murature considerate corpi rigidi e agli impalcati considerati pienamente deformabili e impiegati unicamente per la distribuzione dei carichi;
- + ipotesi di infinita (o parziale) resistenza a compressione delle murature;
- + allineamenti murari di facciata svincolati (o meno) dalle pareti trasversali.



Se si considera lo schiacciamento della muratura in corrispondenza della cerniera cilindrica al lembo esterno alla base, il rapporto capacità/domanda peggiora; se si considera la collaborazione delle connessioni con le pareti trasversali, il rapporto di vulnerabilità migliora.

In assenza di ribaltamento delle pareti, si ha la migliore garanzia dell’auspicato comportamento scatolare del complesso delle murature.

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.058	0.574	0.340	0.448	0.139
2	0.047	0.465	0.220	0.364	0.091
3	0.071	0.747	0.560	0.584	0.234
4	0.046	0.487	0.240	0.376	0.099
5	0.070	0.703	0.500	0.550	0.206
6	0.036	0.357	0.120	0.279	0.055
7	0.064	0.660	0.440	0.516	0.183
8	0.125	1.223	1.520	0.956	0.886
9	0.107	0.866	0.760	0.681	0.345
10	0.092	0.747	0.560	0.584	0.234
11	0.234	2.186	6.080	1.536	5.211
12	0.147	1.169	1.400	0.918	0.798
13	0.128	1.028	1.060	0.804	0.549
14	0.057	0.552	0.300	0.427	0.126
15	0.040	0.400	0.160	0.313	0.068
16	0.108	1.050	1.100	0.821	0.579

n. = numero consecutivo del cinematismo
α0 = moltiplicatore di collasso
PGA,CLD / PGA,DLD = ζ_{E,SLD,PGA} = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
TR,CLD / TR,DLD = ζ_{E,SLD,TR} = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ_{E,SLV,PGA} = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ_{E,SLV,TR} = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

PERCORSO (B): analisi dinamica lineare con spettro di risposta

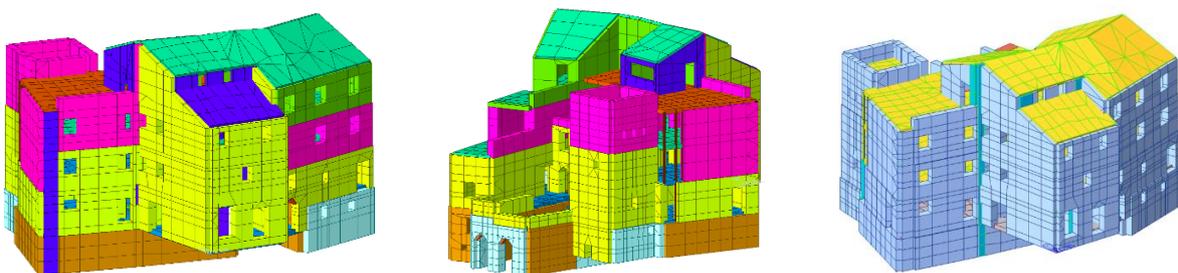
Un complesso murario a comportamento scatolare può attingere alle risorse degli allineamenti nel piano delle pareti; il percorso dell’analisi dinamica lineare, pur con le limitazioni insite nelle ipotesi stesse del metodo, permette di riconoscere le zone dell’edificio con maggior propensione a muoversi nella fase iniziale del sisma (fase elastica), individuando (sempre in tale fase) tensioni e spostamenti nel piano dei pannelli murari.

Sono state condotte due distinte modellazioni strutturali, entrambe ad elementi finiti ma con diverse ipotesi che sono esplicitate nel seguito e i cui risultati sono messi a confronto.

MODELLO N.1

Nel caso in esame sono state assunte le seguenti ipotesi e condizioni iniziali:

- + suddivisione degli elementi secondo una maglia coerente alla posizione delle aperture;
- + assegnazione del valore del modulo elastico pari a 1200 MPa e assegnazione del peso delle murature, migliorando l’approssimazione dei valori utilizzati con l’applicazione dell’indice della qualità muraria (IQM) e con misurazioni dirette o derivate da analisi documentali;
- + attribuzione di un modulo elastico ridotto alle zone di connessione delle murature, dove non sono ammortate, ma in semplice accostamento;
- + modellazione degli impalcati con elementi finiti suddivisi secondo una maglia coerente a quella delle murature;
- + riconoscimento delle caratteristiche prevalenti degli impalcati e definizione dei relativi pesi e moduli elastici equivalenti (***) , necessari ad approssimarne la rigidezza nel piano;
- + vincolamento con molle elastiche delle superfici di contatto con i fabbricati contigui, a simularne l’interazione;
- + attribuzione del livello dello “zero sismico” come media pesata delle quote di imposta delle pareti in interrato;
- + valore del fattore di comportamento assunto pari a 1,8.



Vista del modello f.e.m. - differenziazione cromatica delle pareti a diverso spessore e diversa rigidezza.

*(***) Si mostrano i dettagli del percorso condotto per definire i moduli elastici equivalenti dei diversi impalcati.*

Calcolato il peso proprio unitario dell’impalcato tipico, viene attribuita una densità equivalente all’impalcato equivalente di spessore prefissato, in modo da ottenere valori corrispondenti dei pesi propri unitari di impalcato tipico ed impalcato equivalente.

Viene imposta la medesima azione, secondo due direzioni ortogonali tra loro nel piano, all’impalcato tipico e ad un impalcato equivalente piano e di prefissato spessore. Lo spostamento rilevato in punti corrispondenti, viene assunto come indice di rigidezza; vengono imposti all’impalcato equivalente più valori del modulo elastico fino al riconoscimento di uno spostamento prossimo alla media degli spostamenti secondo le due direzioni ortogonali dell’impalcato tipico.

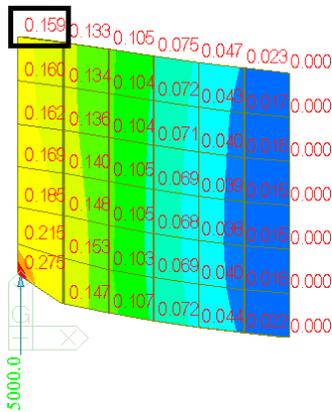
VOLTE a botte (ambiente 400x400, sp.volte=20cm)

$2*3,14/4*1900*0,2 \approx 600 \text{ kg/m}^2$

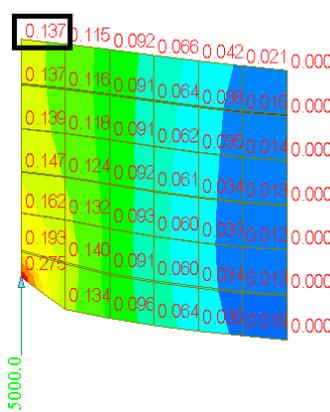
solaio piano equivalente a volta a botte:

- $s=30 \text{ cm}$
- densità eq. = $600/0,3 = 2000 \text{ kg/m}^3$
- Modulo elastico eq. = 627 MPa
- Equivalenza spostamenti: $(0,159+0,137)/2 = 0,148$

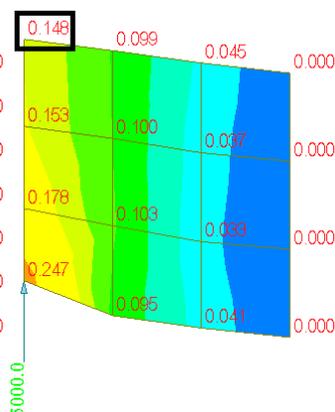
volta tipica
con generatrice $\alpha = 90^\circ$



volta tipica
con generatrice $\alpha = 0^\circ$



impalcato piano



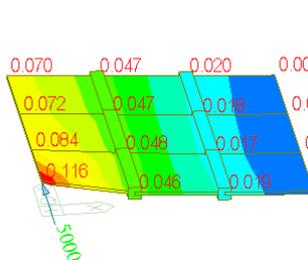
Impalcato LIGNEO (400x400, terzere 20x20 cm, assito $s=5\text{cm}$, $W=600 \text{ kg/m}^3$, $E = 80000 \text{ Mpa}$)

$600*(2*0,2*0,2*4+0,05*4*4)/16 \approx 42 \text{ kg/m}^2$

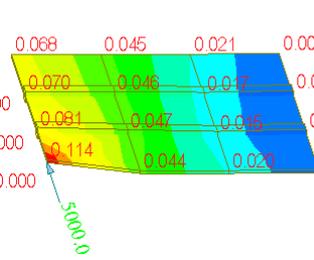
solaio piano equivalente impalcato ligneo:

- $s=\text{cm } 30$
- densità eq. = $42/0,3 = 140 \text{ kg/m}^3$
- Modulo elastico eq. = 1350 Mpa
- Equivalenza spostamenti: $(0,07+0,068)/2 = 0,069$

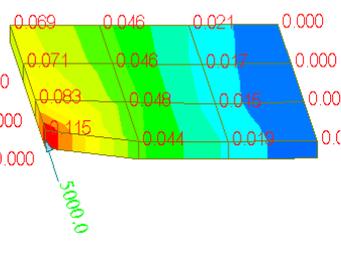
Direzione terzere $\alpha = 0^\circ$



direzione terzere $\alpha = 90^\circ$



impalcato piano $s=\text{cm}30$



I valori delle frequenze ottenute dall'analisi modale condotta sul modello f.e.m. sono stati confrontati con quelle rilevate dall'accelerometro.

Si riporta un estratto dell'analisi modale ottenuta con indicazione delle frequenze e delle masse partecipanti relative ad ogni modo e, in seguito, il confronto considerando le direzioni:

X ≈ nord/sud - Y ≈ est/ovest

Mode No	Frequency		Period (sec)
	(rad/sec)	(cycle/sec)	
1	32.8888	5.2344	0.1910
2	38.9155	6.1936	0.1615
3	45.1773	7.1902	0.1391
4	51.4373	8.1865	0.1222
5	51.5453	8.2037	0.1219
6	51.6686	8.2233	0.1216
7	55.9924	8.9115	0.1122
8	60.9724	9.7041	0.1030
9	63.3092	10.0760	0.0992
10	63.5293	10.1110	0.0989

Frequenze dei modi di vibrare con masse partecipanti più rilevanti

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0037	0.0037	0.0017	0.0017	1.3988	1.3988	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	40.4580	40.4616	7.0891	7.0908	0.0009	1.3997	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001
3	14.8824	55.3440	41.9311	49.0219	0.0030	1.4027	0.0001	0.0001	0.0000	0.0001	0.0001	0.0002
4	2.6878	58.0318	2.8380	51.8599	0.6511	2.0538	0.0001	0.0002	0.0002	0.0003	0.0001	0.0003
5	2.6736	60.7055	3.5704	55.4303	0.8707	2.9245	0.0000	0.0002	0.0002	0.0005	0.0001	0.0004
6	0.7679	61.4734	0.9369	56.3672	0.0000	2.9245	0.0000	0.0002	0.0000	0.0006	0.0000	0.0005
7	8.5395	70.0129	0.0615	56.4287	0.0000	2.9246	0.0000	0.0002	0.0000	0.0006	0.0032	0.0036
8	0.0000	70.0129	0.0002	56.4289	0.3909	3.3155	0.0000	0.0002	0.0000	0.0006	0.0000	0.0036
9	0.5895	70.6024	7.2650	63.6939	0.1123	3.4278	0.0002	0.0004	0.0008	0.0014	0.0012	0.0048
10	0.0510	70.6534	0.6877	64.3816	0.0263	3.4541	0.0001	0.0005	0.0001	0.0015	0.0001	0.0049

Masse partecipanti ai modi di vibrare

modi (n)	Frequenze da analisi modale (Hz)	Frequenze da misurazione (Hz)
2-3	6.2 – 7.2	6.5 – 6.6
2-3	6.2 – 7.2	6.,5
7	8.9	8 - 13
9	10.1	11 - 13

Confronto tra frequenze ottenute dal modello fem e frequenze misurate in situ

Nonostante la presenza di varie evidenze del danno e di connessioni parziali tra gli elementi, le frequenze sono coerenti a quelle restituite dal modello.

Valori confrontabili delle frequenze dei modi principali di vibrare si ritengono utili per una conferma della validità del modello, sia per verificare l'adeguatezza delle ipotesi assunte per le rigidità delle molle elastiche orizzontali (disposte sull'intera superficie di contatto con i fabbricati adiacenti), sia per confermare l'applicabilità dell'ipotesi della continuità del materiale per la valutazione del comportamento globale della costruzione.

Successivamente si è voluto indagare come altri parametri di input potessero influire sui risultati dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta. A partire dalle ipotesi sopra esposte, è stato fatto variare un parametro alla volta, lasciando invariati tutti gli altri, così da riconoscere le variazioni nei risultati delle frequenze, spostamenti e tensioni.

I parametri variati sono, in particolare, il valore del modulo elastico delle murature, i valori di rigidità nel piano degli impalcati e la quota attribuita allo “zero sismico”.

VARIAZIONE PARAMETRI AL MODELLO	Periodo più rilevante (sec)	Spostamento max nel piano orizzontale (mm)	Tensione tangenziale max (MPa)
<i>Variazione modulo elastico murature</i>			
E = 1200 MPa, conn. deboli E= 500 MPa	0.152	6.6	0.46
E*0,7	0.174 (+14%)	8.7 (+32%)	0.46 (==)
E*1,3	0.137 (-10%)	5.3 (-20%)	0.44 (-4%)
No indebolimenti alle connessioni	0.146 (-4%)	6 (-10%)	0.45 (-2%)
<i>Variazione modulo elastico impalcati</i>			
Equivalente	0.152	6.6	0.46
Molto elevato	0.159 (+5%)	7.2 (+9%)	0.47 (+3%)
Minimo	0.125 (-10%)	4.5 (-32%)	0.46 (==)
<i>Zero sismico</i>			
Livello base al piano strada minimo	0.152	6.6	0.46
Livello medio del terreno (-165 cm)	0.152 (==)	6.5 (-2%)	0.46 (==)

Confronto tra periodi, spostamenti e tensioni tangenziali al variare di alcuni parametri

Dalle variazioni effettuate sui moduli elastici delle murature si può evincere che l'indebolimento delle connessioni tra muri ortogonali, creato tramite riduzione del modulo elastico dei plate di contatto del 60%, induce un aumento percentuale negli spostamenti e nel periodo principale di vibrare inferiore rispetto alla riduzione del 30% della rigidità di tutte le murature.

In ogni caso, le maggiori variazioni si possono riscontrare negli spostamenti e nel periodo proprio di vibrare, piuttosto che nelle tensioni tangenziali. La riduzione percentuale applicata al modulo elastico come dato di input, in ogni caso, risulta essere sempre maggiore rispetto alla riduzione riscontrata nelle deformazioni e sollecitazioni interne.

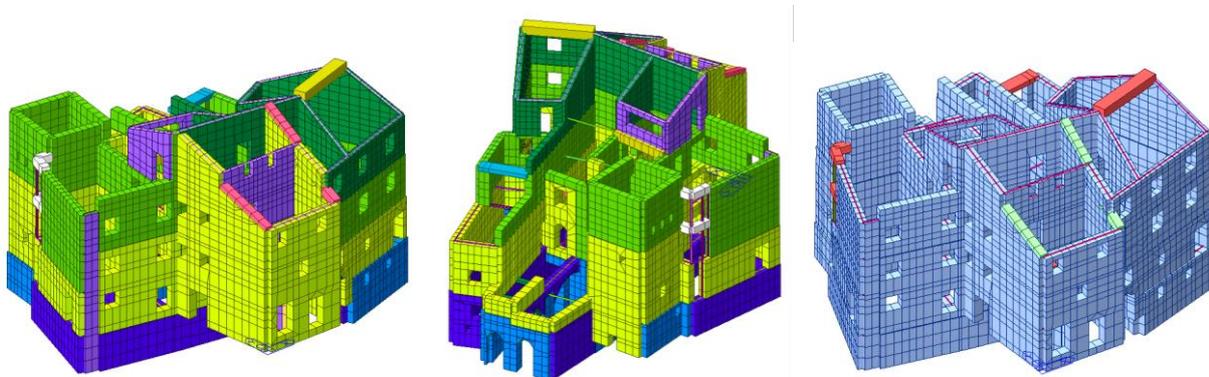
Per quanto riguarda la variazione del modulo elastico degli impalcati si può notare che la rigidità equivalente attribuita tende più ad una rigidità “infinita” (modulo elastico molto elevato) che “nulla” (modulo elastico minimo). Le differenze in termini di periodi propri e di spostamenti massimi, infatti, sono pari al 5% - 9% con la rigidità molto elevata e pari a 10%-32% con la rigidità minima. In termini di tensioni tangenziali, invece, non si hanno apprezzamenti di variazioni sensibili alla rigidità degli impalcati.

In ultimo, si può notare che la modifica nel livello dello zero sismico considerato è sostanzialmente irrilevante nel comportamento deformativo della struttura.

MODELLO N.2

Sulla scorta dei risultati derivati dal precedente modello, è stato realizzato un secondo modello ad elementi finiti al continuo, assumendo le seguenti ipotesi e condizioni iniziali:

- + suddivisione degli elementi secondo una maglia di dimensioni di circa 0.5m coerente alla posizione delle aperture;
- + assegnazione del modulo elastico interno a tutti i plate pari alla media dei due valori minimi dell'IQM: $E=1145$ MPa; peso della muratura pari a 18 kN/m³;
- + carichi derivanti dagli impalcati (G_{1pp} , G_2 , Q) applicati come floor load o beam load sulle murature, secondo le orditure presenti;
- + impalcati NON modellati tramite elementi finiti;
- + attribuzione del livello dello “zero sismico” come media pesata delle quote di imposta delle pareti in interrato (constatato che la variazione dello zero sismico non influenza significativamente i risultati)



Vista del modello f.e.m. - differenziazione cromatica delle pareti a diverso spessore e diversa rigidezza.

In questo modello sono stati confrontati i seguenti scenari:

- + due scenari di diversa rigidezza degli impalcati, uno infinitamente rigido e l'altro infinitamente deformabile (constatato che la rigidezza equivalente degli impalcati meglio si approssima al caso di infinitamente rigido);
- + due scenari di presenza/assenza dei vincoli e delle masse di continuità tra la porzione considerata e quella adiacente non modellate (“edificio isolato” e “edificio aggregato”);
- + due scenari di modulo elastico delle murature, uno intero e l'altro ridotto del 30%.

Si riportano i risultati derivanti dal modello, al variare di diversi parametri:

MODELLO	IMPALCATI	Modulo elastico	1° periodo in x	1° periodo in y	1° Modo con periodo <0.132s	Taglio base in x	Taglio base in y
Edificio isolato	Rigidezza infinita	1145 MPa	0.20s 4.93 Hz	0.166 s 6.02 Hz	5°	3209 kN	2574 kN
Edificio aggregato	Rigidezza infinita	1145 MPa	0.194 s 5.15 Hz	0.169 s 5.91 Hz	5°	3393 kN	2651 kN
Edificio isolato	Rigidezza infinita	801 MPa	0.242 s 4.13 Hz	0.198 s 5.05 Hz	6°	3215 kN	2582 kN
Edificio aggregato	Rigidezza infinita	801 MPa	0.224 s 4.46 Hz	0.195 s 5.12 Hz	8°	3406 kN	2664 kN
Edificio isolato	Rigidezza nulla	1145 MPa	0.282 s 3.55 Hz	0.183 s 5.47 Hz	18°	2094 kN	2078 kN
Edificio aggregato	Rigidezza nulla	1145 MPa	0.276 s 3.62 Hz	0.182 s 5.50 Hz	17°	1958 kN	2170 kN
Edificio isolato	Rigidezza nulla	801 MPa	0.334 s 2.98 Hz	0.218 s 4.59 Hz	24°	2101 kN	2080 kN
Edificio aggregato	Rigidezza nulla	801 MPa	0.319 s 3.13 Hz	0.210 s 4.75 Hz	23°	1961 kN	2071 kN

Dall'osservazione dei risultati riportati, confrontando i diversi scenari, si può notare che nello specifico caso in esame l'influenza dell'edificio adiacente sull'unità strutturale oggetto di studio è modesta. Infatti, la variazione nei primi modi di vibrare per ogni coppia di modelli a confronto, con diverse ipotesi di vincolo laterale (uno senza e l'altro con molle elastiche), è di appena 0.02s e la variazione dei tagli alla base oscilla tra il 5% e il 10%. Questa limitata variazione può essere motivata dal fatto che principalmente le pareti in prossimità dell'edificio adiacente risentono effettivamente della presenza dei muri in continuità, mentre la restante parte dell'unità strutturale studiata, fortemente irregolare in pianta, non è influenzata. Tale risultato risulta in coerenza con la scelta iniziale che ha portato ad identificare questa unità strutturale, che risulta avere solo una porzione di fronte a contatto con le altre unità strutturali dell'aggregato.

Si può tuttavia affermare che questo risultato non è applicabile a tutte le configurazioni di aggregati: vi possono essere situazioni in cui, invece, le superfici di contatto tra l'edificio adiacente e quello oggetto di studio avrebbero peso superficiale maggiore.

Analizzando l'influenza della rigidezza degli impalcati, estremizzata in un caso a totalmente flessibile e nell'altro a totalmente rigido, si ha un aumento del primo periodo di vibrare pari circa a +0.08s, come prevedibile. Da questo confronto emerge anche una forte diminuzione del taglio alla base, di circa -1200 kN. Sono stati inoltre confrontati il numero di modi compresi tra il primo periodo proprio di vibrare e T_b , osservando che nei modelli con impalcati flessibili vi sono almeno 17 modi e nei modelli con impalcati rigidi almeno 5; in tutti i casi si ha circa il 70% di massa partecipante eccitata compresa tra T_b e $T_{proprio}$.

In ultimo, valutando l'effetto della variazione del modulo elastico della muratura a parità di altri parametri, si nota che le variazioni nei periodi propri di vibrare sono circa del 15%, confermando quanto ottenuto dai confronti del modello n. 1. Le relative variazioni nei tagli alla base, invece, sono pressoché nulle e anche questo conferma la valutazione effettuata sulle tensioni tangenziali nel modello n.1 al diminuire del modulo elastico della muratura.

CONFRONTI MODELLO N.1 e N.2

N.	Vincoli al contorno	Rigidezza impalcati	Modulo elastico muratura (Mpa)	Periodo rilevante in x (s-Hz)	Periodo rilevante in y (s-Hz)	1° Modo con periodo <0.132s	Taglio base in X (KN)	Taglio base in Y (KN)
1	Edificio isolato	infinita	1145 (E)	0.20 4.93	0.166 6.02	5°	3209	2574
2	Edificio aggregato	infinita	1145 (E)	0.194 5.15	0.169 5.91	5°	3393	2651
3	Edificio isolato	infinita	801 (0.7 E)	0.242 4.13	0.198 5.05	6°	3215	2582
4	Edificio aggregato	infinita	801 (0.7 E)	0.224 4.46	0.195 5.12	8°	3406	2664
5	Edificio isolato	nulla	1145 (E)	0.282 3.55	0.183 5.47	18°	2094	2078
6	Edificio aggregato	nulla	1145 (E)	0.276 3.62	0.182 5.50	17°	1958	2170
7	Edificio isolato	nulla	801 (0.7 E)	0.334 2.98	0.218 4.59	24°	2101	2080
8	Edificio aggregato	nulla	801 (0.7 E)	0.319 3.13	0.210 4.75	23°	1961	2071
9	Edificio aggregato	equivalente	1145 (E)	0.179 5.59	0.155 6.47	4°	2894	2898
10	Edificio aggregato	equivalente	801 (0.7 E)	0.203 4.94	0.177 5.66	5°	2803	2913
11	Edificio aggregato	equivalente	1489 (1.3 E)	0.162 6.18	0.139 7.19	4°	2974	2868
12	Edificio aggregato	1.3 equivalente	1145 (E)	0.176 5.68	0.153 6.55	4°	2907	2891
13	Edificio aggregato	0.7 equivalente	1145 (E)	0.180 5.56	0.155 6.43	7°	2891	2897

Sono stati messi a confronto i sottomodelli realizzati a partire dal modello n.1 (numeri da 1 a 8) con i sottomodelli realizzati a partire dal modello n.2 (numeri da 9 a 13).

Sono stati evidenziati con colori diversi i gruppi di modello aventi la medesima rigidezza di impalcato, ovvero infinita – nulla – finita.

I risultati riportati sono il primo periodo principale in direzione x e in direzione y, il primo modo con periodo di valore inferiore a T_b dello spettro, il taglio alla base in x del caso di carico E_x (sisma in direzione x) e il taglio alla base in y del caso di carico E_y (sisma in direzione y).

Osservando i valori di taglio alla base, si può subito notare che i modelli aventi impalcati di rigidezza finita forniscono dei tagli alla base di valore intermedio tra quelli derivanti da modelli con rigidezza di piano infinita e quelli derivanti da modelli con rigidezza di piano nulla.

Le sollecitazioni minori in termini assoluti si hanno nel modello con impalcati di rigidezza nulla, essendo la struttura più flessibile, quindi i risultati ottenuti sono meno conservativi.

Si può anche riconoscere una certa simmetria dei tagli alla base in x e y nei modelli con rigidezza nulla e finita, mentre si rilevano maggiori differenze tra i tagli in direzione x e quelli in direzione y ottenuti dai modelli con rigidezza infinita. Questo è probabilmente dovuto al fatto che l'intero aggregato modellato ha una rigidezza flessionale globale maggiore in direzione x rispetto alla direzione y e, dunque, una perfetta ripartizione del carico sulle murature d'ambito tramite il piano rigido porta all'assorbimento di un taglio maggiore nella direzione più forte dell'aggregato.

Confrontando i periodi propri dei tre modelli aventi modulo elastico pari a 1145 MPa e vincoli laterali analoghi, al variare della rigidezza degli impalcati, è apprezzabile un aumento dei periodi propri di vibrare al diminuire della rigidezza degli impalcati, come prevedibile.

Si può constatare che la modellazione con impalcati di rigidezza nulla porta ad una maggiore frammentazione di modi; infatti il primo modo con periodo inferiore a T_c varia tra il 17° e il 24° nel caso dei modelli con impalcati di rigidezza nulla e tra il 4° e l'8° nel caso di modelli con impalcati di rigidezza finita o infinita. In tutti i casi comunque si eccita sempre circa il 70% della massa partecipante con periodi superiori a T_b .

In ultimo, valutando l'influenza della rigidezza nelle pareti, a parità di altre ipotesi, si riscontrano differenze in termini del primo modo principale che variano tra il 15% e il 20%, mentre differenze sui tagli alla base scarsamente apprezzabili e compresi tra 0.5% e 5%. In termini di sollecitazioni sulle pareti interne, pertanto, non si avranno grandi scostamenti tra quelle derivanti da un modello con rigidezza delle pareti intera e quelli da un modello con rigidezza variata del 30%. Questo risultato conferma la scelta effettuata inizialmente di uniformare le proprietà meccaniche delle murature, benché diverse tra loro, ai fini dell'inserimento di un unico modulo elastico nel modello al continuo.

CONCLUSIONI

L’analisi storica del borgo, unita alle numerose indagini visive sulle murature, è stata determinante per poter effettuare valutazioni circa il comportamento che le stesse hanno assunto durante gli eventi sismici passati e prevederne le future vulnerabilità, nonché per riconoscere le pareti originarie da quelle create successivamente e identificarne il grado di vincolo.

L’analisi dei terreni, condotta con diverse metodologie di prova, ha permesso di ottenere una solida base per la predisposizione del modello geotecnico e per la classificazione della categoria di sottosuolo.

Il percorso dell’IQM ha restituito dei valori dei parametri meccanici medi che sono in linea con quelli previsti per la relativa categoria nelle NTC 2018, validandone l’utilizzo nelle analisi.

La rilevazione delle frequenze dei modi principali di vibrazione del fabbricato, ottenute con la forzante data dai microtremori ambientali, ha evidenziato una buona coerenza con i valori restituiti dalla modellazione. La circostanza, anche in presenza di evidenti danneggiamenti e connessioni parziali, avvalorava le scelte della modellazione a continuo nel tentativo di riprodurre il comportamento al vero della costruzione. Improbabile invece il mantenimento delle frequenze rilevate oggi durante lo sviluppo di un sisma, quando si avrebbe una riduzione delle rigidità delle pareti conseguente al danno e una diversa distribuzione delle tensioni e degli spostamenti.

Il confronto dei risultati in termini di vulnerabilità del fabbricato, ottenuti dall’analisi dei cinematici di collasso e del comportamento nel piano dei paramenti murari conferma chiaramente le maggiori criticità per i meccanismi fuori piano, confermando l’ipotesi che li vuole come il primo aspetto da valutare.

In merito alla valutazione dei meccanismi di piano, derivati dal modello di calcolo, sono state effettuate diverse comparazioni sui dati di input così da poter valutare la relativa influenza sui risultati. I parametri che sono stati fatti variare sono: rigidità delle pareti, rigidità degli impalcati, vincoli laterali, zero sismico, ammorsamento tra pareti ortogonali.

Queste sono state ritenute, infatti, le principali proprietà di una struttura esistente, sulla quale il progettista deve necessariamente effettuare ipotesi iniziali da cui deriveranno i risultati e la progettazione dei relativi interventi.

Si è voluto pertanto fornire uno studio che potesse aiutare il progettista nelle scelte iniziali, mostrando quali parametri hanno maggiore influenza sugli output e quali, invece, rappresentano una minore fonte di errore nella schematizzazione del comportamento reale.

Un’utile prosecuzione del presente lavoro sarà quello di fissare i dati di input, sulla scorta dei risultati dell’analisi di sensitività, per individuare le criticità derivanti dall’analisi dei meccanismi di piano e scegliere il tipo di interventi da effettuare (intervento locale, miglioramento sismico, adeguamento sismico).

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

M3S

TECNOGEOFISICA S.n.c.
Indagini sismiche – Prospezioni Geofisiche



Associazione ISI – Ingegneria Sismica Italiana

Sede legale e operativa:
Via del Colosseo, 62 - 00184 Roma (RM)
Tel. (+39) 331 26 96 084
segreteria@ingegneriasismicaitaliana.it

Seguici sui social:



Ingegneria Sismica Italiana

www.ingegneriasismicaitaliana.com

